

**Überprüfung und Überarbeitung des
Nationalen Anhangs (DE) für DIN EN
1992-1-1 (Eurocode 2)**

T 3240/1

T 3240/1

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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.

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

2010

ISBN 978-3-8167-8359-6

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



Bundesvereinigung
der Prüfmusterprüfer
für Bautechnik e. V.



Fingerloos, F. (ed.)

**Überprüfung und Überarbeitung des Nationalen Anhangs (DE) für DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2).
Abschlussbericht des DIBt-Forschungsvorhabens
ZP 52-5-7.278.2-1317/09:
„Eurocode 2 Hochbau – Pilotprojekte“**

Berichtszeitraum:

Mai 2007 bis November 2009

Forschende Stelle:

**Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.
10785 Berlin, Kurfürstenstraße 129**

**Bundesvereinigung der Prüfmusterprüfer für Bautechnik e.V.
10785 Berlin, Kurfürstenstraße 129**

**Verband Beratender Ingenieure e.V.
10787 Berlin, Budapester Straße 31**

Aufgestellt: 28.02.2010

Dieser Schlussbericht umfasst 203 Seiten.

Anhang A umfasst	110	Seiten.
Anhang B umfasst	77	Seiten.
Anhang C umfasst	210	Seiten.
Anhang D umfasst	21	Seiten.
Anhang E umfasst	6	Seiten.

Überprüfung und Überarbeitung des Nationalen Anhangs (DE) für DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2)

– Abschlussbericht des DIBt-Forschungsvorhabens ZP 52-5-7.278.2-1317/09: „Eurocode 2-Pilotprojekte“

Zusammenfassung

Mit dem Forschungsvorhaben „EC2-Pilotprojekte“ wurde der Eurocode 2: „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau“ (EC2-1-1) mit seinem Nationalen Anhang von praktisch tätigen Ingenieurbüros und Softwareherstellern ausführlich getestet und verbessert, um die Akzeptanz des Eurocode 2 in Deutschland zu erhöhen.

Der Abschlussbericht enthält Verbesserungsvorschläge und ihre Hintergründe für den Normentext und den Nationalen Anhang (inhaltliche und Druckfehler, Defizite der Übersetzung). Die praktische Handhabbarkeit der Norm wird damit optimiert. Der Vergleich der EC2-Ergebnisse mit denen nach DIN 1045-1 lieferte Indizien für die Sicherheit und Wirtschaftlichkeit des neuen Regelwerks. Bei den untersuchten Themen wurde eine relativ gute Übereinstimmung zwischen DIN 1045-1 und EC2-1-1 durch den Nationalen Anhang mit den erarbeiteten Änderungsvorschlägen hergestellt. Im Abschlussbericht werden die Ergebnisse aller Projekte aufbereitet und zusammengefasst.

Die deutschen Übersetzungen des EC2-Teil 1-1 und EC2-Teil 3 wurden weitgehend überarbeitet und mit Österreich und der Schweiz abgestimmt. Die Ergebnisse der Erprobungsphase schaffen die Voraussetzungen, den EC2-1-1 mit einem Stichtag ohne Übergangszeit, bauaufsichtlich einführen zu können.

**Test and revision of the National Annex (DE) of DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2)
– Final report of the DIBt-research project ZP 52-5-7.278.2-1317/09:
"Eurocode 2-Pilot Projects"**

Summary

The new Eurocode 2 "Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings" (EC2-1-1) and its National Annex has undergone a phase of detailed testing in Germany as part of the "EC2-pilot projects". Involving consulting engineers and producers of software in the research has resulted in improvements which will achieve a higher acceptance of the Code.

The final report contains recommendations for improvements and their background to amend the Code text and its National Annex (content and literal errors, deficits of translation). In addition the practical manageability of the Code has been optimized. The comparison of the EC2 results with those of DIN 1045-1 shows the safety and economy of the new Code. As a result a relatively good conformance between both standards has been found during the tests. The final report includes a summary of the processed results for all pilot projects.

The German translations of part 1-1 and part 3 of EC2 have been revised and coordinated with Austria and Switzerland. The results of the test phase form the base for the introduction of the EC2-1-1 by the authorities with a set deadline and without the use of a transition period.

Vérification et Révision de l'annexe nationale (DE) pour DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2) – Rapport final du projet de recherche du DIBT ZP 52-5-7.278.2-1317/09 : «Eurocode 2-projets pilotes»

Résumé

Le projet de recherche « EC2-projets pilotes » avait pour but de tester et de réviser l'Eurocode 2: « Calcul des structures en béton - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments » (EC2-1-1) ainsi que son annexe nationale. Afin que l'Eurocode 2 soit plus facilement accepté en Allemagne on a fait participer des bureaux d'études et des entreprises de logiciel à ce projet de recherche.

Le rapport final propose des améliorations et sur ce fond des changements de texte de la norme et de l'annexe nationale (faute de contenu et faute d'impression, déficiences dans la traduction). Ceci entraîne une optimisation en ce qui concerne l'utilisation de la norme. Une comparaison des résultats du « EC2 » avec ceux de DIN 1045-1 démontre la sécurité et la rentabilité du nouveau livre de norme. Par rapport aux sujets examinés une assez bonne conformité entre DIN 1045-1 et EC2-1-1 a été constatée grâce aux amendements de l'annexe nationale. Tous les projets sont traités et résumés dans le rapport final.

Les traductions du EC2 partie 1-1 et EC2 partie 3 ont été révisées en grande partie et ont été acceptées par l'Autriche et la Suisse. Les résultats de la phase d'essai représentent une condition indispensable pour l'institution du EC2-1-1 par les autorités à une date limite et sans période de transition.

Inhaltsverzeichnis

Abkürzungen	7
1 Vorbemerkungen	8
2 Ziele und Arbeitsschritte	9
3 Projektbearbeitung	10
3.1 Beteiligte Firmen	10
3.2 Die Pilotprojekte.....	10
3.3 Leistungsumfang 2007 bis 2009.....	10
4 Vergleichsergebnisse Grenzzustände der Tragfähigkeit	14
4.1 Grundlagen	14
4.1.1 Dauerhaftigkeit – Expositionsklassen	14
4.1.2 Dauerhaftigkeit – Betondeckung.....	16
4.1.3 Bauteilgeometrie – Definitionen.....	18
4.2 Baustoffeigenschaften	18
4.2.1 Beton E-Modul.....	18
4.2.2 Beton – Schwinden.....	23
4.2.3 Beton – Kriechen	30
4.2.4 Leichtbeton	32
4.2.5 Betonstahl.....	33
4.2.6 Spannstahl.....	34
4.3 Biegung mit Längskraft	36
4.3.1 Unbewehrter Beton.....	36
4.3.2 Beton – Parabel-Rechteck-Diagramm	36
4.3.3 Beton – bilineare Arbeitslinie	38
4.3.4 Beton – Spannungsblock.....	39
4.3.5 Betonstahl und Spannstahl – bilineare Arbeitslinien.....	41
4.4 Querkraft.....	42
4.4.1 Auflagernahe Einzellast.....	42
4.4.2 Mindestquerkrafttragfähigkeit	42
4.4.3 Querkrafttragfähigkeit mit Querkraftbewehrung EC2-1-1 mit NA	44
4.4.4 Querkrafttragfähigkeit mit Querkraftbewehrung EC2-1-1 ohne NA	45
4.5 Torsion.....	50
4.5.1 effektive Wanddicke.....	50
4.5.2 Torsionsbewehrung	51
4.6 Durchstanzen.....	52
4.6.1 Nachweisschnitte.....	52
4.6.2 Kritischer Rundschnitt und Abzugswert Sohlpressung bei Fundamenten	54
4.6.3 Einwirkende Querkraft Durchstanzen	55
4.6.4 Tragfähigkeit Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung.....	56
4.6.5 Maximaltragfähigkeit Durchstanzen Flachdecken	65
4.6.6 Tragfähigkeit Fundamente und Bodenplatten ohne Durchstanzbewehrung.....	73
4.6.7 Maximaltragfähigkeit Durchstanzen Fundamente und Bodenplatten	79
4.6.8 Tragfähigkeit Flachdecken mit Durchstanzbewehrung	80
4.6.9 Tragfähigkeit Fundamente mit Durchstanzbewehrung	93
4.6.10 Mindestbewehrung Durchstanzen	98
4.7 Schubkraftübertragung in Verbundfugen	101
4.7.1 Nachweisformate	101
4.7.2 Fugentragfähigkeit ohne Verbundbewehrung.....	102
4.7.3 Maximale Fugentragfähigkeit mit Verbundbewehrung	103
4.7.4 Fugentragfähigkeit mit Verbundbewehrung.....	104

4.8	Druckglieder	106
4.8.1	Nachweise am Gesamttragwerk nach Theorie II. Ordnung im Hochbau	106
4.8.2	Verfahren mit Nennkrümmung	109
4.8.3	Verfahren mit Nennsteifigkeiten.....	111
5	Vergleichsergebnisse Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	113
5.1	Begrenzung der Rissbreiten	113
5.1.1	Anforderungen	113
5.1.2	Mindestbewehrung	114
5.1.3	Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung	116
5.1.4	Begrenzung der Rissbreite mit direkter Berechnung	119
5.2	Begrenzung der Verformungen.....	120
5.2.1	Anforderungen	120
5.2.2	Vereinfachter Nachweis über zulässige Biegeschlankheiten	121
5.2.3	Vergleichsrechnungen Durchbiegung.....	127
6	Bewehrungs- und Konstruktionsregeln	135
6.1	Verankerung der Längsbewehrung.....	135
6.1.1	Verbundbedingungen	135
6.1.2	Bemessungswert der Verbundspannung.....	136
6.1.3	Verankerungslänge.....	138
6.1.4	Übergreifungslänge	141
6.1.5	Verbundspannung bei Vorspannung mit sofortigem Verbund	144
6.1.6	Übertragungslänge bei Vorspannung mit sofortigem Verbund	148
6.1.7	Verankerungslänge bei Vorspannung mit sofortigem Verbund	149
6.2	Querkraftbewehrung	153
6.2.1	Verankerung und Schließen der Bügel.....	153
6.2.2	Längsabstände der Bügel.....	155
6.2.3	Mindestquerkraftbewehrung	155
6.3	Torsionsbewehrung	157
6.4	Durchstanzbewehrung.....	158
7	Abschlussberichte der Pilotprojekte.....	159
7.1	P1 – Suess - Staller – Schmitt Ingenieure	159
7.1.1	Das Projekt	159
7.1.2	Am Bau Beteiligte	159
7.1.3	Was ist einfacher bzw. klarer geworden?	160
7.1.4	Was ist schwieriger bzw. aufwändiger geworden?	160
7.1.5	Handhabbarkeit Eurocode 2 / Nationaler Anhang	160
7.1.6	Bewertung Software	160
7.1.7	Allgemeines Feedback	161
7.1.8	Resümee	161
7.2	P2 – Eisfeld Ingenieure.....	162
7.2.1	Einleitung	162
7.2.2	Übersicht des Tragwerks und einzelner Positionen.....	162
7.2.3	Allgemeines zu den Nachweisen des Eurocode 2.....	163
7.2.4	Betrachtung einzelner Nachweise	163
7.2.5	Software.....	164
7.2.6	Zusammenfassung	165
7.3	P3 – WTM Engineers.....	166
7.3.1	Das Projekt	166
7.3.2	Betrachtete statische Positionen	166
7.3.3	Software.....	167
7.3.4	Vergleich EC2-1-1 mit DIN 1045-1	167
7.3.5	Zusammenfassung	168

7.4	P4 – Ingenieurbüro Dr. Jahnke	169
7.4.1	Allgemeines	169
7.4.2	Aufgabenstellung	169
7.4.3	Leistungsumfang	169
7.4.4	Software.....	170
7.4.5	Bemessungsergebnisse	170
7.4.6	Erfahrungen bei der Bearbeitung.....	172
7.5	P5 – Leonhardt, Andrä und Partner	174
7.5.1	Allgemeines	174
7.5.2	Geprüfte Positionen	175
7.5.3	Handhabbarkeit EC2-1-1 + NA	178
7.5.4	Bewertung der Software	178
7.5.5	Sonstiges	179
7.6	P6 – Krebs und Kiefer	180
7.6.1	Vorstellung des Projekts	180
7.6.2	Nachweise und Erfahrungen	181
7.6.3	Handhabbarkeit EC2-1-1 + NA	183
7.6.4	Bewertung der Software	184
7.6.5	Zusammenfassung und Feedback	184
7.7	P7 – Ingenieurbüro Dr. Lammel.....	185
7.7.1	Vorstellung des Projekts und Übersicht des Tragwerks	185
7.7.2	Aufgabenstellung	185
7.7.3	Überprüfte Bauteile.....	186
7.7.4	Ergebnisse.....	186
7.7.5	Software.....	187
7.7.6	Resümee	187
7.8	P8 – BfB Büro für Baukonstruktionen	188
7.8.1	Allgemeines	188
7.8.2	Übersicht geprüfte Positionen.....	188
7.8.3	Bemessungssoftware	189
7.9	P9 – Ingenieurgruppe Bauen	190
7.9.1	Ziel	190
7.9.2	Übersicht geprüfte Positionen.....	190
7.9.3	Erfahrungen bei der Anwendung des EC2-1-1 + NA	191
7.9.4	Software.....	192
7.9.5	Feedback	192
7.10	P11 – Harrer Ingenieure	193
7.10.1	Allgemeines	193
7.10.2	Das Projekt	193
7.10.3	Stützenbemessung	194
7.10.4	Spannbettbinder	194
7.10.5	Software.....	195
7.10.6	Fazit.....	195
7.11	P12 – Jäger Ingenieure GmbH	196
7.11.1	Vorstellung des Projektes	196
7.11.2	Nachweise	196
7.11.3	Ergebnisse.....	196
7.11.4	Software.....	197
7.11.5	Handhabbarkeit des EC2-1-1 mit NA	197
7.12	S5 – Friedrich + Lochner GmbH	198
7.12.1	Gute Gründe für eine Projektbeteiligung	198
7.12.2	Unsere Zielvorstellung	198
7.12.3	Arbeit am Projekt	198
7.12.4	Das Ergebnis	198
7.12.5	Zusammenfassung und Ausblick.....	199

8 Zusammenfassung	200
Schrifttum	201

Anhang A: Bemessungshilfsmittel

Anhang B: Zusammenstellung Ergebnisse der Einspruchssitzung zu DIN EN 1992-1-1/NA

Anhang C: Synopse DIN EN 1992-1-1 mit NA (2010-02)

Anhang D: Synopse DIN EN 1992-3 mit NA (2009-11)

Anhang E: Zuordnungstabellen Abschnitte und Gleichungen DIN 1045-1 → EC2-1-1

Abkürzungen

In diesem Bericht werden folgende Abkürzungen verwendet:

abZ	<u>a</u> llgemeine <u>b</u> auaufsichtliche <u>Z</u> ulassung
BVPI	Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.
CEN	Europäisches Komitee für Normung (<u>C</u> omité <u>E</u> uropéen de <u>N</u> ormalisation, European Committee for Standardization)
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton im DIN e.V.
DBV	Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.
DIBt	Deutsches Institut für Bautechnik
DIN	Deutsches Institut für Normung e.V.
EC0	DIN EN 1990: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung
EC1-1-2	DIN EN 1991-1-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen; Brandeinwirkungen auf Tragwerke.2003-09.
EC2-1-1	DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau
EC2-1-2	DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall
EC2-2	DIN EN 1992-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln
EC2-3	DIN EN 1992-3: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 3: Silos und Behälterbauwerke
ETA	europäische technische Zulassung (<u>E</u> uropean <u>T</u> echnical <u>A</u> pproval)
GZG	<u>G</u> renzzustände der <u>G</u> ebrauchstauglichkeit
GZT	<u>G</u> renzzustände der <u>T</u> ragfähigkeit
MC90	CEB/FIP- <u>M</u> odel <u>C</u> ode 1990
NA	<u>N</u> ationaler <u>A</u> nhang
NABau	<u>N</u> ormenausschuss <u>B</u> auwesen
NAD	<u>N</u> ationales <u>A</u> nwendungsdokument
NCI	nicht widersprechende zusätzliche Angaben und Regeln zur Anwendung von EC2-1-1 (<u>N</u> on-contradictory <u>C</u> omplementary <u>I</u> nformation) im NA
NDP	national festzulegende Parameter (<u>N</u> ational <u>D</u> etermined <u>P</u> arameters) im NA
VBI	Verband Beratender Ingenieure e.V.

1 Vorbemerkungen

Um die Normenqualität insbesondere im Hinblick auf ihre praktische Umsetzbarkeit und ihre wirtschaftlichen und wettbewerblichen Konsequenzen zu verbessern, hatte der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) für die Einführung von DIN EN 1992-1-1 (EC2-1-1) [R1] in Deutschland ein Konzept erarbeitet. Bis Mitte 2007 wurde danach der Nationale Anhang (NA) zu EC2-1-1 [R2] in einer Arbeitsgruppe des Normenausschusses Bauwesen (NABau) mit dem Ziel erarbeitet, den aktuellen Stand von DIN 1045-1 weitestgehend umzusetzen. Offene Problemstellungen des EC2-1-1 wurden in Teilforschungsvorhaben seit 2006 ([3], [4], [7], [8], [11], [12]) bearbeitet. Erste Ergebnisse aus diesen Normungsaktivitäten haben sich schon durch Übernahme einiger neuer EC2-Regeln in die Neuausgabe von DIN 1045-1:2008-08 [R7] niedergeschlagen (Erläuterungen siehe auch [1] und [13]).

Die weiteren Eurocode 2-Teile des Betonbaus DIN EN 1992-1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall [R3], DIN EN 1992-2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln [R4] und DIN EN 1992-3: Silos und Behälterbauwerke aus Beton [R5] sind ebenfalls vom DIN in deutscher Fassung herausgegeben worden. Die Erarbeitung der Nationalen Anhänge hierzu ist weitgehend abgeschlossen. Das DIBt-Vorhaben „EC2-Pilotprojekte“ befasst sich nur mit den Regelungen für den Hochbau in [R1] und [R2].

Mit dem Vorhaben „EC2-Pilotprojekte“ nutzten die Bauindustrieverbände DBV, VBI und BVPI die Zeit von 2007 bis zur Veröffentlichung des Weißdrucks des NA im Jahr 2010, um den EC2-1-1 mit dem NA so zu erproben, dass die Praxis mit der Umstellung wesentlich weniger Schwierigkeiten haben wird als mit DIN 1045-1. Die hohe Zahl der Auslegungsfragen und die kurzfristigen Berichtigungen zu einer bauaufsichtlich eingeführten Norm sollen diesmal reduziert bzw. vermieden werden. Darüber hinaus soll die notwendige Sekundärliteratur zu einem möglichen bauaufsichtlichen Einföhrungstermin 2011 zur Verfügung stehen.

Die Koordination des gesamten Forschungsvorhabens erfolgte durch den DBV.

2 Ziele und Arbeitsschritte

Der Abschlussbericht enthält Verbesserungsvorschläge für den NA und für den EC2-1-1 (inhaltliche und Druckfehler, Defizite der Übersetzung). Die praktische Handhabbarkeit des EC2-1-1 soll damit verbessert werden und die Software ist soweit entwickelt, dass sie ab 2010 wirtschaftlich einsetzbar ist. Die Spiegelung der EC2-1-1-Ergebnisse an denen nach DIN 1045-1 lieferte Indizien für die Sicherheit und Wirtschaftlichkeit des neuen Regelwerks. Im Abschlussbericht werden die Ergebnisse aller Projekte aufbereitet und zusammengefasst.

Die Ergebnisse der Erprobungsphase schaffen die Voraussetzungen, den EC2-1-1 im Jahre 2011 mit einem Stichtag ohne Übergangszeit, bauaufsichtlich einführen zu können. Sie fließen in Sekundärliteratur (DBV-Beispielsammlung, DAfStb-Heft [600] zu EC2-1-1, Konsolidierte und kommentierte Gesamtfassung EC2-1-1) ein, die im Jahre 2010 zur Verfügung stehen wird.

Durch die Einbindung breiter technisch interessierter Kreise in diese Erprobungsphase der Normung ist eine deutlich bessere Akzeptanz in der Praxis zu erwarten. Die systematische Herangehensweise und das Einfließen der praktischen Erfahrungen mit der Normanwendung seit dem Jahre 2002 (DIN 1045-1 [R6]) stärkt die Substanz des deutschen NA und kann die internationale Wettbewerbsfähigkeit unterstützen.

Auf Elementdecken wird im EC2-1-1 fast gar nicht eingegangen, die Regeln der DIN 1045-1 sollen jedoch als zusätzliche Informationen (NCI) im Nationalen Anhang wieder aufgenommen werden. In diesem Zusammenhang sind die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Halbfertigteile bzw. Gitterträger rechtzeitig auf die Verwendung mit EC2-1-1 zu erweitern. Die Ergebnisse der Pilotprojekte können auch hierbei einfließen.

Folgende Arbeitsschritte wurden zur Erreichung dieser Ziele durchgeführt:

- weitgehende Überarbeitung der deutschen Übersetzung des EC2-1-1 [R1] und EC2-3 [R5] und Abstimmung mit Österreich und Schweiz mit dem Ziel von gleichlautenden deutschen EC2-Ausgaben in allen drei Ländern im Jahr 2010,
- Systematischer Vergleich von Bemessungsergebnissen nach DIN 1045-1 und EC2-1-1 an typischen Bauteilen mit praktisch vorkommenden Parametern (Stichproben),
- Überprüfung der Sicherheit der Bemessungsergebnisse,
- Überprüfung der Bewehrungs- und Konstruktionsregeln,
- Überprüfung und Verbesserung der praktischen Handhabbarkeit des EC2-1-1 (verständlichere Formulierungen, zusätzliche Erläuterungen),
- Beantwortung vieler Auslegungsfragen und Einarbeitung in den NA,
- Erarbeitung von Daten und Hintergrundmaterial für Sekundärliteratur (DAfStb-Heft [600], Konsolidierte und kommentierte Fassung EC2-1-1 + NA, DBV-Beispielsammlung),
- Test und Überarbeitung der Bemessungs- und teilweise CAD-Software auf EC2-1-1-Regeln,
- Abschätzung wirtschaftlicher Folgen des EC2-1-1 (Bewehrungsgehalte, Bauteilabmessungen),
- Betreuung und Abschluss des DIN-Einspruchsverfahrens für den NA (u. a. Zusammenstellung der Ergebnisse),
- Fertigstellung des überarbeiteten Manuskripts für den NA mit allen Ergebnissen der Erprobungsphase und des Einspruchsverfahrens zur Veröffentlichung durch das DIN.

3 Projektbearbeitung

3.1 Beteiligte Firmen

Mitgliedsunternehmen der Ingenieurverbände (Tabelle 1) haben 12 typische Bauvorhaben des Hochbaus (Tab. 4) als Pilotprojekte mit einer vorhandenen Genehmigungs- bzw. Ausführungsplanung nach DIN 1045-1 noch einmal weitgehend nach EC2-1-1 durchgearbeitet. Bei der Auswahl der Ingenieurbüros wurde in Bezug auf Mitarbeiteranzahl und Umsatz auf eine Mischung zwischen großen und kleineren Büros geachtet. Die meisten Büros sind sowohl als Aufsteller als auch als Prüfsingenieure tätig. Dadurch wird eine entsprechende Meinungsvielfalt und ein divergierender Erfahrungshorizont sichergestellt, was eine allgemeingültigere Bewertung der EC2-1-1-Ergebnisse erwarten lässt. Das Ingenieurbüro Boll und Partner, Stuttgart (P10), ist zum Jahresende 2008 aus dem Forschungsvorhaben ausgeschieden.

Die Einbindung der interessierten 10 Softwarehersteller (von 24 angefragten, siehe Tab. 2) erfolgte über den DBV-Arbeitskreis „Datenverarbeitung im Bauwesen“. Die Mitarbeit der Softwarehersteller erfolgte freiwillig und auf eigene Kosten. Da eine enge und aufwändige Abstimmung und Interaktion zwischen den Programmierern und den Anwendern erforderlich war, wurde eine optimierte Zuordnung der Projektpartner nach Leistungsfähigkeit, Pilotprojekt und Präferenz vorgenommen (Tab. 3).

3.2 Die Pilotprojekte

Die ausgewählten Projekte spiegeln typische Bauaufgaben des üblichen Hochbaus sowohl nach Schwierigkeitsgrad als auch Nutzungsstruktur wieder (Tab. 4). Die Auswahl erfolgte auch unter dem Aspekt, möglichst die meistverwendeten Konstruktionsarten einschließlich Vorspannung im Hochbau für die Vergleiche zu erfassen.

3.3 Leistungsumfang 2007 bis 2009

Der Abschlussbericht enthält die Ergebnisse nach Abarbeitung der Abschnitte 1 bis 5 des Arbeitsplanes. Dazu gehören u. a.:

- Dauerhaftigkeit: Expositionsklassen und Betondeckung
- Baustoffeigenschaften: Beton-E-Modul, Schwinden und Kriechen, Relaxation Spannstahl
- Bemessung Biegung mit Längskraft,
- Bemessung Querkraft,
- Bemessung Torsion,
- Bemessung Durchstanzen,
- Bemessung Verbundfugen,
- Bemessung Druckglieder,
- Gebäudeaussteifung – Aussteifungskriterien
- Begrenzung der Rissbreiten,
- Begrenzung der Verformungen,
- Bewehrungsregeln,
- Bemessungsdiagramme,
- Vergleichsbemessung Spannbetonbinder,
- Gesamtzusammenstellung Ergebnisse der Einspruchsitzung vom 05./06.11.2009,
- Ergebnisberichte aus den einzelnen Pilotprojekten,
- Synopse EC2-1-1 + NA, Stand 2010-02.

Tab. 1. Beteiligte Ingenieurbüros

Projekt	Büro	Adresse
P1	Suess - Staller - Schmitt Ingenieure	82166 Gräfelfing, Lochhamer Schlag 12
P2	Eisfeld Ingenieure	34119 Kassel, Germaniastraße 14a
P3	WTM Engineers	20095 Hamburg, Ballindamm 17
P4	Ingenieurbüro Dr. Jahnke	08056 Zwickau, Reichenbacher Str. 38
P5	Leonhardt, Andrä und Partner	10178 Berlin, Rosenthaler Str. 40/41
P6	Krebs und Kiefer	64295 Darmstadt, Hilpertstraße 20
P7	Ingenieurbüro Dr. Lammel	93049 Regensburg, Dornierstraße 18
P8	BfB Büro für Baukonstruktionen	76199 Karlsruhe, Rastatter Str. 25
P9	Ingenieurgruppe Bauen	76135 Karlsruhe, Hübschstraße 21
P10	Boll + Partner (bis 2008)	70180 Stuttgart, Etzelstraße 11
P11	Harrer Ingenieure	76133 Karlsruhe, Reinhold-Frank-Str. 48b
P12	Jäger Ingenieure GmbH	01445 Radebeul, Wichernstraße 12

Folgende Mitarbeiter der Ingenieurbüros waren beteiligt:

Dr.-Ing.	Christine Döbert	(P3)
Dr.-Ing.	Ralf Egner	(P9)
Dr.-Ing.	Michael Eisfeld	(P2)
Dipl.-Ing.	Tilo Erban	(P8)
Dipl.-Ing.	Achim Eutebach	(P10)
Dipl.-Ing.	Hagen Grütze	(P8)
Dr.-Ing.	Markus Hauer	(P8)
Dr.-Ing.	Hartmut Jahnke	(P4)
Dipl.-Ing. (FH)	Christian Juli	(P1)
Dr.-Ing.	Slobodan Kasic	(P11)
Dipl.-Ing.	Sonja Kraiß	(P5)
Dipl.-Ing.	Hilmar Leichter	(P4)
Dipl.-Ing. (FH)	Richard Lerch	(P7)
Dr.-Ing.	Sebastian Ortlepp	(P12)
Dipl.-Ing.	Sascha Poorbiazar	(P5)
Dr.-Ing.	Holger Schmidt	(P6)
Dr.-Ing.	Sascha Schnepf	(P11)
Dr.-Ing.	Markus Staller	(P1)
Dr.-Ing.	Alexander Steffens	(P3)
Dipl.-Ing.	Volker Stoll	(P12)
Dipl.-Ing.	Tobias Thiele	(P5)
Dipl.-Ing. (Univ.)	Marius Tibad	(P7)

Tab. 2. Beteiligte Softwarehersteller

Nr.	Firma	Adresse
S1	abacus computer gmbh (seit 2008 RIB)	70825 Korntal, Johannes-Daur-Straße 9
S2	CSI Computer Service GmbH	44135 Dortmund, Kaiserstraße 63-65
S3	DICAD Systeme GmbH	51149 Köln, Theodor-Heuss-Str. 92-100
S4	Ingenieursoftware Dlubal GmbH	93464 Tiefenbach, Am Zellweg 2
S5	Friedrich + Lochner GmbH	70469 Stuttgart, Stuttgarter Straße 36
S6	Heil Software	95326 Kulmbach, Lindenstr. 15
S7	InfoGraph GmbH	52072 Aachen, Kackertstraße 10
S8	RIB Software AG	70567 Stuttgart, Vaihinger Str. 151
S9	SOFiSTiK AG	85764 Oberschleißheim, Bruckmannring 38
S10	VOGELSSANG Systemhaus im Bauwesen	94089 Neureichenau, Gern 3

Folgende Mitarbeiter der Softwarehersteller waren beteiligt:

Dr.-Ing.	Jürgen Bellmann	(S9)
Dipl.-Ing.	Ulrich Hasler	(S7)
Dipl.-Ing.	Hans-Jürgen Heil	(S6)
Dipl.-Ing.	Eckard Held	(S8)
Dipl.-Ing.	Peter Konrad	(S4)
Dipl.-Ing.	Alexander Meierhofer	(S4)
	Ingo Schüttler	(S3)
Dipl.-Ing.	Klaus Stöber	(S1)
Dr.-Ing.	Manfred Schweingruber	(S2)
Dipl.-Ing.	Dieter Vogelsang	(S10)
Dipl.-Ing.	Bert Ziems	(S5)

Tab. 3. Zuordnung Ingenieurbüros – Softwarehersteller

	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10
P1										
P2										
P3										
P4										
P5										
P6										
P7										
P8										
P9										
P10										
P11										
P12										

Tab. 4. Pilotprojekte

Nr.	Projekt	Typische Bauteile
P1	Wohngebäude Theresienhöhe, München, 4 OG, 3 UG (TG), 38.200 m ²	Flachdecken (Elementdecken), Balkon-Fertigteile, Aussteifung Wände und Kerne, Lochfassade, Wandscheiben
P2	Wohngebäude Frankfurt, mit Gewerbe und TG, 6 + 1 Staffelgeschoss, 11.600 m ²	Flachdecken und Decken mit Unterzügen, Tiefgarage als Weiße Wanne, wandartige Träger, Aussteifung Wände, Flachgründung mit Einzel- und Streifenfundamenten
P3	Bürogebäude Am Sandtorpark 1, Hamburg, ca. 18.500 m ² BGF, 1 UG, 8 OG	Tiefgründung auf Bohrpfählen, Sohlplatte $h = 1,0$ m, UG als fugenlose WU-Konstruktion, Deckenspannweiten ca. 5 m auskragend und bis zu 8 m, mit Monolitzen vorgespannte Flachdecken $h = 32$ cm, C30/37, Dübelleisten, befahrene Kellerdecken, Aussteifung Treppenhauswände, Rundstützen C45/55
P4	Bürogebäude Regensburg, 3 OG, 1 UG, 2.140 m ²	Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung, wandartige Träger, Aussteifung durch Außenwände, Flachgründung auf Bodenplatte, Weiße Wanne
P5	Bürogebäude Köbis Dreieck, Berlin, 5 OG, 1 UG, 5.350 m ²	Flachdecken, Ortbeton C30/37-C35/45, Kernaussteifung, Flachgründung, WU
P6	Bürogebäude Karlstraße, Frankfurt, 8 Geschosse, 20.000 m ²	Flachdecken, Ortbeton C30/37, deckengleiche Unterzüge, Brüstung + Treppenläufe Fertigteile C45/55, Aussteifung Kerne/Wände, Tief- und Flachgründung, WU
P7	Bürogebäude Mintraching, 3 Geschosse, 600 m ²	Decke auf Wänden und Unterzügen, Rundstützen und wandartige Träger, Halbfertigteile C25/30, Aussteifung Wände, Flachgründung mit Einzel- und Streifenfundamenten
P8	Bürogebäude Pforzheim, 6 OG, 2 UG, 10.000 m ²	Geschossdecken als Kombination aus punktgestützten und auf Unterzügen gelagerten Flachdecken, Stahlzugglieder zur Abhängung von Geschossdecken, nachgiebiger Anschluss an Bestandsgebäude, Abfangung von Geschosslasten, Bodenplatte mit Vouten, Fertigteil-Brüstungen
P9	Gewerbeschule Offenburg, 4 OG, 1 UG, 1.260 m ²	vorgespannte Flachdecken (Monolitzen), Ortbetonunterzüge z. T. vorgespannt, Verbundfugen in Trägern, Fertigteiltreppenläufe und -fassade, Weiße Wanne, Flachgründung
P10	Industriegebäude Stuttgart, 2 bis 4 Geschosse, 20.000 m ²	Flach- und Balkendecke, Verbundstützen mit Stahlpilzköpfen und Stahlbetonstützen, Fertigteile für Fassaden und Trennwände, C30/37 teilw. WU, Aussteifung Treppenhäuser/Wände, Flachgründung auf Magerbetonpfeilern
P11	Lagerhalle und Bürogebäude Remchingen, 28.000 m ³ (Halle) 3.000 m ³ (Büro)	Stahlbetonskelett, Spannbetonbinder, Kranbahn, Aussteifung durch eingespannte Koppelstützen, Dachbinder mit Torsion, Büro: 2-geschossiges Massivgebäude mit Flachdecken (Durchstanzen)
P12	Öffentliche Tiefgarage Dresden, 192 Stellplätze, 2 UG, 4.900 m ²	Flachdecke oder Balkendecke, Bodenplatte Ortbeton; Elementdecken und -wände; Balken Halbfertigteile, C20//25-C40/50, WU

4 Vergleichsergebnisse Grenzzustände der Tragfähigkeit

4.1 Grundlagen

4.1.1 Dauerhaftigkeit – Expositionsklassen

Die europäische Basis der Zuordnung von Expositionsklassen ist EN 206-1 [R9]. In Deutschland wird diese Norm zusammen mit dem NAD DIN 1045-2 [R8] umgesetzt. In den Bemessungsnormen EC2-1-1 [R1] und DIN 1045-1 [R6] wurden die Expositionsklassentabellen aus den Betonnormen [R8] bzw. [R9] fast identisch übernommen (vgl. Tabelle 5).

Tab. 5. Vergleich Expositionsklassen

	1	2	3	4
	Klasse	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen (informativ) EN 206-1 [R9], EC2-1-1 [R1]	
1	X0	Für Beton ohne Bewehrung oder eingebettetes Metall: alle Umgebungsbedingungen, ausgenommen Frostangriff (mit und ohne Taumittel), Verschleiß (Abrieb) oder chemischer Angriff [R1], [R9]; Für Beton mit Bewehrung oder eingebettetem Metall: sehr trocken	Beton in Gebäuden mit sehr geringer Luftfeuchte	
2	XC1	trocken oder ständig nass	Beton in Gebäuden mit geringer Luftfeuchte; Beton, der ständig in Wasser getaucht ist	Bauteile in Innenräumen mit üblicher Luftfeuchte (einschließlich Küche, Bad und Waschküche in Wohngebäuden); Beton, der ständig in Wasser getaucht ist
3	XC2	nass, selten trocken	langzeitig wasserbenetzte Oberflächen; vielfach bei Gründungen	Teile von Wasserbehältern; Gründungsbauweise
4	XC3	mäßige Feuchte	Beton in Gebäuden mit mäßiger oder hoher Luftfeuchte; vor Regen geschützter Beton im Freien	Bauteile, zu denen die Außenluft häufig oder ständig Zugang hat, z. B. offene Hallen; Innenräume mit hoher Luftfeuchte, z. B. in gewerblichen Küchen, Bädern, Wäschereien, in Feuchträumen von Hallenbädern und in Viehställen
5	XC4	wechselnd nass und trocken	wasserbenetzte Oberflächen, die nicht der Klasse XC2 zuzuordnen sind	Außenbauteile mit direkter Beregnung
6	XD1	mäßige Feuchte	Betonoberflächen, die chloridhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind	Bauteile im Sprühnebelbereich von Verkehrsflächen; Einzelgaragen
7	XD2	nass, selten trocken	Schwimmbäder; Beton, der chloridhaltigen Industrieabwässern ausgesetzt ist	Solebäder; Bauteile, die chloridhaltigen Industrieabwässern ausgesetzt sind
8	XD3	wechselnd nass und trocken	Teile von Brücken, die chloridhaltigem Spritzwasser ausgesetzt sind; Fahrbahndecken; Parkdecks	Teile von Brücken mit häufiger Spritzwasserbeanspruchung; Fahrbahndecken; direkt befahrene Parkdecks → Ausführung nur mit zusätzlichen Maßnahmen (z. B. rissüberbrückende Beschichtung, siehe auch DAfStb-Heft [525])
9	XS1	salzhaltige Luft, aber kein unmittelbarer Kontakt mit Meerwasser	Bauwerke in Küstennähe oder an der Küste	Außenbauteile in Küstennähe
10	XS2	unter Wasser	Teile von Meeresbauwerken	Bauteile in Hafenanlagen, die ständig unter Wasser liegen
11	XS3	Tidebereiche, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche		Kaimauern in Hafenanlagen

Tab. 5. Vergleich Expositionsclassen (Fortsetzung)

	1	2	3	4
	Klasse	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsclassen (informativ) EN 206-1 [R9], EC2-1-1 [R1]	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsclassen (informativ) DIN 1045 [R7], [R8]
12	XF1	mäßige Wassersättigung, ohne Taumittel	senkrechte Betonoberflächen, die Regen und Frost ausgesetzt sind	Außenbauteile
13	XF2	mäßige Wassersättigung, mit Taumittel	senkrechte Betonoberflächen von Straßenbauwerken, die taumittelhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind	Bauteile im Sprühnebel- oder Spritzwasserbereich von taumittelbehandelten Verkehrsflächen, soweit nicht XF4; Bauteile im Sprühnebelbereich von Meerwasser
14	XF3	hohe Wassersättigung, ohne Taumittel	waagerechte Betonoberflächen, die Regen und Frost ausgesetzt sind	offene Wasserbehälter; Bauteile in der Wasserwechselzone von Süßwasser
15	XF4	hohe Wassersättigung, mit Taumittel	Straßendecken und Brückenplatten, die Taumitteln ausgesetzt sind; senkrechte Betonoberflächen, die taumittelhaltigen Sprühnebeln und Frost ausgesetzt sind; Spritzwasserbereich von Meerwasserbauwerken, die Frost ausgesetzt sind	Verkehrsflächen, die mit Taumitteln behandelt werden; Überwiegend horizontale Bauteile im Spritzwasserbereich von taumittelbehandelten Verkehrsflächen; direkt befahrene Parkdecks ^b ; Räumerlaufbahnen von Kläranlagen; Meerwasserbauteile in der Wasserwechselzone
16	XA1	chemisch schwach angreifende Umgebung	[R1] Natürliche Böden und Grundwasser	Behälter von Kläranlagen; Güllebehälter
17	XA2	chemisch mäßig angreifende Umgebung und Meerwasserbauwerke		Betonbauteile, die mit Meerwasser in Berührung kommen; Bauteile in betonangreifenden Böden
18	XA3	chemisch stark angreifende Umgebung		Industrieabwasseranlagen mit chemisch angreifenden Abwässern; Futtertische der Landwirtschaft; Kühltürme mit Rauchgasableitung
19	XM1	mäßige Verschleißbeanspruchung	[R1], 4.4.1.2 (13) Bauteile von Industrieanlagen mit Beanspruchung durch luftbereifte Fahrzeuge	Tragende oder aussteifende Industrieböden mit Beanspruchung durch luftbereifte Fahrzeuge
20	XM2	schwere Verschleißbeanspruchung	[R1], 4.4.1.2 (13) Bauteile von Industrieanlagen mit Beanspruchung durch luft- oder vollgummibereifte Gabelstapler	Tragende oder aussteifende Industrieböden mit Beanspruchung durch luft- oder vollgummibereifte Gabelstapler
21	XM3	extreme Verschleißbeanspruchung	[R1], 4.4.1.2 (13) Bauteile von Industrieanlagen mit Beanspruchung durch elastomerbereifte oder stahlrollenbereifte Gabelstapler	Tragende oder aussteifende Industrieböden mit Beanspruchung durch elastomer- oder stahlrollenbereifte Gabelstapler; Oberflächen, die häufig mit Kettenfahrzeugen befahren werden; Wasserbauwerke in geschiebelasteten Gewässern, z. B. Tosbecken

Die Umgebungsbedingungen sind in EC2-1-1 [R1] und DIN 1045-1 [R6] (Ausnahme XC0) identisch definiert, Unterschiede sind nur in den informativen Beispielen festzustellen (Tab. 5). Im NA [R2] werden die EC2-1-1-Beispiele beibehalten und zusätzlich auf die Beispiele nach DIN 1045-2 [R8] verwiesen. Ein wesentlicher Unterschied bleibt die Forderung nach einer zusätzlichen Maßnahme für Parkdecks XD3 in Deutschland. Diese wird über den NA [R2] wieder eingeführt.

Die Expositionsklasse XM wird in der europäischen Betonnorm EN 206-1 [R9] und daher auch in Tabelle 4.1 des EC2-1-1 nicht behandelt und daher gesondert im Abschnitt 4.4.1.2 (13) im Zusammenhang mit einer zusätzlichen „Opfer“-Betondeckung definiert.

Die Anforderungen an die Betonzusammensetzung und die sich daraus ergebenden Mindestbetonfestigkeitsklassen sind zwischen EN 206-1 [R9] und DIN 1045-2 [R8] z. T. unterschiedlich geregelt. Diese Unterschiede bleiben auch zukünftig mit DIN 1045-2 bestehen. Die Mindestfestigkeitsklassen nach [R8] werden im NA [R2] im normativen Anhang E umgesetzt.

Feststellung:

Bei der Zuordnung der Expositionsklassen und bei der Festlegung der sich daraus ergebenden Mindestbetonfestigkeitsklassen ergeben sich durch die Umsetzung im EC2-1-1 [R1] mit NA [R2] **keine Unterschiede** zu DIN 1045-1 [R6].

4.1.2 Dauerhaftigkeit – Betondeckung

Die Festlegung der Betondeckung hängt von den Expositionsklassen (vgl. 4.1.1) und der Betonzusammensetzung ab. Die Konzepte der Betondeckungsanteile unterscheiden sich formal zwischen DIN 1045-1 [R6] und EC2-1-1 [R1].

DIN 1045-1 [R6]:

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c$	6.3 (8), [R6], Tab. 4
c_{min}	Mindestbetondeckung
Δc	Vorhaltemaß

EC2-1-1 [R1]:

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$	(4.1)
mit:	
$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$	(4.2)
$c_{min,b} = 10 \text{ mm} \rightarrow$ aus Verbundkriterium, siehe 4.4.1.2 (3)	
$c_{min,dur} \rightarrow$ aus den Umgebungsbedingungen, siehe Tab. 4.1-2 und 4.1-3	
$\Delta c_{dur,y} \rightarrow$ additives Sicherheitselement, siehe Tab. 4.1-2 und 4.1-3	
$\Delta c_{dur,st} = c_{min,b} \rightarrow$ bei nicht rostendem Stahl,	
$\Delta c_{dur,add} = 0 \rightarrow$ Verringerung der Betondeckung auf Grund zusätzlicher Schutzmaßnahmen, = 10 mm für Expositionsklassen XD bei dauerhafter, rissüberbrückender Beschichtung und Wartungsvertrag (siehe DAfStb-Heft [525] bzw. [600])	
Δc_{dev} Vorhaltemaß, (siehe 4.4.1.3) = 15 mm in der Regel = 10 mm bei XC1 und bei Verbundkriterium.	

Im Konzept des EC2-1-1 sind **Anforderungsklassen** (Structural classes) S1 bis S6 vorgesehen, die national gewählt werden dürfen. Die Mindestbetondeckungen in Bezug auf die Dauerhaftigkeit sind mit den Anforderungsklassen entsprechend den Tabellen 4.4N und 4.5N verknüpft. Für Deutschland wird im NA die Anforderungsklasse S3 gewählt. Die von S3 abweichenden Anforderungen nach DIN 1045-1 in XD ($c_{min} = 40 \text{ mm}$ bzw. 50 mm für alle XD-Klassen) werden durch das additive Sicherheitselement $\Delta c_{dur,y}$ ausgeglichen. Diese Festlegungen sind dann in den nationalen Tabellen 4.4DE (\rightarrow Tabelle 6) und 4.5DE (Tabelle 7) zusammengefasst.

Im EC2-1-1/NA wird für Parkdecks in der Expositionsklasse XD3 mit $\Delta c_{dur,add}$ eine Reduktion der Betondeckung um 10 mm bei dauerhafter, rissüberbrückender Beschichtung erlaubt. Hierzu wird auf die Formulierungen aus DAfStb-Heft [525] (2. Auflage 2010) verwiesen, die in das DAfStb-Heft [600] übernommen werden. Voraussetzung ist die Aufbringung eines **dauerhaften** und **flächigen** Schutzes unter Einbeziehung einer **regelmäßigen** und in definierten Abständen vorzunehmenden **erweiterten Wartung** und der Durchführung notwendiger **Instandsetzung**. Das DBV-Merkblatt [25] enthält für verschiedene Anwendungsfälle detaillierte Angaben zu den Inhalten des Wartungsplanes, den erforderlichen Wartungsintervallen und den Instandsetzungsmaßnahmen sowie zu den Randbedingungen, unter denen eine Herabstufung der Expositionsklassen möglich ist.

EC2-1-1-Tabelle 4.4N – $c_{min,dur}$ [mm] von Betonstahl

Anforderungs- klasse	Expositions-klasse nach Tabelle 4.1						
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1 XS1	XD2 XS2	XD3 XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

EC2-1-1-Tabelle 4.5N – $c_{min,dur}$ [mm] von Spannstahl

Anforderungs- klasse	Expositions-klasse nach Tabelle 4.1						
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1 XS1	XD2 XS2	XD3 XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Weitere Modifikationsmöglichkeiten sieht der EC2-1-1 in Tabelle 4.3N vor, indem die Betondeckungen durch Wechsel der Anforderungsklassen erhöht oder reduziert werden sollen. Von diesen wird nur die Möglichkeit, die Mindestbetondeckung um 5 mm bei dichterem Beton zu reduzieren im NA mit Tabelle 4.3DE umgesetzt (durch Erhöhung der Dichtheit mit reduzierten Wasser-Zementwert, d. h. zwei Festigkeitsklassen höher als Mindestanforderung nach DIN 1045-2 bzw. EC2-1-1, Anhang E).

Die Modifikation für eine erhöhte Nutzungsdauer von 100 Jahren wird dem EC2-2/NA für Betonbrücken überlassen. Die Reduktion der Mindestbetondeckung für plattenförmige Bauteile oder durch besondere Qualitätssicherungsmaßnahmen abhängig von der Bauausführung ist nicht akzeptabel, da die Mindestbetondeckung der Anforderungsklasse S3 am fertigen Bauteil immer gewährleistet sein muss. Wenn Reduktionen der Betondeckung in Bezug auf erhöhte Qualität in Planung und Ausführung möglich sind, dann nur beim Vorhaltemaß der Betondeckung Δc_{dev} , da dieses die Streuungen in der Ausführung abdeckt (siehe NDP zu 4.4.1.3 (3)).

EC2-1-1-Tabelle 4.3N – Empfohlene Modifikation der Anforderungsklasse

Kriterium	Expositions-klasse nach Tabelle 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Nutzungsdauer von 100 Jahren	erhöhe Anforderungsklasse um 2						
Druckfestigkeitsklasse ^{a, b}	$\geq C30/37$	$\geq C30/37$	$\geq C35/45$	$\geq C40/50$	$\geq C40/50$	$\geq C40/50$	$\geq C45/55$
	vermindere Anforderungsklasse um 1						
Plattenförmiges Bauteil ^c	vermindere Anforderungsklasse um 1						
Besondere Qualitätskontrolle nachgewiesen	vermindere Anforderungsklasse um 1						

^a Es wird davon ausgegangen, dass die Druckfestigkeitsklasse und der Wasserbindemittelwert einander zugeordnet werden dürfen. Eine besondere Betonzusammensetzung (Art des Zementes, Wasserbindemittelwert, Füller), die darauf ausgerichtet ist, eine geringe Permeation zu erzeugen, darf berücksichtigt werden.

^b Die geforderten Druckfestigkeitsklassen dürfen um eine Klasse reduziert werden, wenn unter Zugabe eines Luftporenbildners mehr als 4 % Luftporen erzeugt werden.

^c Die Lage der Bewehrung wird durch die Bauarbeiten nicht beeinträchtigt.

Tabelle 6 – Mindestbetondeckung Betonstahl $c_{min,dur}$ [mm]

Anforderungen im Rahmen der Dauerhaftigkeit von Betonstahl nach EN 10080							
Anforderungs- klasse	Expositions-klasse						
	(X0)	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1 XS1	XD2 XS2	XD3 XS3
S3 → $c_{min,dur}$	(10)	10	20	25	30	35	40
Hochbau $\Delta c_{dur,y}$	0				+10	+5	0
Zum Vergleich: DIN 1045-1 [R6]	-	10	20	25	40	40	40

Tabelle 7 – Mindestbetondeckung Spannstahl $c_{min,dur}$ [mm]

Anforderungen im Rahmen der Dauerhaftigkeit von Spanngliedern							
Anforderungs- klasse	Expositions-klasse						
	(X0)	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1 XS1	XD2 XS2	XD3 XS3
S3 → $c_{min,dur}$	(10)	20	30	35	40	45	50
Hochbau $\Delta c_{dur,y}$	0				+10	+5	0
Zum Vergleich: DIN 1045-1 [R6]	-	20	30	35	50	50	50

Die Betondeckungen nach DIN 1045-1 [R6] werden durch den NA [R2] vollständig umgesetzt. Dazu gehört auch die Möglichkeit, die Mindestbetondeckung um 5 mm bei dichterem Beton zu reduzieren ([R2], Tab. 4.3DE, Erhöhung der Dichtheit mit reduzierten Wasser-Zementwert, d. h. 2 Festigkeitsklassen höher als Mindestanforderung nach DIN 1045-2).

Feststellung:

Bei der Festlegung der Betondeckungen ergeben sich durch die Umsetzung im EC2-1-1 [R1] mit NA [R2] **keine Unterschiede** zu DIN 1045-1 [R6].

4.1.3 Bauteilgeometrie – Definitionen

Aufgrund unterschiedlicher Definitionen (Bild 1) sind insbesondere bei den Konstruktionsregeln für bestimmte Bauteile und Querschnitte Unterschiede zwischen DIN 1045-1 [R6] und EC2-1-1 [R1] mit NA [R2] zu erwarten. Demnach fallen nach EC2-1-1 einige Bauteile mehr als nach DIN 1045-1 unter die erhöhten konstruktiven Anforderungen für Balken (z. B. Mindestbewehrungsregeln).

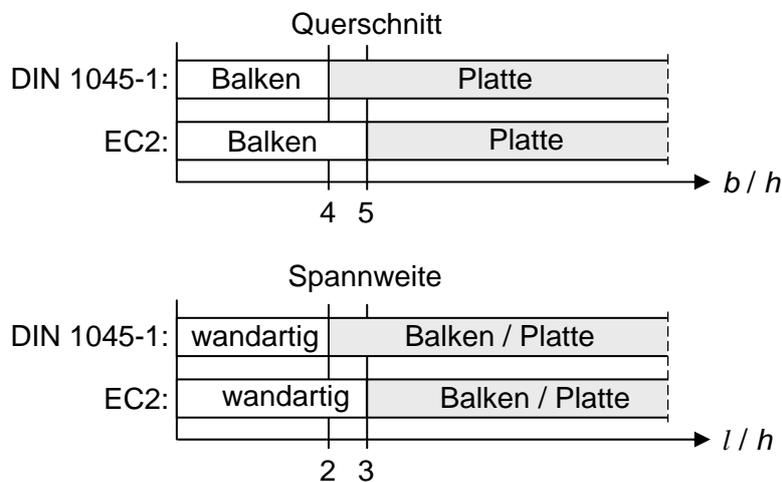


Bild 1. Unterschiede in den Bauteildefinitionen

Vorschlag:

Keine Änderung. Die Auswirkungen sind nicht so gravierend und liegen auf der sicheren Seite.

4.2 Baustoffeigenschaften

4.2.1 Beton E-Modul

Der Sekanten-E-Modul des Betons E_{cm} im EC2-1-1 [R1] ist größer festgelegt als nach DIN 1045-1 [R6] mit Berichtigung. Das Größenverhältnis nimmt von 124 % bei C12/15 auf ca. 100 % bei C90/105 (bzw. C100/115 nur im NA [R2]) ab (Bild 2).

Die Beziehungen zur Abschätzung der Formänderungskennwerte von Normalbeton, so auch der E-Moduln, gehen auf die Vorarbeiten für den CEB/FIP-Model Code 1990 (MC90 [R11]) zurück, die von *Hilsdorf* und *Müller* an der Universität Karlsruhe vorgenommen wurden. Die Vorhersage des Tangentenursprungsmoduls in MC90 erfolgte nach Gleichung (4.3):

$$E_{ci} = 21.500 \cdot [(f_{ck} + 8) / 10]^{1/3} \approx 10.000 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (4.3)$$

Die Angabe des Tangentenursprungsmoduls E_{ci} anstelle eines Sekantenmoduls E_{cs} hat Vorteile im Hinblick auf Versuchsauswertungen, insbesondere bezüglich des Kriechens. Bei der Verformungs- oder Spannungsberechnung und nur elastischen Verformungen ohne Berücksichtigung

des Kriechens wird der Sekantenmodul herangezogen. Eine grobe rechnerische Abschätzung des Sekantenmoduls aus dem Tangentenmodul wurde in der MC90-Arbeitsgruppe mit 85 % vorgeschlagen:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \approx 0,85 \cdot E_{ci} \quad (4.4)$$

Bewusst wurde hierbei der Sekantenmodul insbesondere bei Normalbetonen > C20/25 unterschätzt. Bei der Erarbeitung der Vornorm des EC2-1-1 (ENV 1992-1-1) wurde der Umrechnungsfaktor dann pragmatisch auf $\alpha_i = 0,95$ festgelegt. Dies führte zu den gleichlautenden Beziehungen in DIN V ENV 1992-1-1 [R10], Gleichung (3.5) und DIN 1045-1:2001-07, Tab. 9 [R6] für den Sekantenmodul $E_{cm} = E_{ci}$

$$E_{cm} = 9.500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (4.5)$$

Der Rechenwert des Tangentenmoduls wurde dann vereinfacht und pauschal mit $1,1 \cdot E_{cm}$ festgelegt. Mit zunehmender Betonfestigkeit nimmt der Umrechnungsfaktor α_i zu und strebt gegen 1,0. König et.al. leiteten hierfür folgende Beziehung ab [16]:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot [(f_{ck} + 8) / 88] \leq 1,0 \quad (4.6)$$

Diese Beziehung wird in [16] aber nicht zur Umrechnung von Sekantenmodul aus Tangentenmodul genutzt, sondern zur Ermittlung eines „abgeminderten E-Moduls $E_{c,red}$ “ verwendet. Dieser $E_{c,red}$ soll für eine elastische Verformungsberechnung bei Erstbelastung verwendet werden.

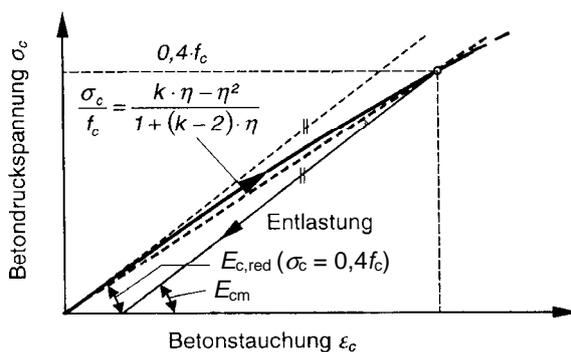


Bild 5.4. aus [16]: Sekantenmodul $E_{c,red}$

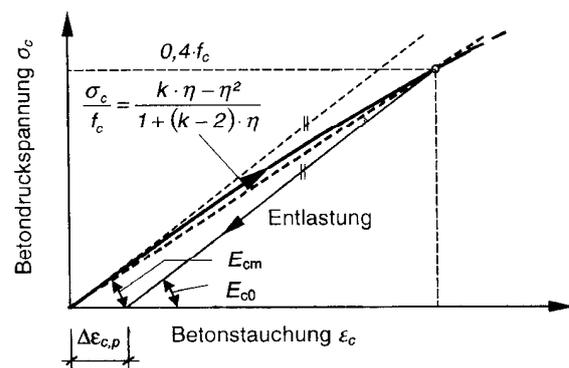


Bild H9-1. aus [525]: Sekantenmodul E_{cm} und Tangentenmodul E_{c0}

In [16] bzw. [525] erfolgte die Zuordnung zwischen Sekanten- und Tangentenmodul unterschiedlich. Der Grundwert des Tangentenmoduls E_{c0} wird in [16] pauschal mit 20.500 N/mm² angegeben (statt 21.500 N/mm² nach MC90 [R11]). Nach [16], Gleichung (5.13) wird der abgeminderte E-Modul wie folgt ermittelt:

$$E_{c,red} = \alpha_i \cdot 20.500 \cdot [(f_{ck} + 8) / 10]^{1/3} \approx \alpha_i \cdot 9.500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (4.7)$$

Der Ansatz von α_i als Umrechnungsfaktor zwischen Tangenten- und Sekantenmodul müsste jedoch lauten:

$$E_{cm} = \alpha_i \cdot E_{c0} = \alpha_i \cdot 21.500 \cdot [(f_{ck} + 8) / 10]^{1/3} \approx \alpha_i \cdot 10.000 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (4.8)$$

Auf dieser abweichenden Interpretation basierte auch die ursprüngliche Druckfehlerberichtigung im DAfStb-Heft [525] (siehe dort Bild H9-1), die bis in DIN 1045-1:2008-08 (auf der sicheren Seite liegend) übernommen wurde, indem die korrekten Sekantenmoduln nach DIN 1045-1:2001-07 als Tangentenmoduln aufgefasst und mit dem Umrechnungsfaktor α_i nochmals auf reduzierte Sekantenmoduln umgerechnet wurden.

Die nunmehr im EC2-1-1 eingeführte Beziehung für E_{cm} entspricht der im CEB-Bulletin 228 [26] vorgeschlagenen Beziehung für den Tangentenursprungsmodul E_{ci} . Diese wurde in [26] mit der Begründung abgeleitet, dass die entsprechende Beziehung im MC90 die E-Moduln hochfester Betone überschätzt. Die Beziehungen im EC2-1-1

- in Tabelle 3.1: $E_{cm} = 22.000 \cdot [(f_{ck} + 8) / 10]^{0,3} \approx 11.000 \cdot f_{cm}^{0,3}$ (4.9)

- in 3.1.4 (2) bzw. 3.1.5 (1): $E_{c0} = 1,05 \cdot E_{cm}$ (4.10)

beschreiben die E-Moduln unter Berücksichtigung der baupraktischen Streuungen ausreichend genau und werden daher unverändert übernommen. Der höhere Vorfaktor 11.000 (statt 9.500) wird durch den kleineren Exponenten 0,3 (statt 1/3) annähernd kompensiert. Die Unterschiede im Sekantenmodul E_{cm} zwischen EC2-1-1-Gleichung (4.9) und der korrekten ursprünglichen DIN-Gleichung (4.5) betragen maximal +5 % bei C12/15 und reduzieren sich auf -1 % bei C100/115 (Bild 3).

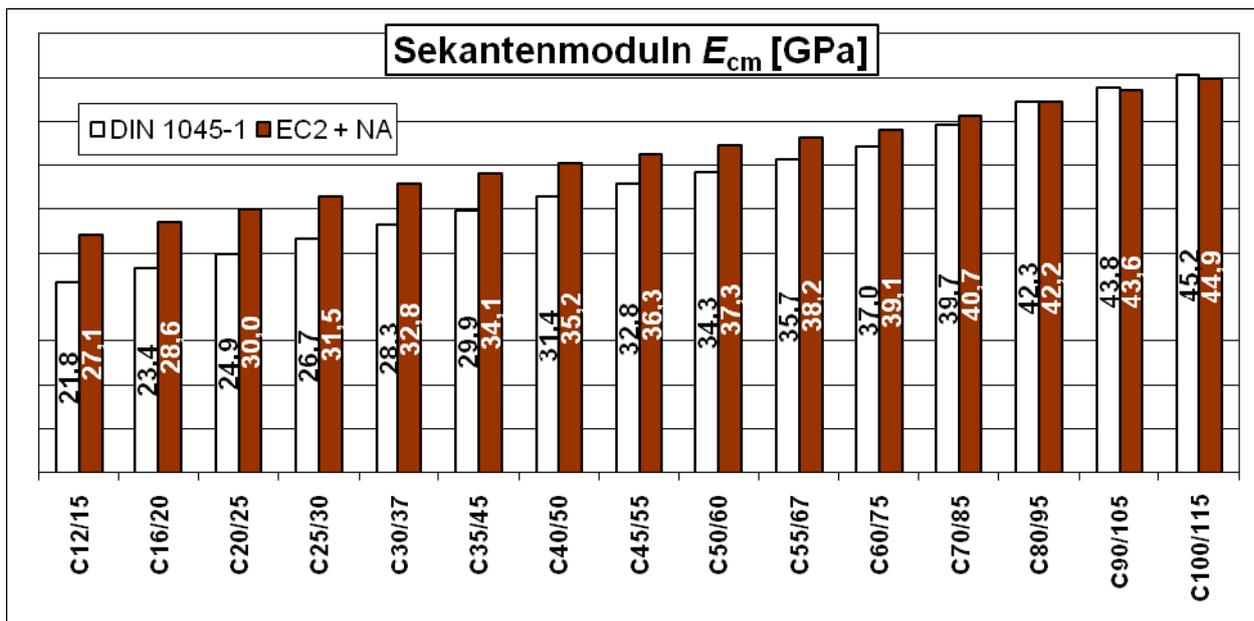


Bild 2 a). Vergleich Sekanten-E-Moduln E_{cm} DIN 1045-1 und EC2-1-1 mit NA

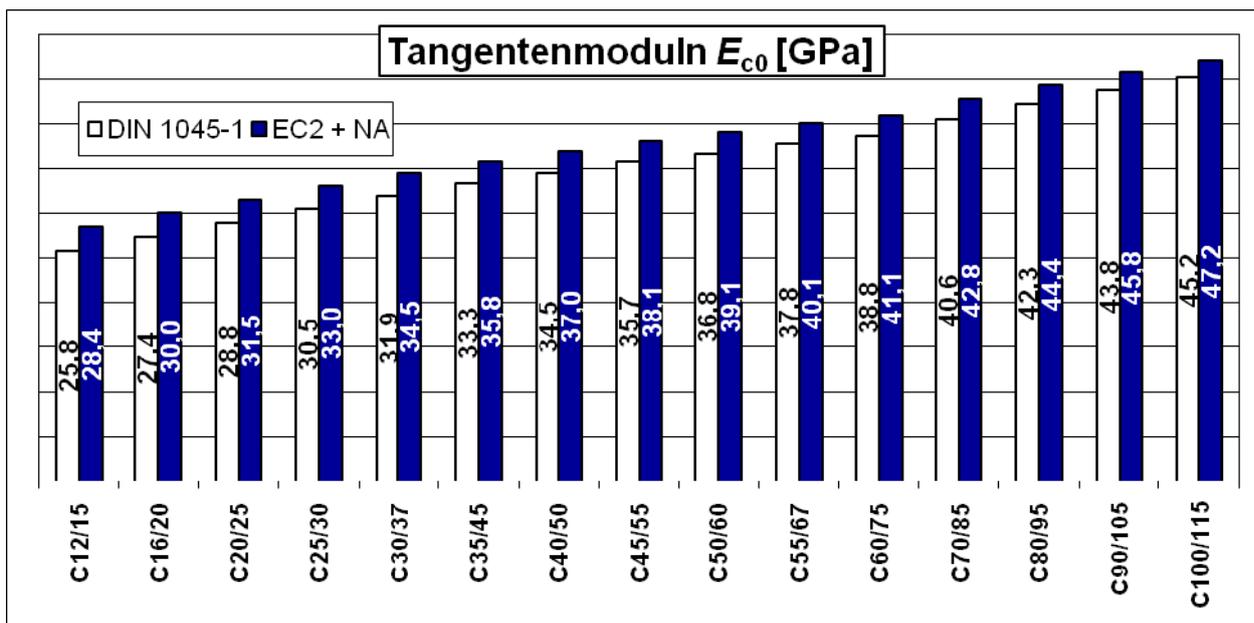


Bild 2 b). Vergleich Tangenten-E-Moduln E_{c0} DIN 1045-1 und EC2-1-1 mit NA

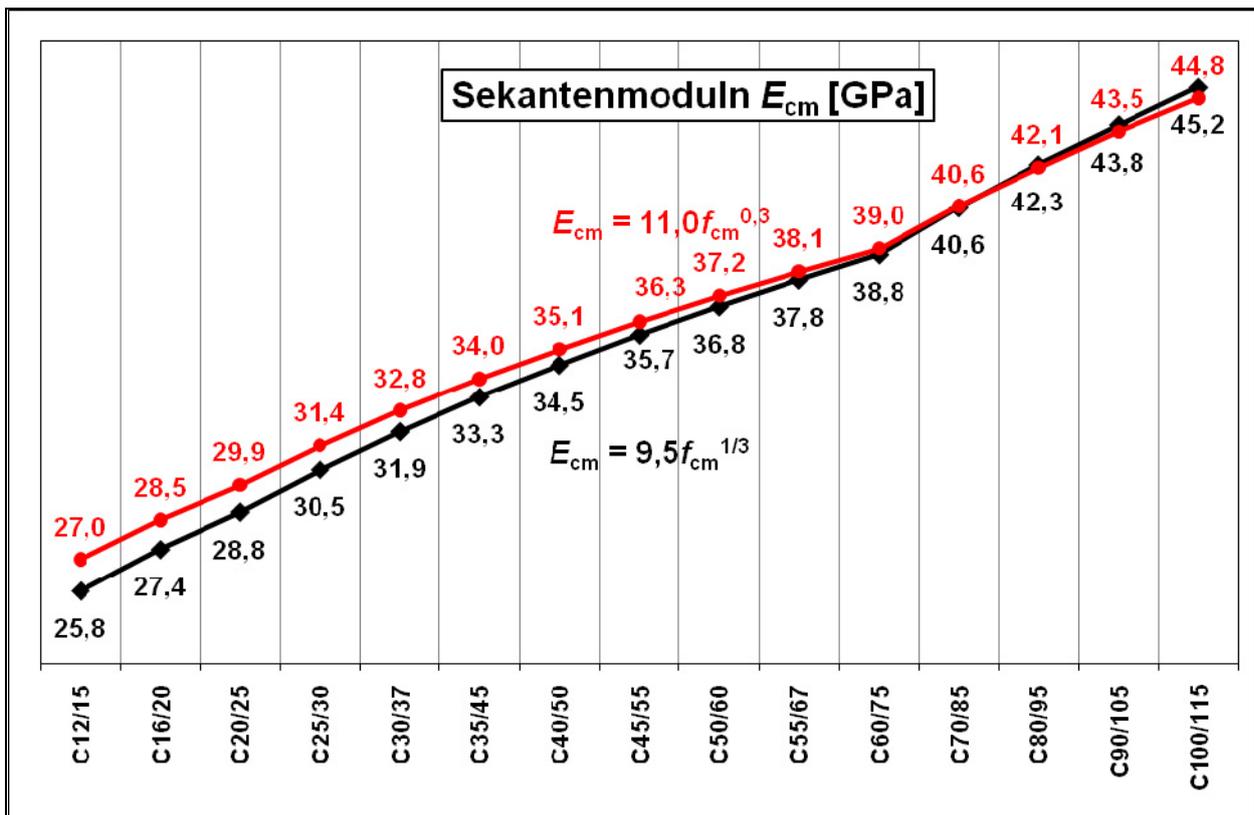


Bild 3. E-Moduln E_{cm} nach Gl. (4.5) (schwarz) und (4.9) (rot)

Die Rechenwerte werden im EC2-1-1 [R1], 3.1.3 (2) weiter relativiert. Danach gelten die Richtwerte für den Elastizitätsmodul E_{cm} für Betonsorten mit quarzithaltigen Gesteinskörnungen. Bei Kalkstein- und Sandsteingesteinskörnungen sollten die Werte um 10 % bzw. 30 % reduziert werden. Bei Basaltzuschlägen sollte der Wert um 20 % erhöht werden. Diese Empfehlungen entsprechen den Mittelwerten der in [525], Tabelle H9.1 vorgeschlagenen Streubreiten für gesteinskörnungsabhängige Anpassungsfaktoren α_E .

Die zeitabhängige Entwicklung des E-Moduls verläuft schneller als die der Betondruckfestigkeit und wird im EC2-1-1 durch die Gleichungen (3.1), (3.2) und (3.5) in Anlehnung an den Model-Code MC90 [R11] bei einer Temperatur von 20 °C beschrieben mit

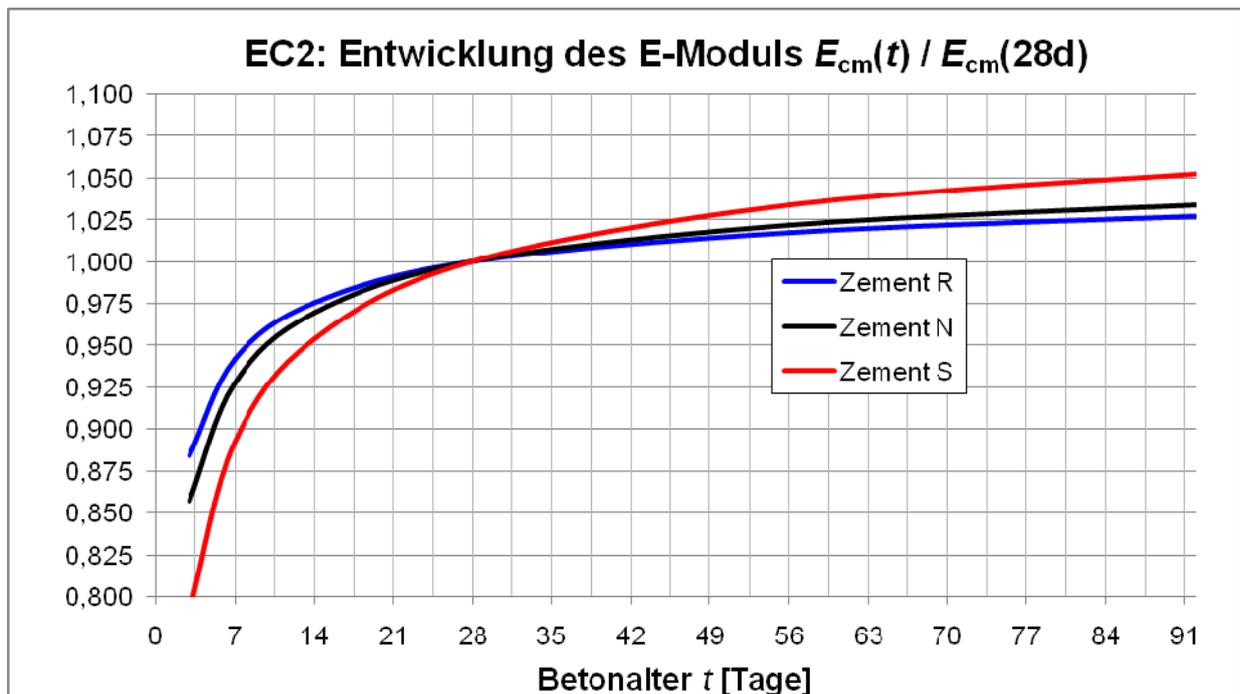
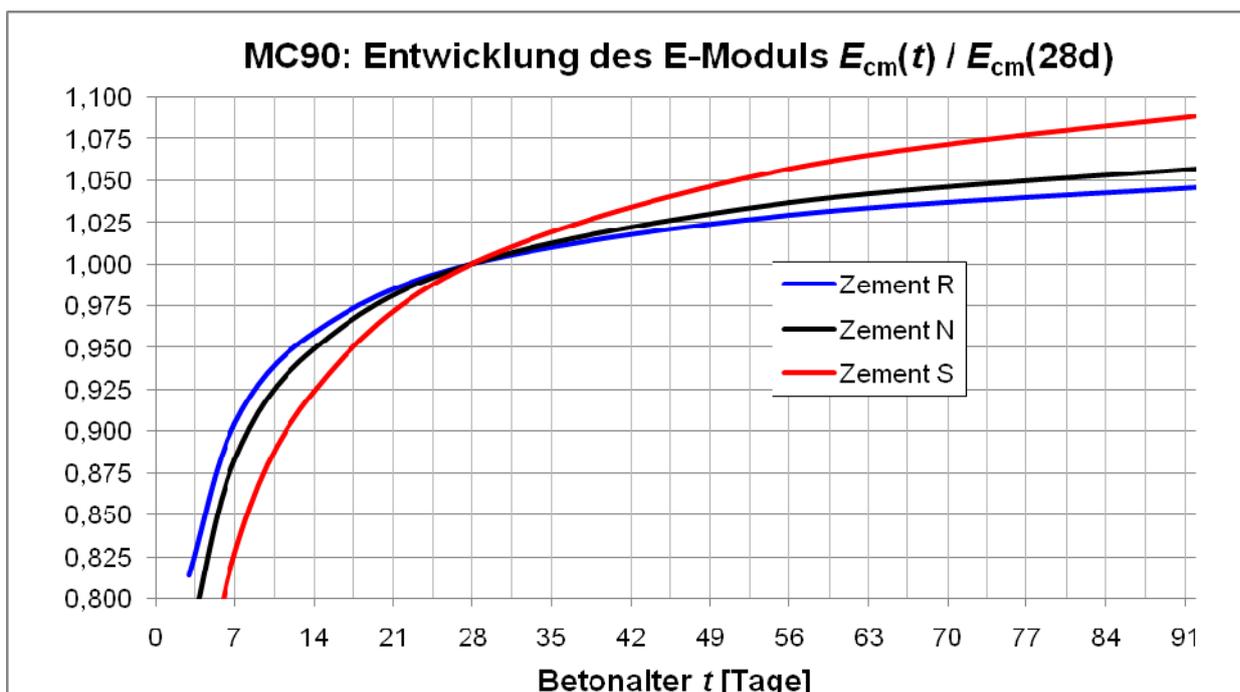
$$E_{cm}(t) = [f_{cm}(t) / f_{cm}]^{0,3} \cdot E_{cm} = \beta_{cc}(t)^{0,3} \cdot E_{cm} = \left[\exp \left(s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right) \right]^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (4.11)$$

mit

- s = 0,20 für CEM 42,5 R, CEM 52,5 N und CEM 52,5 R (Klasse R),
- = 0,25 für CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Klasse N),
- = 0,38 für CEM 32,5 N (Klasse S).

Der Unterschied zum MC90 [R11] besteht im reduzierten Exponenten 0,3 im EC2-1-1 statt 0,5 im MC90. Das heißt, der rechnerische Anstieg des E-Moduls nach EC2-1-1 ist in den ersten 28 Tagen etwas steiler, nach 28 Tagen dagegen etwas flacher als nach MC90.

Nach [19] gilt für hochfesten Beton für alle Zemente $s = 0,20$ (\rightarrow Zement R). Eine grafische Auswertung der o. g. Gleichung nach EC2-1-1 und MC90 enthält Bild 4.

Bild 4 a). Zeitabhängige Entwicklung des E-Moduls $E_{cm}(t)$ nach EC2-1-1Bild 4 b). Zeitabhängige Entwicklung des E-Moduls $E_{cm}(t)$ nach MC90

Vorschlag: Zu 3.1.2 (5) ergänzen

ANMERKUNG: Für hochfeste Betone gilt für alle Zemente $s = 0,20$.

Bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung innerhalb von Betontragwerken sind durch die unterschiedlichen E-Moduln keine Auswirkungen zu erwarten. Bei Tragwerken in Kombination mit anderen Baustoffen können jedoch Unterschiede wegen der veränderten Relation der E-Moduln auftreten.

Unterschiede in den Ergebnissen zwischen DIN 1045-1 [R6] und EC2-1-1 [R1] infolge der unterschiedlichen E-Moduln des Betons können auftreten:

- bei Schnittgrößenermittlungen (Last und Zwang) in statisch unbestimmten Systemen (GZT und GZG),
- bei nichtlinearen Berechnungen der Schnittgrößen (GZT und GZG),
- bei Verformungsberechnungen (GZT und GZG),
- bei Nachweisen nach Theorie II. Ordnung,
- bei zeitabhängigen Spannkraftverlusten (GZT und GZG),
- bei den Aussteifungskriterien für lotrechte Gebäudeaussteifungen (GZT),
- bei der direkten Ermittlung der Rissbreiten (GZG),
- bei Spannungsnachweisen (GZG).

Feststellung:

Die Auswirkungen der größeren E-Moduln nach EC2-1-1 nehmen mit Erhöhung der Betonfestigkeitsklasse ab und werden i. d. R. unter $\pm 10\%$ bleiben. Die Rechenwerte der E-Moduln nach DIN 1045-1 mit Berichtigung [R6] waren zu niedrig angesetzt.

Dieses Defizit wird mit dem EC2-1-1 behoben.

4.2.2 Beton – Schwinden

Übereinstimmend werden im Schwindansatz der DIN 1045-1 und des EC2-1-1 die aus der Zusammensetzung eines Konstruktionsbetons resultierenden Einflüsse in grober Näherung allein durch die Einflussparameter der Betondruckfestigkeit und der Zementart erfasst. In Tabelle 8 werden die Gleichungen für das Trocknungsschwinden verglichen.

Dieser Vergleich zeigt, dass die **Grundwerte** für die Trocknungsschwinddehnung des EC2-1-1 $\varepsilon_{cd,0}$ auf 85 % der Werte $\varepsilon_{cds,0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH)$ nach [525] bei den Zementarten S und N wegen dem Vorfaktor 0,85 in Gleichung (B.11.) reduziert sind. Bei der Zementart R ist der Unterschied wegen der Differenz im Faktor α_{ds2} (EC2: 0,11 und [525]: 0,12) etwas geringer (vgl. Bild 5).

Die Unterscheidung des Faktors für die Luftfeuchte über $99\% \cdot \beta_{s1}$ nach [525] wirkt sich nur bei Luftfeuchten über 90 % und hochfesten Betonen aus. Die Schwinddehnung wird dann 0 bzw. wird zur Quelldehnung. Die Vernachlässigung dieses Effektes im EC2-1-1 liegt meist auf der sicheren Seite.

Das zeitabhängige **Gesamtmaß für die Trocknungsschwinddehnung** wird im EC2-1-1 durch Multiplikation des Grundmaßes mit dem Zeitfaktor $k_h \cdot \beta_{ds}(t, t_s)$ und in [525] mit $\beta_{ds}(t - t_s)$ ermittelt. Der Vergleich dieser Zeitfaktoren ist in Abhängigkeit von der wirksamen Dicke h_0 und dem Austrocknungszeitraum $(t - t_s)$ in Bild 6 dargestellt.

Zu erkennen ist, dass die Trocknungsschwinddehnung nach EC2-1-1 bei Bauteilen mit einer wirksamen Dicke von h_0 bis 300 mm im Zeitraum bis zu 3 Jahren (1000 Tage) und CEM S bzw. N ungefähr der von DIN 1045-1 entspricht ($0,85 \cdot 1,2$). Bei größeren wirksamen Dicken und im Anfangszeitraum wird der Zeitfaktor nach EC2-1-1 größer ermittelt.

Zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre (20.000 Tage) liegt das Verhältnis der Zeitfaktoren nach EC2-1-1/ DIN 1045-1 bei Bauteilen mit einer wirksamen Dicke von h_0 bis zu 500 mm und CEM S bzw. N zwischen 1,0 und 0,8.

Nimmt man an, dass die Faktoren β_{ds} zum Zeitpunkt $t = \infty$ zu 1,0 konvergieren, entspricht das Verhältnis der Zeitfaktoren genau den Werten k_h nach EC2-1-1, Tabelle 3.3. Wenn die k_h -Werte mit den Verhältniswerten nach Bild 5 multipliziert werden, ergeben sich dann die Verhältnisse der Endtrocknungsschwindmaße $\varepsilon_{cd}(\infty)$ nach EC2-1-1 zu DIN 1045-1.

Die Trocknungsschwindmaße nach EC2-1-1 zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre betragen demnach je nach wirksamer Dicke, Zementarten S/N und Betonfestigkeitsklasse zwischen 60 % bis 85 % der Werte nach DAfStb-Heft [525]. Bei h_0 von 100 mm und bei Zement R und zunehmender Betonfestigkeit reduziert sich dieser Unterschied bis auf 95 % (vgl. Bild 6).

Tab. 8. Vergleich Trocknungsschwinden nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1	2	3																								
		DIN 1045-1 [R6], [525]	EC2-1-1 [R1] Anhang B																								
1	Gesamt-trocknungs-schwinden	Gleichung (H.9-22): $\varepsilon_{\text{cds}}(t, t_s) = \varepsilon_{\text{cds},0}(f_{\text{cm}}) \cdot \beta_{\text{RH}}(\text{RH}) \cdot \beta_{\text{ds}}(t - t_s)$	Gleichung (3.9): $\varepsilon_{\text{cd}}(t) = \varepsilon_{\text{cd},0} \cdot k_h \cdot \beta_{\text{ds}}(t, t_s)$ mit <table border="1"> <tr> <td>$h_0 = 2A_c / u$</td> <td>k_h</td> </tr> <tr> <td>100 mm</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>200 mm</td> <td>0,85</td> </tr> <tr> <td>300 mm</td> <td>0,75</td> </tr> <tr> <td>≥ 500 mm</td> <td>0,70</td> </tr> </table>	$h_0 = 2A_c / u$	k_h	100 mm	1,00	200 mm	0,85	300 mm	0,75	≥ 500 mm	0,70														
$h_0 = 2A_c / u$	k_h																										
100 mm	1,00																										
200 mm	0,85																										
300 mm	0,75																										
≥ 500 mm	0,70																										
2	Grundwert	Gleichung (H.9-25): $\varepsilon_{\text{cds},0}(f_{\text{cm}}) = \left[220 + 110 \cdot \alpha_{\text{ds}1} \cdot \exp\left(-\alpha_{\text{ds}2} \cdot \frac{f_{\text{cm}}}{10}\right) \right] \cdot 10^{-6}$ mit <table border="1"> <tr> <td>CEM</td> <td>S</td> <td>N</td> <td>R</td> </tr> <tr> <td>$\alpha_{\text{ds}1}$</td> <td>3</td> <td>4</td> <td>6</td> </tr> <tr> <td>$\alpha_{\text{ds}2}$</td> <td>0,13</td> <td>0,12</td> <td>0,12</td> </tr> </table>	CEM	S	N	R	$\alpha_{\text{ds}1}$	3	4	6	$\alpha_{\text{ds}2}$	0,13	0,12	0,12	Gleichung (B.11): $\varepsilon_{\text{cd},0} = 0,85 \cdot \beta_{\text{RH}} \cdot \left[220 + 110 \cdot \alpha_{\text{ds}1} \cdot \exp\left(-\alpha_{\text{ds}2} \cdot \frac{f_{\text{cm}}}{10}\right) \right] \cdot 10^{-6}$ mit <table border="1"> <tr> <td>CEM</td> <td>S</td> <td>N</td> <td>R</td> </tr> <tr> <td>$\alpha_{\text{ds}1}$</td> <td>3</td> <td>4</td> <td>6</td> </tr> <tr> <td>$\alpha_{\text{ds}2}$</td> <td>0,13</td> <td>0,12</td> <td>0,11</td> </tr> </table>	CEM	S	N	R	$\alpha_{\text{ds}1}$	3	4	6	$\alpha_{\text{ds}2}$	0,13	0,12	0,11
CEM	S	N	R																								
$\alpha_{\text{ds}1}$	3	4	6																								
$\alpha_{\text{ds}2}$	0,13	0,12	0,12																								
CEM	S	N	R																								
$\alpha_{\text{ds}1}$	3	4	6																								
$\alpha_{\text{ds}2}$	0,13	0,12	0,11																								
3	Luftfeuchte	Gleichung (H.9-26): → für $40 \% \leq \text{RH} < 99 \% \cdot \beta_{\text{s}1}$ $\beta_{\text{RH}}(\text{RH}) = -1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{\text{RH}}{100} \right)^3 \right]$ → für $\text{RH} \geq 99 \% \cdot \beta_{\text{s}1}$ $\beta_{\text{RH}}(\text{RH}) = 0,25$ mit $\beta_{\text{s}1} = \left(\frac{35}{f_{\text{cm}}} \right)^{0,1} \leq 1,0$	Gleichung (B.12): $\beta_{\text{RH}} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{\text{RH}}{100} \right)^3 \right]$																								
4	Trocknungszeit	Gleichung (H.9-27): $\beta_{\text{ds}}(t - t_s) = \sqrt{\frac{t - t_s}{(t - t_s) + 350 \cdot \left(\frac{h_0}{100} \right)^2}}$	Gleichung (3.10): $\beta_{\text{ds}}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}}$																								

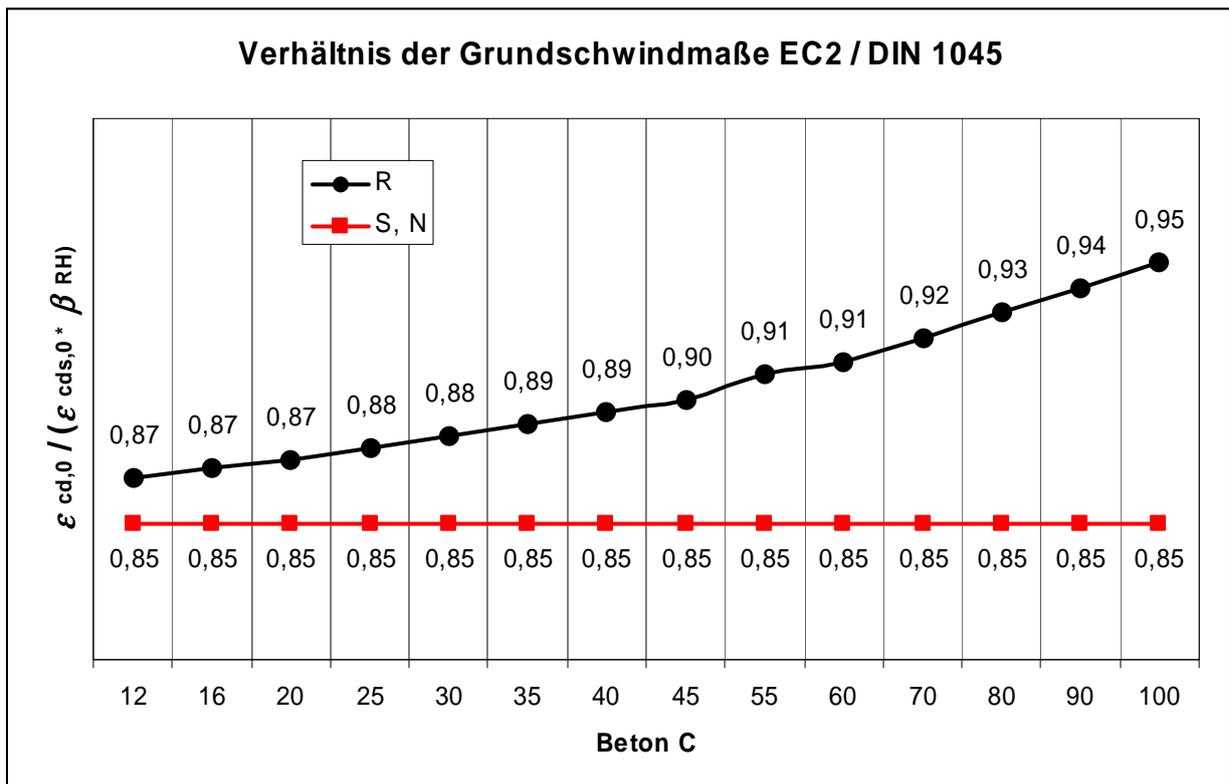


Bild 5. Verhältnis der Grundschnwindmaße $\epsilon_{cd,0}$ (EC2) mit $\{\epsilon_{c ds,0} \cdot \beta_{RH}\}$ (DIN 1045) für Zementarten S, N, R

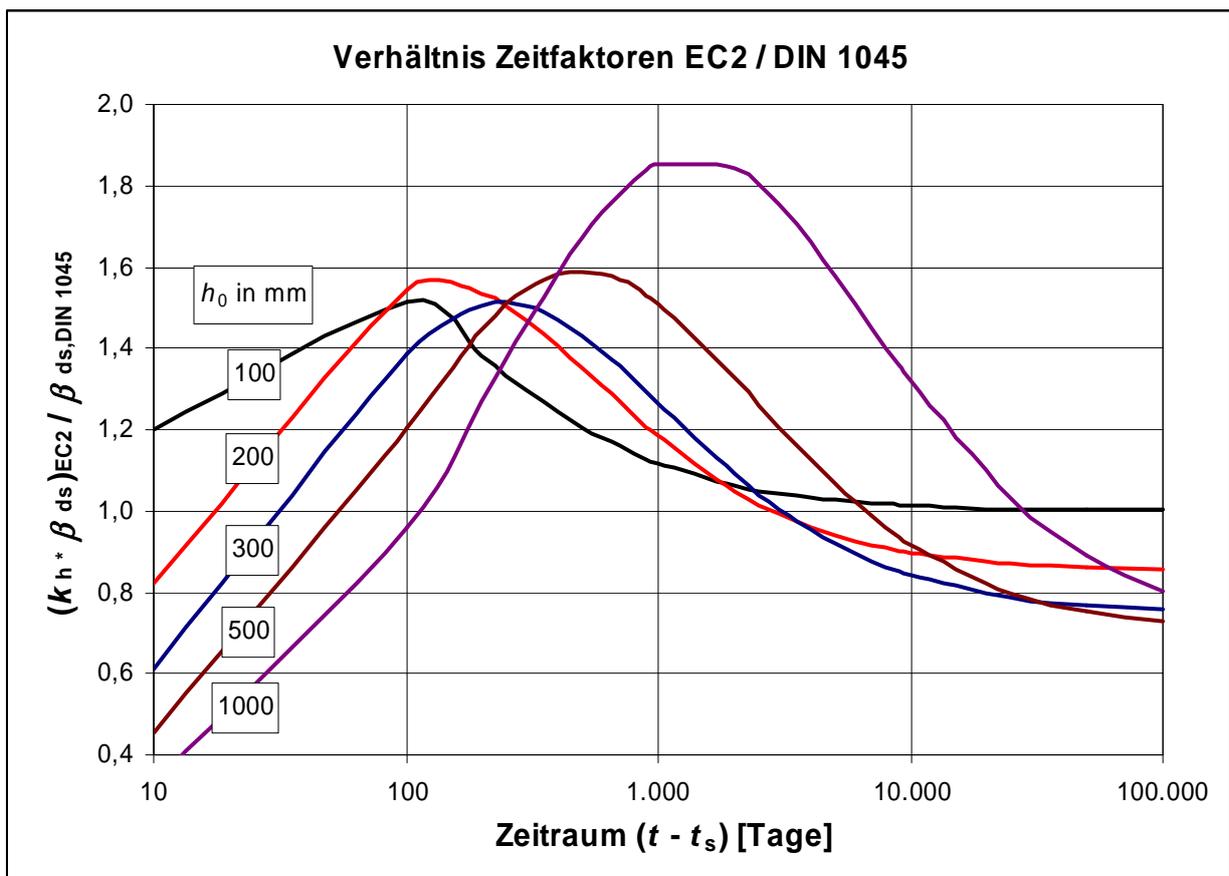


Bild 6. Verhältnis der Zeitfaktoren $\{k_h \cdot \beta_{ds}\}$ (EC2-1-1) mit β_{ds} (DIN 1045)

Feststellungen:

Die Trocknungsschwindmaße nach EC2-1-1 [R1] zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre betragen je nach wirksamer Dicke, Zementart und Betonfestigkeitsklasse zwischen 68 % bis 100 % der Werte in DIN 1045. Setzt man die Faktoren β_{ds} zum Zeitpunkt $t = \infty$ auf 1,0 (wie im EC2-1-1 und [525] angenommen), entspricht das Verhältnis der Zeitfaktoren genau den Werten k_h nach EC2-1-1, Tabelle 3.3. Wenn die k_h -Werte mit den Verhältniswerten nach Bild 4.2-5 multipliziert werden, ergeben sich nach EC2-1-1-End-Trocknungsschwindmaße $\varepsilon_{cd}(\infty)$ von 60 % bis 85 % der DIN 1045-1 (Zementarten S und N).

Vorschlag:

Da die Variationskoeffizienten ohnehin bei 30 % liegen und die Auswirkungen auf die Bemessungsergebnisse im GZT deutlich geringer sind, wird die Übernahme der einfacheren EC2-1-1-Regeln ohne Änderung empfohlen.

Im EC2-1-1, Abschnitt 3.1.4 (6), werden in Tabelle 3.2 Nennwerte für die unbehinderte Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ in [%] für Beton mit Zement CEM Klasse N (normal erhärtend) angegeben. Diese wurden auf Basis des Anhangs B ermittelt.

Die folgenden Tabellen B.1DE bis B.3DE – Grundwerte für die unbehinderte Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ – stellen eine praktikable Erweiterung der Tabelle 3.2 des EC2-1-1 dar, indem die Zementklassen S und R sowie alle Betonfestigkeitsklassen ergänzt werden. Die Werte wurden nach EC2-1-1, Anhang B [R1] mit den Gleichungen (B.11) und (B.12) ermittelt. In Bezug auf die relative Luftfeuchte wird die nicht praxisrelevante Spalte 20 % gestrichen, dafür wird die für trockene Umgebungsbedingungen relevante relative Luftfeuchte 50 % ergänzt. Diese erweiterten Tabellen sollen in den NA, Anhang B übernommen werden.

Tabelle B.1DE – Grundwerte für die Trocknungsschwinddehnung $\epsilon_{cd,0}$ in [‰] für Zementklasse S

Beton		relative Luftfeuchte RH in % ¹⁾					
Zementklasse S		40	50	60	70	80	90
C12/15		0,52	0,49	0,44	0,37	0,27	0,15
C16/20		0,50	0,46	0,42	0,35	0,26	0,14
C20/25		0,47	0,44	0,39	0,33	0,25	0,14
C25/30		0,44	0,41	0,37	0,31	0,23	0,13
C30/37		0,41	0,39	0,35	0,29	0,22	0,12
C35/45		0,39	0,36	0,32	0,27	0,20	0,11
C40/50		0,36	0,34	0,30	0,26	0,19	0,11
C45/55		0,34	0,32	0,29	0,24	0,18	0,10
C50/60		0,32	0,30	0,27	0,22	0,17	0,09
C55/67		0,30	0,28	0,25	0,21	0,16	0,09
C60/75		0,28	0,26	0,23	0,20	0,15	0,08
C70/85		0,25	0,23	0,21	0,17	0,13	0,07
C80/95		0,22	0,20	0,18	0,15	0,11	0,06
C90/105		0,19	0,18	0,16	0,13	0,10	0,05
C100/115		0,17	0,16	0,14	0,12	0,09	0,05

Tabelle B.2DE – Grundwerte für die Trocknungsschwinddehnung $\epsilon_{cd,0}$ in [‰] für Zementklasse N

Beton		relative Luftfeuchte RH in % ¹⁾					
Zementklasse N		40	50	60	70	80	90
C12/15		0,64	0,60	0,54	0,45	0,33	0,19
C16/20		0,61	0,57	0,51	0,43	0,32	0,18
C20/25		0,58	0,54	0,49	0,41	0,30	0,17
C25/30		0,55	0,51	0,46	0,38	0,29	0,16
C30/37		0,52	0,48	0,43	0,36	0,27	0,15
C35/45		0,49	0,45	0,41	0,34	0,25	0,14
C40/50		0,46	0,43	0,38	0,32	0,24	0,13
C45/55		0,43	0,40	0,36	0,30	0,22	0,12
C50/60		0,41	0,38	0,34	0,28	0,21	0,12
C55/67		0,38	0,36	0,32	0,27	0,20	0,11
C60/75		0,36	0,34	0,30	0,25	0,19	0,10
C70/85		0,32	0,30	0,27	0,22	0,17	0,09
C80/95		0,28	0,26	0,24	0,20	0,15	0,08
C90/105		0,25	0,23	0,21	0,18	0,13	0,07
C100/115		0,22	0,21	0,19	0,16	0,12	0,06

Tabelle B.3DE – Grundwerte für die Trocknungsschwinddehnung $\epsilon_{cd,0}$ in [‰] für Zementklasse R

Beton		relative Luftfeuchte RH in % ¹⁾					
Zementklasse R		40	50	60	70	80	90
C12/15		0,87	0,81	0,73	0,61	0,45	0,25
C16/20		0,83	0,78	0,70	0,58	0,43	0,24
C20/25		0,80	0,75	0,67	0,56	0,42	0,23
C25/30		0,75	0,71	0,63	0,53	0,39	0,22
C30/37		0,71	0,67	0,60	0,50	0,37	0,21
C35/45		0,68	0,63	0,57	0,47	0,35	0,20
C40/50		0,64	0,60	0,54	0,45	0,33	0,19
C45/55		0,61	0,57	0,51	0,43	0,32	0,18
C50/60		0,57	0,54	0,48	0,40	0,30	0,17
C55/67		0,54	0,51	0,45	0,38	0,28	0,16
C60/75		0,51	0,48	0,43	0,36	0,27	0,15
C70/85		0,46	0,43	0,39	0,32	0,24	0,13
C80/95		0,41	0,39	0,35	0,29	0,21	0,12
C90/105		0,37	0,35	0,31	0,26	0,19	0,11
C100/115		0,33	0,31	0,28	0,23	0,17	0,10

¹⁾ für RH = 100 % beträgt $\epsilon_{cd,0} = 0$

In Tabelle 9 werden die Gleichungen für das **Grundschrumpfen** verglichen.

Tab. 9. Vergleich Grundschrumpfen nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

1		2	3								
		DIN 1045-1 [R6], [525]	EC2-1-1 [R1] Anhang B								
1	Gesamt-Schrumpfdehnung	Gleichung (H.9-21): $\epsilon_{cas}(t) = \epsilon_{cas0}(f_{cm}) \cdot \beta_{as}(t)$	Gleichung (3.11): $\epsilon_{ca}(t) = \epsilon_{ca}(\infty) \cdot \beta_{as}(t)$								
2	Grundmaß	Gleichung (H.9-23): $\epsilon_{cas0}(f_{cm}) = -\alpha_{as} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{60 + f_{cm}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6}$ mit <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>CEM</td> <td>S</td> <td>N</td> <td>R</td> </tr> <tr> <td>α_{as}</td> <td>800</td> <td>700</td> <td>600</td> </tr> </table>	CEM	S	N	R	α_{as}	800	700	600	Gleichung (3.12): $\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$
CEM	S	N	R								
α_{as}	800	700	600								
3	Zeiteinfluss	Gleichung (H.9-24): $\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2\sqrt{t})$	Gleichung (3.13):								

Bei normalfestem Beton liefert das Grundschrumpfen infolge der Reaktion des Zements (Summe aus chemischem Schrumpfen und autogenem Schrumpfen = innere Austrocknung) einen gegenüber dem Trocknungsschrumpfen vergleichsweise kleinen Verformungsbeitrag oder spielt nur in sehr jungem Betonalter eine untergeordnete Rolle. Mit zunehmender Betonfestigkeit nimmt das Grundschrumpfen zu und das Trocknungsschrumpfen ab. Bei hochfestem Beton kann deshalb das Ausmaß des Grundschrumpfens deutlich über dem des Trocknungsschrumpfens liegen [525].

Die Unterschiede, die aus dem Grundmaß für das Grundschrumpfen herrühren, sind in Bild 7 dargestellt.

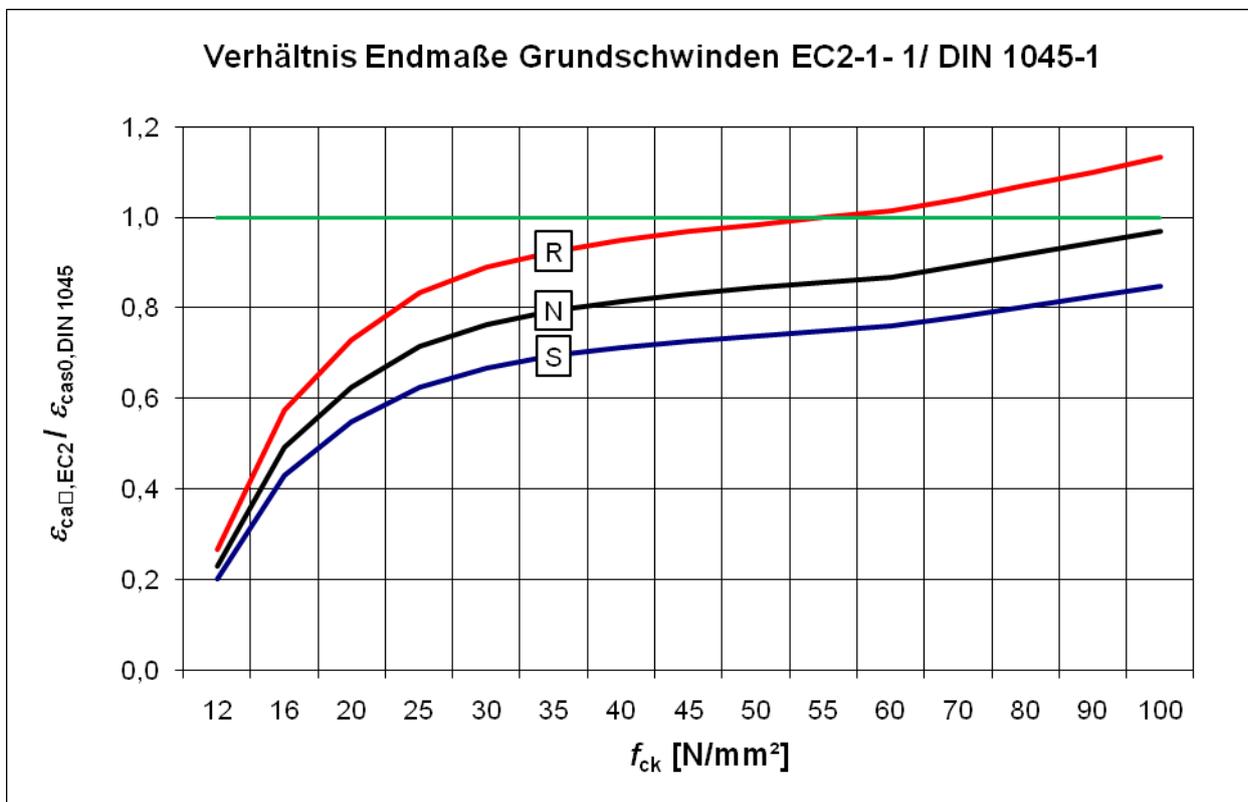


Bild 7. Verhältnis der Grundmaße für Grundschrumpfen $\epsilon_{cas0}(f_{cm})$ (EC2-1-1) mit $\epsilon_{ca}(\infty)$ (DIN 1045)

Vorschlag:

Das Endmaß des Grundschrindens nach EC2-1-1 beträgt bei normalfesten Betonen je nach Zementart und Betonfestigkeitsklasse zwischen 20 % (C12/15) bis 100 % (C50/60 mit CEM R) der Werte nach DIN 1045-1. Im relevanten Bereich der hochfesten Betone beträgt die Übereinstimmung zwischen 80 % bis 110 %. Da der Anteil am Gesamtschwindmaß bei normalfesten Betonen relativ gering und die Auswirkungen auf die Bemessungsergebnisse im GZT damit noch geringer sind, wird die Übernahme der vereinfachten EC2-1-1-Regeln empfohlen. Die Weiterverwendung des Diagramms für die Schrumpfdrehnung nach DIN 1045-1, Bild 20, wäre somit auf der sicheren Seite liegend möglich.

Gesamtschwinden

Das Gesamtschwinden wird aus der Summe von Trocknungsschwinden ε_{cd} und Grundschrindens ε_{ca} berechnet:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t, t_s) + \varepsilon_{ca}(t) \quad \text{mod. EC2-1-1 (3.8)}$$

Darin stellen $\varepsilon_{cs}(t)$ die Gesamtschwinddehnung des Betons, $\varepsilon_{cd}(t, t_s)$ das Trocknungsschwinden und $\varepsilon_{ca}(t)$ das Grundschrindens dar. Die Zeitpunkte t und t_s geben das Alter des Betons in Tagen zum betrachteten Zeitpunkt bzw. bei Beginn der Austrocknung (i. d. R. Ende der Nachbehandlung) an.

4.2.3 Beton – Kriechen

In Tabelle 10 werden die Gleichungen für das Kriechen verglichen.

Tab. 10. Vergleich Kriechen nach DIN 1045-1 und EC2

	1	2	3								
		DIN 1045-1 [R6], [525]	EC2-1-1 [R1] Anhang B								
1	Gesamtkriechen	Gleichung (H.9-6): $\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$	Gleichung (B.1):								
2	Grundwert	Gleichung (H.9-7): $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$	Gleichung (B.2):								
3	Relative Feuchte	Gleichung (H.9-8): $\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$ mit $\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}$ $\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}$	Gleichung (B.3): $\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$ mit $\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \leq 1$ $\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \leq 1$								
4	Druckfestigkeit	Gleichung (H.9-9): $\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$	Gleichung (B.4):								
5	Belastungsbeginn	Gleichung (H.9-10): $\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_{0,eff}^{0,2}}$ mit $t_{0,eff} = t_0 \cdot \left[\frac{9}{2 + t_0^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5$ Tage <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>CEM</td> <td>S</td> <td>N</td> <td>R</td> </tr> <tr> <td>α</td> <td>-1</td> <td>0</td> <td>+1</td> </tr> </table>	CEM	S	N	R	α	-1	0	+1	Gleichung (B.5) und (B.9):
CEM	S	N	R								
α	-1	0	+1								
6	Zeitverlauf nach Belastungsbeginn	Gleichung (H.9-12): $\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}$	Gleichung (B.7):								
7	Relative Feuchte	Gleichung (H.9-13): $\beta_H = 150 \left[1 + \left(\frac{1,2 \cdot RH}{100} \right)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3$ $\leq 1500 \cdot \alpha_3$ mit $\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$	Gleichung (B.8): $\beta_H = 150 \left[1 + \left(\frac{1,2 \cdot RH}{100} \right)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3$ $\leq 1500 \cdot \alpha_3$ mit $\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \leq 1$								

Den Kriechzahlen im EC2-1-1 und DIN 1045-1 (siehe [525], Gleichung H.9-6) liegt ein identischer Produktansatz zugrunde:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot \beta_c(t, t_0) \quad \text{EC2-1-1 (B.1) + (B.2)}$$

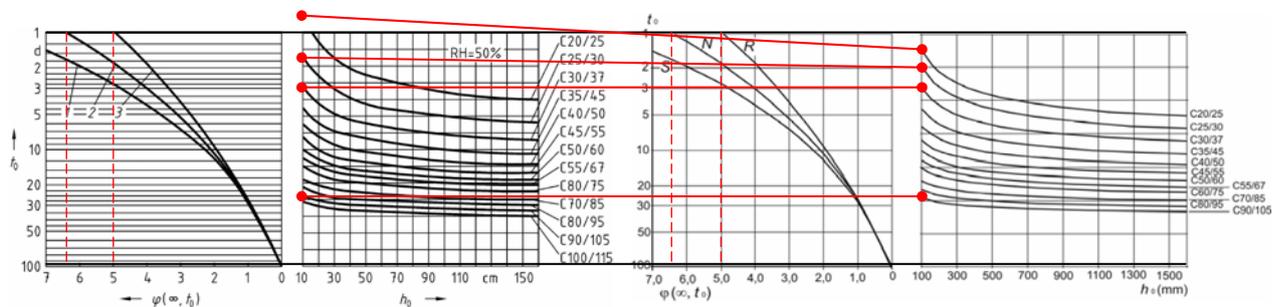
Der Anhang B des EC2-1-1 darf normativ in Deutschland angewendet werden. Für Betonfestigkeiten $\geq C30/37$ ist die Übereinstimmung zwischen den Kriechfunktionen des EC2-1-1, Anhang B und DAfStb-Heft [525] zu 9.1.4 (8) vollständig. Sie gelten im Temperaturbereich von -40 °C bis $+40$ °C sowie für Umgebungsbedingungen mit Luftfeuchten zwischen 40 % und 100 % [18]. Die Kriechfunktionen im EC2-1-1, Anhang B gelten für lineares Kriechen bis zu einem Span-

nungsniveau mit kriecherzeugenden Druckspannungen von $\leq 0,45f_{ck}(t)$. Darüber hinaus darf eine nichtlineare Kriechzahl nach Gleichung (3.7) verwendet werden (analog [525], Gleichung H.11-1).

Für Betonfestigkeiten $\leq C25/30$ ergeben sich nach EC2-1-1, Anhang B, geringere Kriechbeiwerte. Dies wird übernommen, da die Kriechfähigkeit und -geschwindigkeit von Betonen geringerer Festigkeit nach [525] überschätzt wird. Die Unterscheidung in Betonfestigkeiten $\geq C30/37$ ($f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$) und $\leq C25/30$ ($f_{cm} < 35 \text{ N/mm}^2$) wird im EC2-1-1 durch Splitting der Gleichungen (B.3) und (B.8) in a) und b) vorgenommen. Dies bedeutet mathematisch, dass die Beiwerte α zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit abhängig von der relativen Luftfeuchte RH für Betonfestigkeitsklassen $\leq C25/30$ im EC2-1-1 auf maximal 1,0 begrenzt werden:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \leq 1; \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \leq 1; \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \leq 1 \quad \text{EC2-1-1 (B.8c) ergänzt}$$

Die Unterschiede für C20/25 und C25/30 bzw. die Übereinstimmung ab C30/37 lassen sich z. B. in den Diagrammen DIN 1045-1, Bild 18 und EC2-1-1, Bild 3.1 für RH = 50 % nachvollziehen:



DIN 1045-1, Bild 18. Endkriechzahl RH = 50 %

EC2-1-1, Bild 3.1. Endkriechzahl RH = 50 %

Die Weiterverwendung der Kriech-Diagramme nach DIN 1045-1 wäre somit auf der sicheren Seite liegend möglich.

Vorschlag:

Für Betonfestigkeiten $\geq C30/37$ ist die Übereinstimmung zwischen EC2-1-1 und [525] vollständig.

Für Betonfestigkeiten $< C30/37$ ergeben sich nach EC2-1-1 etwas geringere Kriechbeiwerte.

Die Übernahme der EC2-1-1-Regeln wird ohne Änderung empfohlen.

4.2.4 Leichtbeton

Die Eigenschaften des Leichtbetons werden im gesonderten Kapitel 11 des EC2-1-1 behandelt (z. B. in Tabelle 11.3.1). Die EC2-1-1-Original Definition in 11.1.1 (4) begrenzt die obere Rohdichte des hier für die Bemessung geregelten gefügedichten Leichtbetons auf $\rho \leq 2200 \text{ kg/m}^3$ (abweichend von DIN 1045-1 sowie von EN 206-1 und DIN 1045-2 mit $\rho \leq 2000 \text{ kg/m}^3$). Das ist formal auf die Reduktionsfaktoren η für die Bemessungswerte zurückzuführen (in DIN 1045-1 und EC2-1-1 identisch), die erst bei $\rho = 2200 \text{ kg/m}^3$ mathematisch genau 1,0 ergeben:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \cdot \rho / 2200 \text{ bzw. } \eta_E = (\rho / 2200)^2$$

Die Reduktionsfaktoren berücksichtigen die Unterschiede in den mechanischen Betoneigenschaften, die vor allem von der leichten Gesteinskörnung herrühren.

Unter Verwendung regionaler normaler (i. d. R. kalksteinhaltiger) Gesteinskörnungen werden jedoch auch Konstruktionsbetone oder Fertigteile zur Reduktion des Transportgewichtes gezielt mit $\rho = 2000$ bis 2200 kg/m^3 ohne Verwendung von leichter Gesteinskörnung hergestellt. Die Reduktionsfaktoren und weitere erhöhte konstruktive Anforderungen sind hier nicht erforderlich. Daher wird im NA übereinstimmend mit DIN EN 206-1 die Definition des Leichtbetons mit $\rho \leq 2000 \text{ kg/m}^3$ übernommen. Die Reduktionsfaktoren sind für $\rho \geq 2000 \text{ kg/m}^3$ mit $\eta_1 \approx \eta_E \approx 0,95 \dots 1,0$ in der Bemessung noch vernachlässigbar. Die Rohdichte des Normalbetons reicht demnach von $2000 \text{ kg/m}^3 < \rho \leq 2600 \text{ kg/m}^3$ (i. M. 2300 kg/m^3).

4.2.5 Betonstahl

Der EC2-1-1 sieht in 3.2.2 (3) vor, die Bemessungs- und Konstruktionsregeln auf Betonstähle mit charakteristischen Streckgrenzen $400 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yk} \leq 600 \text{ N/mm}^2$ anzuwenden. Im EC2-1-1/NA wurde jedoch für Deutschland in Übereinstimmung mit der neuen DIN 488-Reihe [R13] und den abZ für Betonstähle der Anwendungsbereich des EC2-1-1 auf Betonstahlsorten mit $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ eingeschränkt. Betonstähle mit anderen Streckgrenzen sind daher nur mit Zustimmung der Bauaufsicht oder mit ggf. zukünftigen abZ verwendbar.

Der Anhang C: „Eigenschaften des Betonstahls“ findet in Deutschland keine Anwendung und wurde national zu einem informativen Anhang bestimmt. Sollte irgendwann eine neue harmonisierte Produktnorm EN 10080 für Betonstahl eingeführt werden, kann der Anhang C wieder an Bedeutung gewinnen, daher wurde er nicht gestrichen.

In DIN 488-1:2009-08 [R13] werden zwei Betonstahlsorten geregelt, die neu mit B500A (statt BSt 500 (A)) bzw. B500B (statt BSt 500 (B)) bezeichnet werden.

Beispiel: Bezeichnung von geripptem Betonstabstahl der Stahlsorte B500B (1.0439) mit einem Nenndurchmesser $d = 20,0 \text{ mm}$ → **Betonstabstahl DIN 488 – B500B – 20,0**.

In DIN 488-2:2009-08 werden die lieferbaren Nenndurchmesser $d = 6,0 \text{ mm}$ bis 40 mm geregelt. Die Erweiterung der Nenndurchmesser gegenüber der DIN 488-2:1986-06 über 28 mm hinaus führte dazu, dass im EC2-1-1/NA, 8.8: „Zusätzliche Bewehrungsregeln für große Stabdurchmesser“ für Stabdurchmesser $d_s = 40 \text{ mm}$ die bisher in den abZ enthaltenen zusätzlichen Bemessungs- und Konstruktionsregeln mit dem Ziel ergänzt wurden, diese zukünftig ohne Zulassung als geregelte Betonstäbe zu verwenden. Für Stabdurchmesser $d_s > 40 \text{ mm}$ sind weiterhin abZ erforderlich.

Für die Verwendung von Gitterträgern sind i. d. R. auch weiterhin abZ erforderlich, obwohl das Produkt in DIN 488-5:2009-08 geregelt wird und einige Konstruktionsregeln schon im EC2-1-1 aufgenommen wurden. Im Rahmen der Umstellung auf EC2-1-1 sind jedoch Kürzungen in den abZ zu erwarten.

Die schon in DIN 1045-1 festgelegte Anforderung, dass die Verwendung von Betonstählen für Betone ab C70/85 in den abZ geregelt sein muss, wurde beibehalten. Im Vergleich zu normalfestem Beton ist die Gefahr eines Aufspaltens der Betondeckung größer, da der Verbund durch die höhere Betondruckfestigkeit und den größeren E-Modul deutlich steifer wird. In Kombination mit hohen und scharfkantigen Rippen kann sich die Verbundkraft auf eine bzw. sehr wenige Rippen konzentrieren, statt sich durch Plastifizierung auf mehrere Rippen entlang einer wirksamen Verbundlänge zu verteilen. Für hochfesten Beton sollte z. B. die bezogene Rippenfläche der Betonstähle daher $f_R \leq 0,4$ sein. Tieferippte Betonstähle führen wegen des weicheren Verbundes hier in der Regel zu gutmütigerem Verhalten vor dem Versagen [16].

4.2.6 Spannstahl

Für die Spannstähle, das Herstellungsverfahren, die Eigenschaften, die Prüfverfahren und das Verfahren zum Übereinstimmungsnachweis gelten bis zur bauaufsichtlichen Einführung von EN 10138 die Festlegungen der abZ. Für tragende Bauteile, in denen Spannverfahren (Bausätze zur Vorspannung von Tragwerken) verwendet werden, sind in Deutschland weiterhin abZ erforderlich.

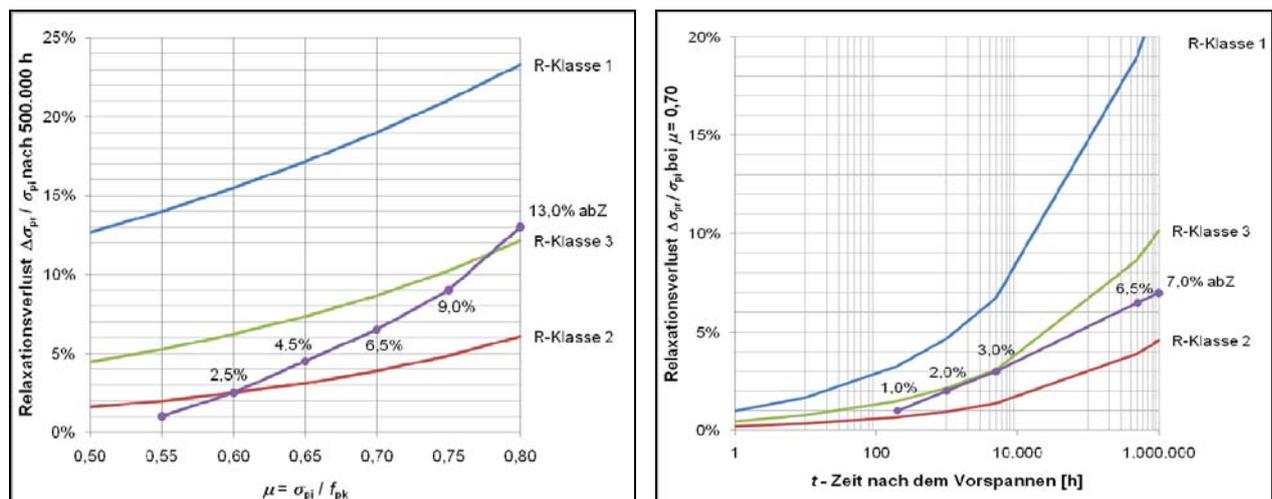
Der Abschnitt 3.4.1 im EC2-1-1 befasst sich mit Verankerungen und Spanngliedkopplungen. Er enthält allgemeine Regelungen und Hinweise zu mechanischen Eigenschaften und Ankerkörpern. Diese Angaben sind unzureichend. Im EC2-1-1/NA wird daher der gesamte Abschnitt 3.4.1 durch den Hinweis auf die abZ der Spannverfahren ersetzt, die auch die maßgebenden Festlegungen für die Verankerungen und Spanngliedkopplungen enthalten.

• Relaxation

Im EC2-1-1 werden drei Relaxationsklassen nach den Spannungsverlusten im Versuch nach 1000 Stunden bei 20 °C mit konstanter Dehnung bei $\sigma_p = 0,7f_{p,test}$ definiert:

- Klasse 1: Drähte oder Litzen – normale Relaxation mit $\rho_{1000} = 8 \%$;
- Klasse 2: Drähte oder Litzen – niedrige Relaxation mit $\rho_{1000} = 2,5 \%$;
- Klasse 3: warmgewalzte und vergütete Stäbe mit $\rho_{1000} = 4 \%$.

Spannstähle mit normaler Relaxation sind praktisch nicht mehr im Markt und werden in EN 10138: „Spannstähle“ auch nicht mehr behandelt. Die Rechenwerte für die Spannungsverluste sind in den abZ enthalten. Die Auswertung der EC-1-1-Gleichungen (3.28) bis (3.30) für die Endwerte der Relaxationsverluste nach 500.000 Stunden (57 Jahre) sind in Bild 8 a) und für die zeitabhängigen Werte bei einer üblichen Spannstahlausnutzung von $\mu = \sigma_{pi} / f_{pk} = 0,70$ in Bild 8 b) aufgetragen. Zum Vergleich werden in beiden Bildern die Zahlenangaben aus den aktuellen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Spannstahldrähte und Litzen mit **sehr niedriger Relaxation** angegeben.



Legende:

Relaxationsklasse 1: Drähte und Litzen mit normaler Relaxation
 Relaxationsklasse 2: Drähte und Litzen mit niedriger Relaxation
 Relaxationsklasse 3: warmgewalzte und vergütete Stäbe
 abZ: für kaltgezogene Spannstahldrähte und Litzen mit sehr niedriger Relaxation

→ EC2-1-1 Gleichung (3.28)
 → EC2-1-1 Gleichung (3.29)
 → EC2-1-1 Gleichung (3.30)

a) Endwerte $5 \cdot 10^5$ Stunden nach dem Vorspannen

b) für $\mu = \sigma_{pi} / f_{pk} = 0,70$

Bild 8. Relaxationsverluste des Spannstahls nach EC2-1-1 im Vergleich mit abZ

Die in den Zulassungsversuchen nachgewiesenen Relaxationsverluste für kaltgezogene Spannstahldrähte und aus diesen Drähten gefertigte Litzen sind demnach größer als die Werte, die sich nach EC2-1-1, Gleichung (3.29) für niedrige Relaxation ergeben. Daher wird im NA zu 3.3.2 (4) auf die abZ verwiesen. Die Gleichung des EC2-1-1 (3.29) ist demnach nicht anzuwenden. Die Gleichungen (3.28) und (3.30) liegen für die Drähte und Litzen mit sehr niedriger Relaxation nach abZ dagegen auf der sicheren Seite.

• **Ermüdung – Wöhlerlinien**

Im EC2-1-1/NA werden 2 Klassen von Spannstählen unterschieden (siehe Tabelle 6.4DE). Die Werte der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Rsk}$ sind für die Bemessung im eingebauten Zustand angegeben. Wegen der Reibkorrosion sind diese ca. 25 % bis 35 % niedriger als die Versuchsergebnisse an freien Proben.

Die Werte werden in den abZ produktbezogen überprüft und liegen bei einigen Spannstählen auf dem niedrigeren Niveau der Klasse 2. Die Werte der Klasse 2 werden i. d. R. durch alle zugelassenen Spannstähle erreicht und können ohne Weiteres angesetzt werden.

Die höheren Werte der Klasse 1 dürfen angesetzt werden, wenn ein Spannstahl verwendet wird, für den im Zulassungsverfahren diese Werte nachgewiesen wurden. Insoweit ist die abZ des verwendeten Spannstahls der Klasse 1 dahingehend in Bezug zu nehmen (auf den Ausführungsunterlagen).

Hinweis: Dies gilt analog für DIN 1045-1 [525].

(NDP) Tabelle 6.4DE – Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Spannstahl

Spannstahl ¹⁾	N^*	Spannungsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ [N/mm ²] bei N^* Zyklen ²⁾	
		k_1	k_2	Klasse 1	Klasse 2
im sofortigen Verbund	10^6	5	9	185	120
im nachträglichen Verbund					
- Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	185	120
- gerade Spannglieder, gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	150	95
- gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren	10^6	3	7	120	75

¹⁾ Sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall für den eingebauten Zustand festgelegt werden.

²⁾ Werte im eingebauten Zustand. Die Spannstähle werden in 2 Klassen eingeteilt. Die Werte für Klasse 1 sind durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für den Spannstahl nachzuweisen. Die Werte für Nachweise des Verankerungsbereichs von Spanngliedern sind immer der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung zu entnehmen.

4.3 Biegung mit Längskraft

4.3.1 Unbewehrter Beton

Ein wesentlicher Unterschied zwischen DIN 1045-1 [R6] und dem EC2-1-1 [R1] bei unbewehrten Betonbauteilen ist der Entfall des erhöhten Teilsicherheitsbeiwertes 1,8 (bzw. 1,55).

Dies wird im Abschnitt 12.3.1 (1) durch den Ersatz von α_{cc} mit $\alpha_{cc,pl} = 0,70$ in Gleichung (3.15) kompensiert. Der Unterschied im Bemessungswert der Betondruckfestigkeit beträgt

- in der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation:

$$\frac{\text{EC2}}{\text{DIN1045-1}} = \frac{0,70 / 1,5}{0,85 / 1,8} = 0,988 \quad \rightarrow -1,2 \%$$

- in der außergewöhnlichen Bemessungssituation:

$$\frac{\text{EC2}}{\text{DIN1045-1}} = \frac{0,70 / 1,3}{0,85 / 1,55} = 0,982 \quad \rightarrow -1,8 \%$$

4.3.2 Beton – Parabel-Rechteck-Diagramm

Die Grundlagen für die Biegebemessung (Ebenbleiben der Querschnitte, Arbeitslinien Beton und Betonstahl) sind qualitativ im EC2-1-1 [R1] und DIN 1045-1 [R6] gleichwertig. In der Regel wird für die Tragfähigkeit der Betondruckzone das Parabel-Rechteckdiagramm verwendet. Für normalfeste Betone sind die Arbeitslinien identisch, für hochfeste Betone sind Unterschiede in den Parabelparametern festzustellen (Tab. 11, Bild 9). Danach ist die Völligkeit der ausgenutzten Druckzone nach DIN 1045-1 größer als nach EC2-1-1, dafür sind die Bruchdehnungen und die Bemessungswerte der Druckfestigkeit nach DIN 1045-1 kleiner als nach EC2-1-1.

Für Bauteile aus hochfestem Beton ist nach DIN 1045-1 [R6] ein von der Betondruckfestigkeit abhängiger zusätzlicher Sicherheitsfaktor γ_c' zu berücksichtigen. Ergebnisse von statistischen Auswertungen und die Analyse der Unsicherheitsquellen von Beton zeigen, dass es zur Sicherstellung der Zuverlässigkeit von Bauwerken keine Gründe für diesen zusätzlichen Sicherheitsfaktor gibt. Tue u. a. [10] haben deshalb vorgeschlagen, auf diesen zusätzlichen Sicherheitsfaktor wie im EC2-1-1 [R1] bei entsprechenden Qualitätssicherungsmaßnahmen in der Bauausführung zu verzichten. Als Kompromiss wurde γ_c' im NA [R2] teilweise ersetzt durch die direkte Abminderung der Druckstrebenfestigkeit hochfester Betone (bei Querkraft, Stabwerkmodellen usw.). Bei Biegung mit Längskraft und Druckgliedern wird nunmehr auf diese Abminderung verzichtet.

Tabelle 11. Parameter für Beton-Parabel-Rechteck-Diagramm und bilineare Arbeitslinie nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1		2	3	4	5	6	7	8
			≤ C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105	C100/115
1	ϵ_{c2}	DIN	2,0	2,03	2,06	2,10	2,14	2,17	2,20
2		EC2		2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,60
3	ϵ_{c3}	DIN	1,35	1,35	1,40	1,50	1,60	1,65	1,70
4		EC2		1,75	1,80	1,90	2,00	2,20	2,30
5	ϵ_{c2u} $= \epsilon_{c3u}$	DIN	3,5	3,10	2,70	2,50	2,40	2,30	2,20
6		EC2		3,10	2,90	2,70	2,60	2,60	2,60
7	n	DIN	2,0	2,00	1,90	1,80	1,70	1,60	1,55
8		EC2		1,75	1,60	1,45	1,40	1,40	1,40
9	$f_{cd}^{1)}$	DIN	-	30,9	33,3	38,1	42,6	46,9	51,0
10		EC2		31,2	34,0	39,7	45,3	51,0	56,7

¹⁾ DIN: $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot (1,1 - f_{ck} / 500) / 1,5 \rightarrow$ (DIN 1045-1) [MN/m²]
 EC2: $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 \rightarrow$ (EC2-1-1 mit NA) [MN/m²]

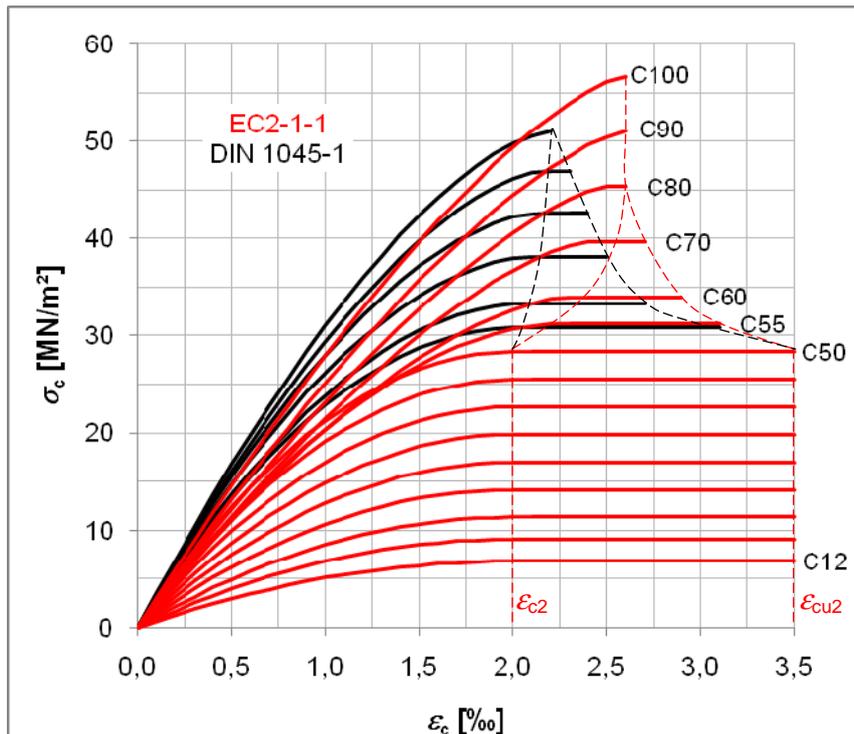
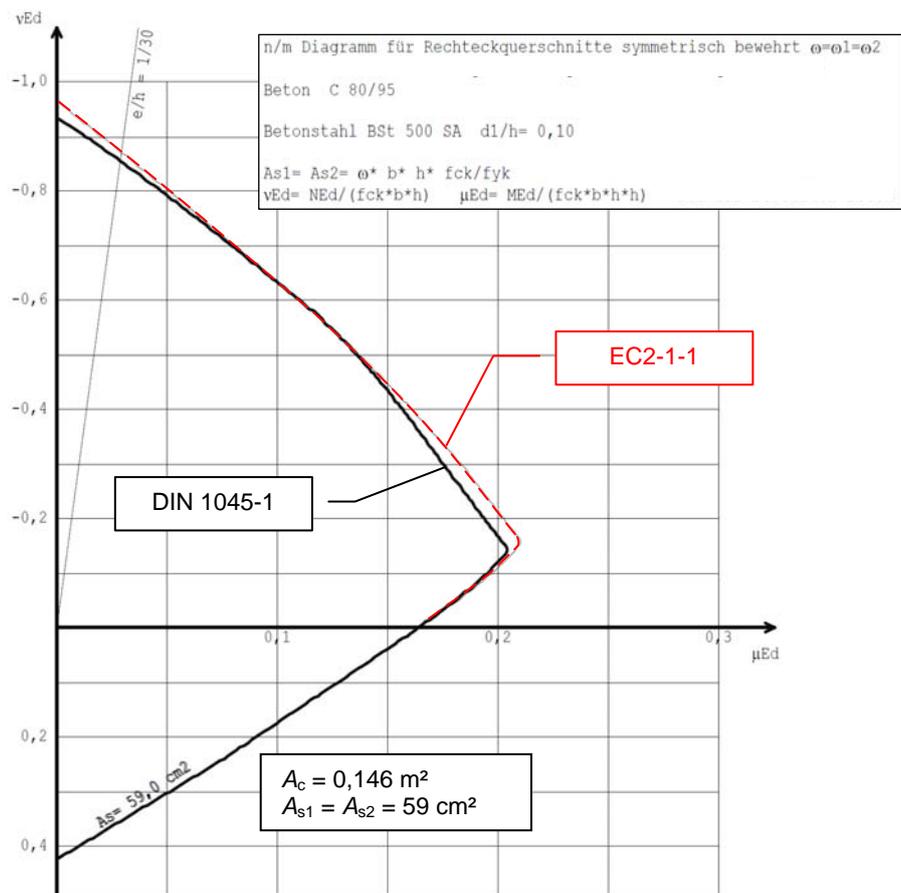


Bild 9. Vergleich Parabel-Rechteck-Diagramme

Bild 10. Vergleich im $m-n$ -Diagramm für C80/95 mit auf f_{ck} und f_{yk} bezogenen Werten (Friedrich + Lochner GmbH)



Feststellungen

Bei Biegung sind infolge der differierenden Parameter der Betonarbeitslinien, insbesondere durch den Entfall des in DIN 1045-1 [R6] mit γ_c erhöhten Teilsicherheitsbeiwertes, geringfügig andere Bemessungsergebnisse bei bewehrten Bauteilen aus hochfesten Betonen zu erwarten. Im Druckbruchbereich können die Unterschiede der Tragfähigkeit in der Größenordnung von +5 bis +10 % liegen (Bild 10).

Die Bemessungshilfsmittel (Tabellen, Diagramme) nach DIN 1045-1 sind für den EC2-1-1 bei normalfesten Beton ohne Einschränkungen weiterverwendbar, für hochfeste Betone nach EC2-1-1 sind diese Hilfsmittel zu überarbeiten (Anhang A).

4.3.3 Beton – bilineare Arbeitslinie

Bei den bilinearen Arbeitslinien (DIN 1045-1, Bild 24 und EC2-1-1, Bild 3.4) bestehen Unterschiede in allen Festigkeitsklassen (Tabelle 11, Zeilen 3 und 4 und Bild 11). Auch hier ist die Völligkeit der ausgenutzten Druckzone nach DIN 1045-1 größer als nach EC2-1-1. Die Unterschiede liegen im Knickpunkt der Arbeitslinie, der nach EC2-1-1 erst bei größeren Betonstauungen erreicht wird, um die z. T. flacheren P-R-Kurven zu approximieren bzw. zu unterschreiten.

Die Betondruckkraft nach EC2-1-1 ist daher bei normalfesten Betonen geringer als nach DIN 1045-1 und die Bemessungsergebnisse liegen auf der sicheren Seite. Die Bruchdehnungen und die Bemessungswerte der Druckfestigkeit für hochfeste Betone sind analog dem P-R-Diagramm nach DIN 1045-1 kleiner als nach EC2-1-1. Die bilinearen Arbeitslinien finden in der Ingenieurpraxis jedoch sehr wenig Anwendung.

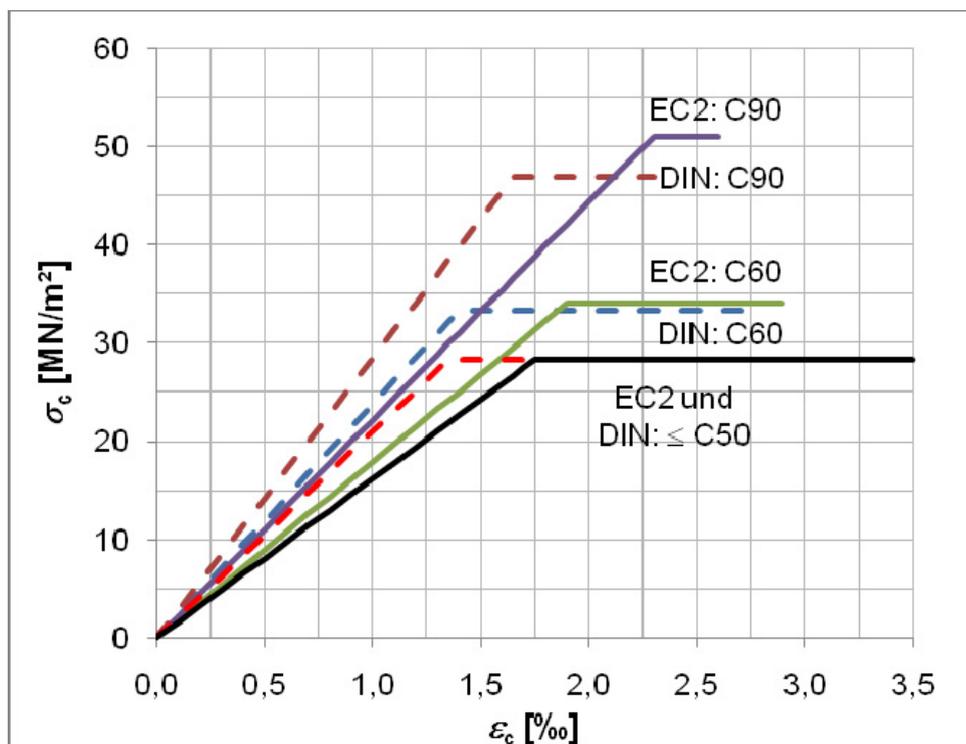


Bild 11. Vergleich bilineare Arbeitslinien für \leq C50, C60 und C90

4.3.4 Beton – Spannungsblock

Der Spannungsblock im EC2-1-1, 3.1.7 (3) ist mit teilweise abweichenden Parametern k bzw. λ zu χ bzw. η in DIN 1045-1, 9.1.6 festgelegt (vgl. Bilder 12 und 13 und Tabelle 12). λ beschreibt die effektive Druckzonenhöhe des Spannungsblocks, η ist ein Faktor, der den Bemessungswert der Betondruckfestigkeit anpasst. In Analogie zum Parabel-Rechteck-Diagramm (Volligkeitsbeiwert α_R und Hebelarmbeiwert k_a), kann der Spannungsblock mit $\alpha_R = \lambda \cdot \eta$ und $k_a = 0,5 \cdot \lambda$ beschrieben werden.

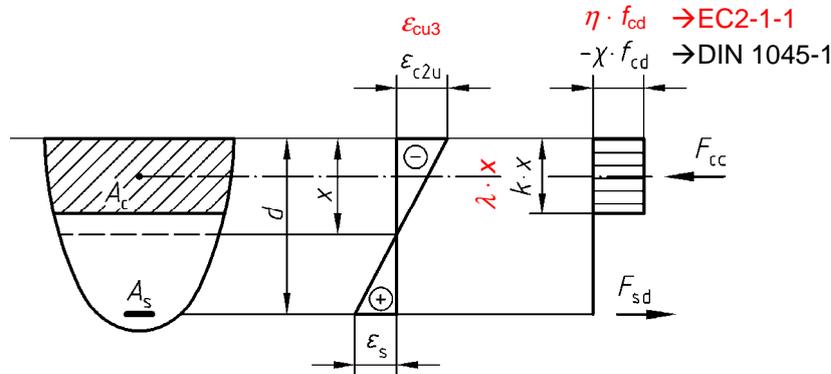


Bild 12. Spannungsblock

Tabelle 12. Parameter Spannungsblock nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1	2	3	4
	Parameter	f_{ck}	DIN 1045-1	EC2-1-1
1	Blockhöhe →	$\leq 50 \text{ N/mm}^2$	$k = 0,80$	$\lambda = 0,80$
2	effektive Druckzone x_{eff} / x	$\geq 55 \text{ N/mm}^2$	$k = 1,0 - f_{ck} / 250$	$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50) / 400$ → $\lambda = 0,925 - f_{ck} / 400$
3	Abminderung	$\leq 50 \text{ N/mm}^2$	$\chi \approx 0,95$	$\eta = 1,0$
4	Druckfestigkeit	$\geq 55 \text{ N/mm}^2$	$\chi = 1,05 - f_{ck} / 500$	$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50) / 200$ → $\eta = 1,25 - f_{ck} / 200$

Vergleichsrechnungen von *Graubner / Hausmann* [2] zeigten, dass der Ansatz nach EC2-1-1 eine etwas bessere Anpassung an das Parabel-Rechteck-Diagramm liefert als der Ansatz nach DIN 1045-1. Die Bemessungsunterschiede sind geringfügig.

Die Bewehrung nach EC2-1-1 kann bei Verwendung des Spannungsblocks unwesentlich geringer als nach DIN 1045-1 ausfallen. Dies ist bei normalfesten Betonen auf den Unterschied in der Druckfestigkeitsabminderung auf 95 % in DIN 1045-1 zurückzuführen, was mit einem etwas geringeren Hebelarm z verbunden ist. Bei hochfesten Betonen wird der größere Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} im EC2-1-1 durch die konservativere effektive Abminderung mit dem Beiwert η kompensiert (Bild 14).

Die Geringfügigkeit der Bemessungsunterschiede ist auch in Bild 15 an Beispielen aus den EC2-Pilotprojekten (Normalbeton) erkennbar.

Feststellung

Die Bewehrung nach EC2-1-1 kann bei Verwendung des Spannungsblocks marginal ($< 1 \%$) geringer als nach DIN 1045-1 ausfallen. Dies ist auf den geringen Unterschied in der Druckfestigkeitsabminderung auf 95 % in DIN 1045-1 zurückzuführen.

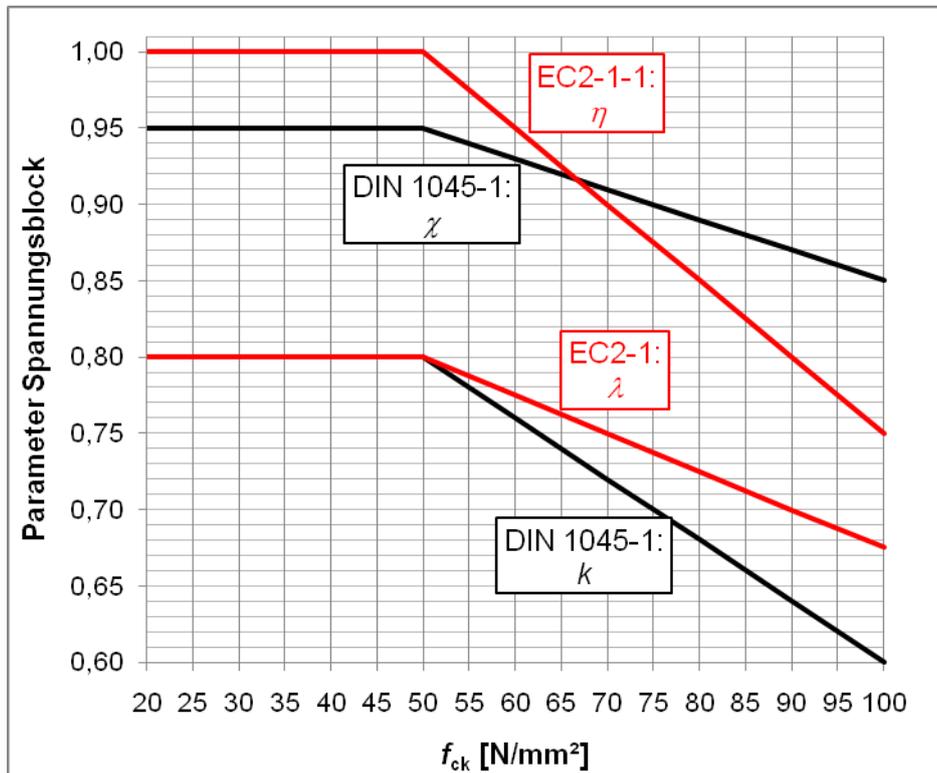


Bild 13. Vergleich der Parameter für den Spannungsblock nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

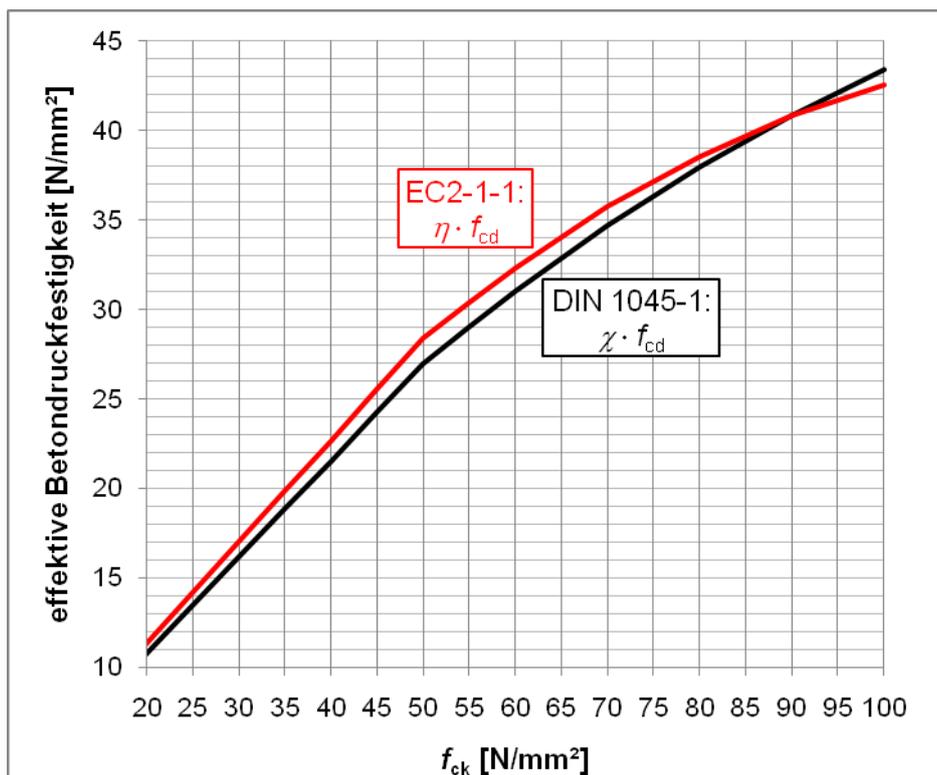


Bild 14. Vergleich effektive Betondruckfestigkeit für den Spannungsblock nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

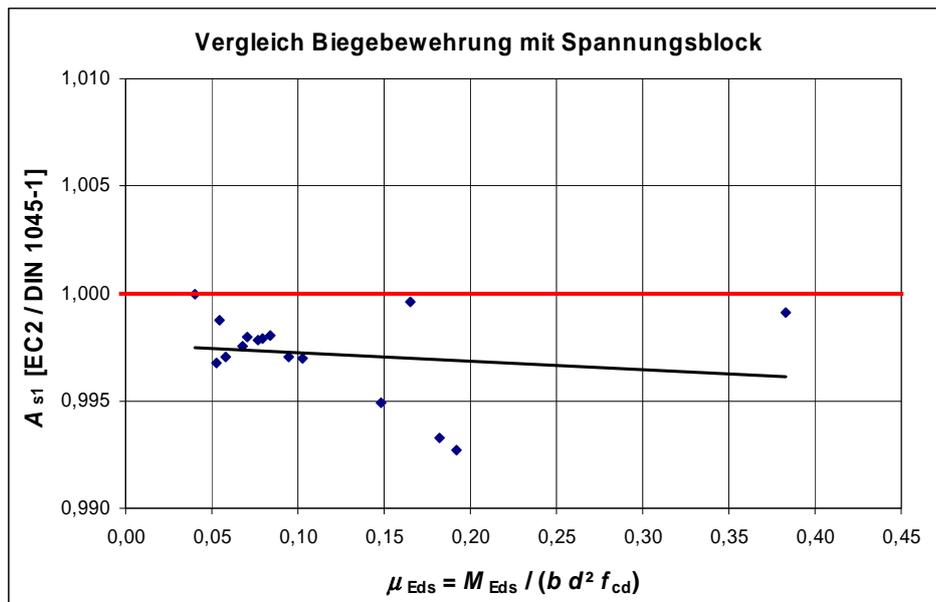


Bild 15. Vergleich Biegebewehrung bei Verwendung des Spannungsblocks nach EC2-1-1 und DIN 1045-1

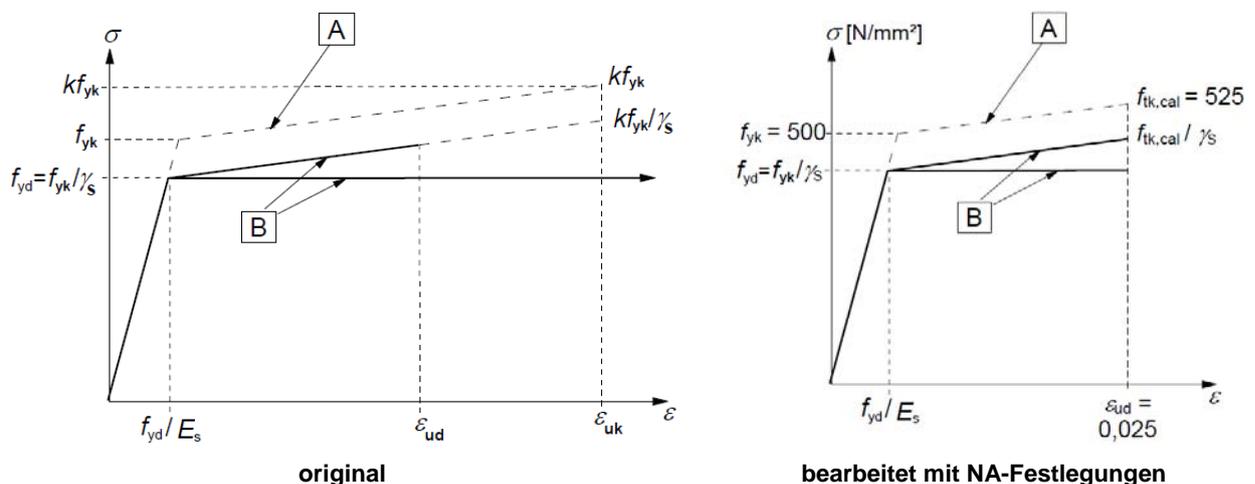
4.3.5 Betonstahl und Spannstahl – bilineare Arbeitslinien

Die Stahlarbeitslinien stimmen für Betonstähle der Duktilitätsklassen A und B quantitativ und qualitativ überein (DIN 1045-1, Bilder 27 und 29 mit EC2-1-1/NA, Bilder 3.8 und 3.10). Dafür wurde im NA der Bemessungswert der maximal ausnutzbaren Stahldehnung des Betonstahls im GZT wieder auf $\epsilon_{ud} = 25 \text{ ‰}$ (bzw. bei Spannstahl $\epsilon_{ud} = \epsilon_p^{(0)} + 25 \text{ ‰} \leq 0,9\epsilon_{uk}$) festgelegt.

Der Bemessungswert der Spannstahldehnung im GZT wird im NA auf $\epsilon_{ud} = \epsilon_p^{(0)} + 25 \text{ ‰} \leq 0,9\epsilon_{uk}$ inklusive einer Vordehnung $\epsilon_p^{(0)}$ begrenzt. Dabei wird der obere Grenzwert $0,9\epsilon_{uk}$ analog der EC2-1-1-Empfehlung übernommen. Die Gesamtdéhnung bei Höchstlast ϵ_{uk} bei Dráhten und Litzen liegt in der Regel bei 35 ‰ und bei Spannstabstáhlen bei 50 ‰ (in EN 10138 bzw. = A_{gt} in den abZ).

Die EC2-1-1-Empfehlung $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$ wúrdé bei normalduktilém Betonstahl B500A $\epsilon_{ud} = 0,9 \cdot 25 \text{ ‰} = 22,5 \text{ ‰}$ (unwirtschaftlich) und bei hochduktilém B500B $\epsilon_{ud} = 0,9 \cdot 50 \text{ ‰} = 45 \text{ ‰}$ (erhóhte Rissbreiten) ergeben. Darúber hinaus ist ein unterschiedlicher Anstieg des Verfestigungsastes im EC2-1-1 mit $k = (f_t / f_y)_k$ aus deutscher Sicht unnótig (B500A: $k \geq 1,05$ bzw. B500B: $k \geq 1,08$). Deshalb wird $f_{tk,cal} = 1,05 \cdot 500 = 525 \text{ N/mm}^2$ bei $\epsilon_{ud} = 0,025$ im NA festgelegt.

Im EC2-1-1-Bild 3.8 hat das folgende Konsequenzen:



EC2-1-1, Bild 3.8. Rechnerische Spannungs-Dehnungslinie des Betonstahls für die Bemessung

4.4 Querkraft

4.4.1 Auflagernahe Einzellast

Bei Trägern mit direkter Lagerung und oberseitiger Eintragung einer auflagernahen Einzellast darf die einwirkende Querkraft mit dem Faktor β abgemindert werden (Bild 16). Nach EC2-1-1 gilt eine Einzellast als auflagernah, wenn sie die Bedingung $a_v < 2d$ erfüllt (mit a_v = Abstand zwischen Auflagervorderkante und Vorderkante der Lasteinleitung). Somit ergibt sich der Abminderungsfaktor β abweichend zu DIN 1045-1, wobei a_v nicht kleiner als $0,5d$ angesetzt werden darf. Die sich aus den Änderungen ergebenden Unterschiede sind i. d. R. gering.

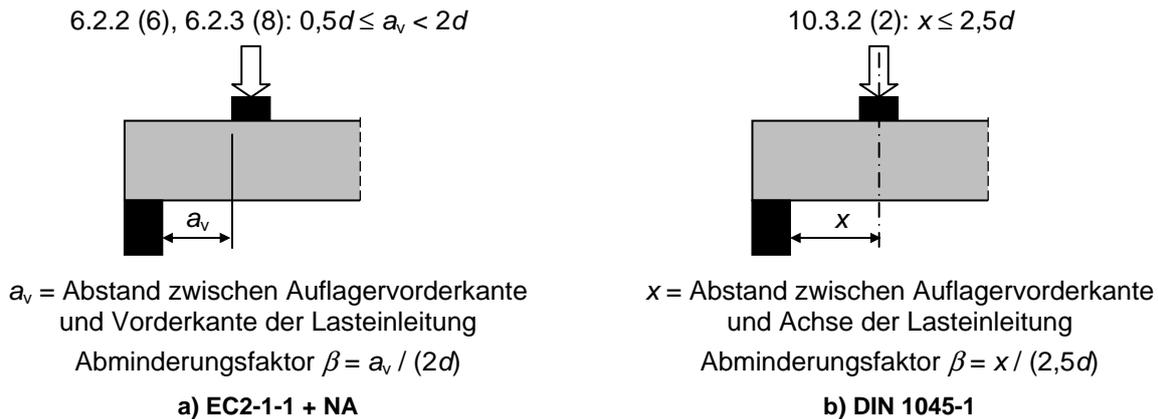


Bild 16. Abminderungsfaktor β bei auflagernahen Einzellasten nach EC2-1-1 + NA und DIN 1045-1

Zusätzlich zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (6.2) ist die ohne Abminderung der auflagernahen Einzellast einwirkende Querkraft V_{Ed} , ähnlich einem Druckstrebenachweis bei Bauteilen mit rechnerischer Querkraftbewehrung, zu begrenzen auf:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad \text{EC2-1-1/NA, (6.5)}$$

mit $\nu = 0,675$.

Gleichung (6.5) mit den Festlegungen des NA wurde unter Annahme von $\theta = 45^\circ$ und $z \approx 0,9d$ anhand von Gleichung (76) aus DIN 1045-1 zur Bestimmung der Druckstrebentragfähigkeit von Normalbeton hergeleitet.

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{b_w \cdot 0,9d \cdot 0,75 \cdot f_{cd}}{1,0 + 1,0} = \frac{b_w \cdot d \cdot 0,675 \cdot f_{cd}}{2} \quad (4.12)$$

Aufgrund des mit zunehmender Druckfestigkeit spröderen Betonversagens ist der Beiwert ν für die Betonfestigkeitsklassen $\geq C55/67$ mit dem Faktor $\nu_2 = (1,1 - f_{ck} / 500)$ abzumindern, da auf den erhöhten Teilsicherheitsbeiwert γ_c' nach DIN 1045-1 verzichtet wird.

4.4.2 Mindestquerkrafttragfähigkeit

Die im EC2-1-1 [R1] vorgeschlagene Beziehung für eine Mindestquerkrafttragfähigkeit bei geringen Längsbewehrungsgraden wurde durch *Reineck* [8] untersucht. Diese Mindestquerkrafttragfähigkeit war schon im DIN-Fachbericht 102 [R12], II-4, 4.3.2.3, vorab übernommen worden, da [R6], Gleichung (70) mit Abnahme des Längsbewehrungsgrades sehr geringe Werte liefert und bei Brückenbauteilen, die bisher erfahrungsgemäß ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung auskamen, nach [R6] eine Querkraftbewehrung rechnerisch erforderlich wurde (z. B. bei Fahrbahnplatten oder Widerlagerwänden).

Grundlage für den Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit ist, dass ein Balken eine Mindesttragfähigkeit aufweist, auch wenn der Längsbewehrungsgrad zu Null wird. Diese resultiert aus der von der Bauteilhöhe abhängigen Biegezugfestigkeit. Praktisch ist auch über die Mindestbewehrungsregeln für die Längsbewehrung von Platten und Balken immer eine Mindestquerkrafttragfähigkeit sichergestellt.

Der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit wurde mit 728 Versuchen aus einer Datenbank [9] verglichen. Diese Datenbank enthält sowohl Versuche an Balken unter Einzellasten als auch unter Gleichlast, und zwar insbesondere die in Japan durchgeführten Versuche an Balken mit hohen Nutzhöhen. Die Überprüfung des Ansatzes des Mindestwertes der Querkrafttragfähigkeit im EC2-1-1 ergab im Vergleich zu den Versuchen an Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung, dass dieser für hohe Nutzhöhen (vgl. Bild 17) sowie für niedrige Bewehrungsgrade unsicher ist. Die Modellsicherheitsbeiwerte fallen bis auf inakzeptable 0,54 ab, auch wenn insgesamt die 5 %-Quantile eingehalten ist.

Modellunsicherheitsfaktor

$$\gamma_{\text{mod,min}} = V_{u,\text{test}} / V_{Rk,ct,\text{min}}$$

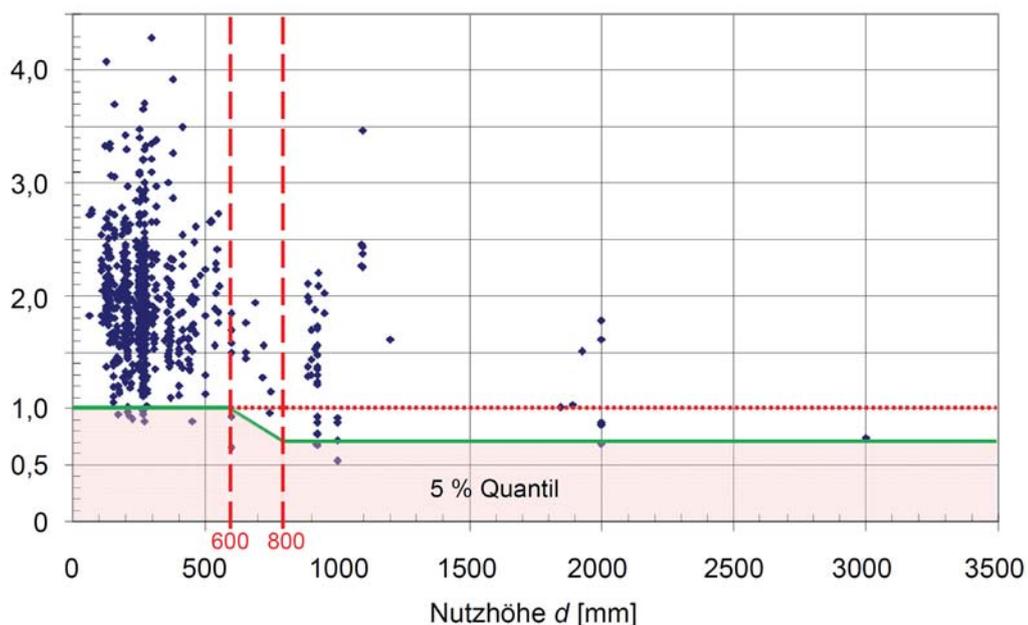


Bild 17. Abhängigkeit des Modellsicherheitsfaktors $\gamma_{\text{mod,min}}$ für den charakteristischen Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit nach EC2-1-1 von der Nutzhöhe d (aus [8])

Aus diesen Gründen wird der EC2-1-1-Ansatz für die Mindestquerkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit statischen Nutzhöhen bis 600 mm im NA [R2] übernommen und für Bauteile mit statischen Nutzhöhen über 800 mm um ca. 30 % reduziert. Die Mindestquerkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c,\text{min}}$ biegebewehrter Bauteile ohne Querkraftbewehrung darf danach nach [R2], Gleichung (6.2.b) angenommen werden:

$$V_{Rd,c,\text{min}} = \left[\eta_1 \frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}} + 0,12 \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad [\text{R2}], \text{ Gl. (6.2.b)}$$

Dabei sind für γ_c der Teilsicherheitsbeiwert für bewehrten Beton nach [R2], 2.4.2.4 (1), Tab. 2.1DE, und $\kappa_1 = 0,0525$ für $d \leq 600$ mm bzw. $\kappa_1 = 0,0375$ für $d \geq 800$ mm anzusetzen. Im Bereich $600 \text{ mm} < d < 800$ mm darf κ_1 linear interpoliert werden.

Das Verhältnis von Mindestquerkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c,\text{min}}$ nach [R2], Gleichung (6.2.b) und $V_{Rd,c}$ nach [R2], Gleichung (6.2.a) (gleichwertig mit $V_{Rd,ct}$ nach [R6], Gleichung (70)) ist für dünne Bauteile beispielhaft in Bild 18 dargestellt.

Feststellung

Im Bereich geringer Längsbewehrungsgrade liefert der Mindestwert nach EC2-1-1 [R1] mit NA [R2] z. T. deutlich größere Querkrafttragfähigkeiten als bisher. Die EC2-1-1-Mindestwerte liegen jedoch noch etwas unter denen der alten DIN 1045:1988-07 [R14] für gestaffelte Bewehrung mit $\approx 1,4 \cdot \tau_{011a}$.

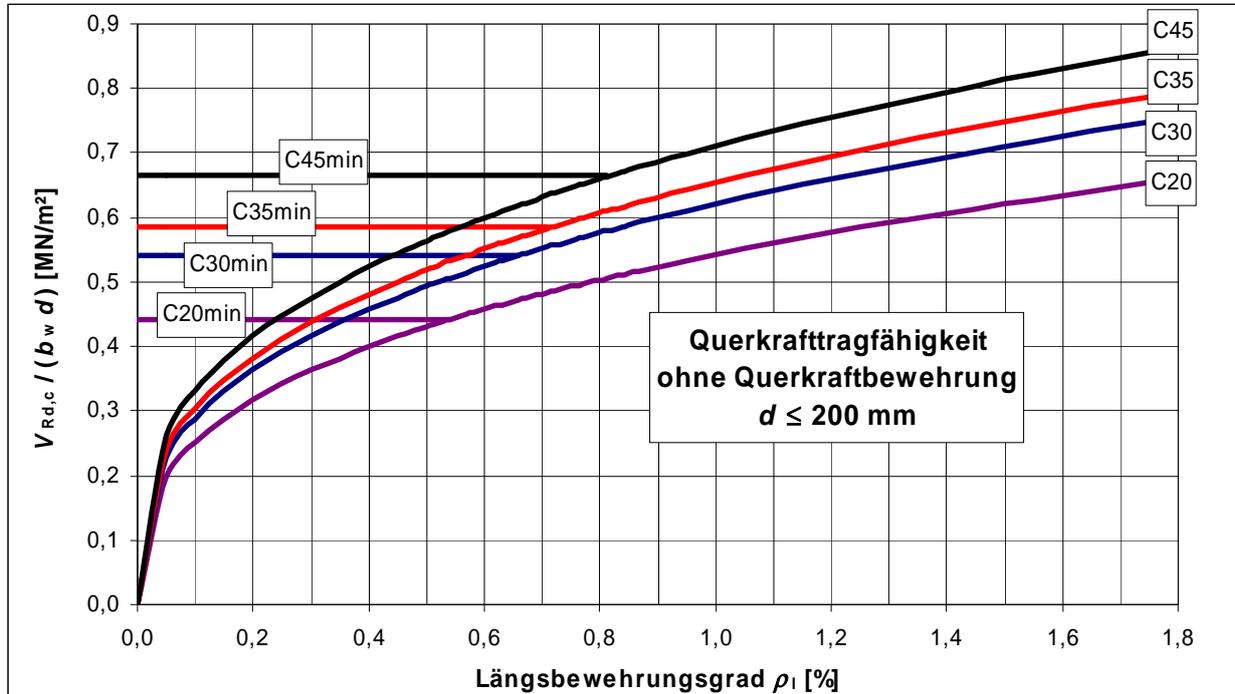


Bild 18. Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung mit Mindestwert für $d \leq 200$ mm

Die Tragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,c}$ ohne NA nach [R1], Gleichung (6.2.a) würde nach EC2-1-1 mit mindestens 20 % höher bewertet als mit $V_{Rd,ct}$ nach DIN 1045-1 [R6], Gleichung (70).

$$\begin{aligned} V_{Rd,ct} &= [(0,15 / \gamma_c) \kappa (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,12 |\sigma_{cd}|] b_w d & [R6] (70) = [R2] (6.2.a) \\ V_{Rd,c} &= [(0,18 / \gamma_c) k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d & [R1] (6.2.a) \end{aligned}$$

Der EC2-1-1-Vorwert $0,18 / \gamma_c = 0,12$ führt nach Auswertung der Versuche gemäß DAfStb-Heft [525], Bild H10-4, nicht zu dem erforderlichen Zuverlässigkeitsniveau. Gleichung (6.2.a) wird entsprechend im NA [R2] auf die DIN 1045-1-Werte reduziert.

4.4.3 Querkrafttragfähigkeit mit Querkraftbewehrung EC2-1-1 mit NA

Das Bemessungskonzept nach *Reineck* aus DIN 1045-1 [R6], 10.3.4, ist im NA [R2] vollständig umgesetzt. Es ergeben sich in allen Parameterbereichen identische rechnerische Querkraftbewehrungsmengen. Dies gilt auch für die Druckstrebenfestigkeit $V_{Rd,max}$ bei hochfesten Betonen, da die Abminderung der Betondruckfestigkeit direkt mit dem Faktor η_1 nach [R2], 6.2.3 (3), analog γ_c' nach [R6] erfolgt.

Unterschiede ergeben sich bei Bauteilen, bei denen die Mindestquerkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung nach [R2], Gleichung (6.2.b) greift, die bei geringen Längsbewehrungsgraden ρ_l nach DIN 1045-1 [R6] Querkraftbewehrung benötigten (vgl. Bild 18). Dieser Unterschied ist mit der Neuauflage von DIN 1045-1 [R7] entfallen.

Die Konstruktionsregeln der Querkraftbewehrung wurden im NA [R2], 9.2.2, ebenfalls vollständig nach DIN 1045-1 umgesetzt.

Feststellung:

Mit dem NA [R2] ist im Prinzip eine qualitativ und quantitativ gleichwertige Bemessung und Konstruktion in Bezug auf die ebene Querkraftbeanspruchung umgesetzt worden.

4.4.4 Querkrafttragfähigkeit mit Querkraftbewehrung EC2-1-1 ohne NA

Während der Erarbeitung des NA [R2] wurde die Frage aufgeworfen, ob das einfachere Konzept des EC2-1-1 [R1] für die Querkraftbemessung für Deutschland übernommen werden könnte. Bei der Diskussion wurden einige Bemessungsbereiche vermutet, die deutlich auf der unsicheren Seite liegen. Um dies zu verifizieren, wurden einige Bauteile der Pilotprojekte daraufhin untersucht.

Die Unterschiede in der Querkraftbemessung sind in Tab. 13 zusammengefasst.

Ein Unterschied besteht im Mindestquerkraftbewehrungsgrad (Tab. 13, Z. 1 und Bild 19). Ab C25/30 liegt der Mindestquerkraftbewehrungsgrad nach EC2-1-1 unter dem von DIN 1045-1 (bis zu -14 % bei C50/60). Die 1,6-fache Erhöhung des Mindestquerkraftbewehrungsgrades bei gegliederten Querschnitten mit vorgespanntem Zuggurt ist im EC2-1-1 nicht vorgesehen. Die Duktilität in Bezug auf spröden Schubbruch wäre demnach mit der Mindestbewehrung nach EC2-1-1 [R1] etwas geringer als nach DIN 1045-1 [R6].

Betrachtet man die Maximaltragfähigkeit $V_{Rd,max}$ isoliert, indem man identische Druckstrebenwinkel und Bewehrungsneigung voraussetzt, ist der EC2-1-1-Ansatz deutlich konservativer als der nach DIN 1045-1 (55 % bis 80 %, vgl. Bild 20).

Entscheidend in Bezug auf die Querkraftbewehrungsmenge und die Maximaltragfähigkeit ist jedoch die unterschiedliche Ermittlung des Druckstrebenwinkels θ . Die Berechnung von $\cot\theta$ nach DIN 1045-1 beinhaltet eine zusätzliche Begrenzung der Tragfähigkeit. Im EC2-1-1 darf $\cot\theta$ in den Grenzen 1,0 bis 2,5 frei gewählt werden.

Deshalb sind folgende Effekte zu erwarten:

- In gering durch Querkraft beanspruchten Bauteilen, die nach DIN 1045-1 mit flachen Druckstreben $2,5 < \cot\theta \leq 3$ nachgewiesen werden können, ergibt sich nach EC2-1-1 mehr Bewehrung.
- In Bauteilen, die nach DIN 1045-1 steilere Druckstreben $\cot\theta < 2,5$ aufweisen müssen, wird bei der tendenziell immer flachstmöglich gewählten Druckstrebenneigung nach EC2-1-1 mit $\cot\theta = 2,5$ weniger Querkraftbewehrung ermittelt, solange die geringere Maximaltragfähigkeit des EC2-1-1 nicht eine steilere Druckstrebenneigung erfordert.

Tab. 13. Vergleich Bemessung Tragfähigkeit mit Querkraftbewehrung nach DIN 1045-1 und EC2

	1	2	3
	Nachweis	DIN 1045-1 [R6]	EC2-1-1 [R1] ohne NA
1	Mindestquerkraftbewehrung $\rho_{w,\min}$	$\rho_{w,\min} = 0,16 f_{ctm} / f_{yk}$ $\rho_{w,\min} = 0,256 f_{ctm} / f_{yk}$ (mit vorgespanntem Zuggurt)	$\rho_{w,\min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$
2	Rissreibungskraft $V_{Rd,c}$	$V_{Rd,c} = \beta_{ct} 0,10 \cdot f_{ctm}^{1/3} \left(1 + 1,2 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) b_w z$	–
3	Druckstrebenwinkel θ	$0,58 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \sigma_{cd} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,c} / V_{Ed}} < 3,0$	$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$ frei wählbar
4	Bügelbewehrung $V_{Rd,sy}$	$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta \leftrightarrow V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta$	
5	Schrägbewehrung $V_{Rd,sy}$	$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \leftrightarrow V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$	
6	Maximaltragfähigkeit Bügel $V_{Rd,max}$	$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$	$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$
7	Maximaltragfähigkeit Schrägbewehrung $V_{Rd,max}$	$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$	$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$
8	Beiwerte Maximaltragfähigkeit	- $\alpha_c = 0,75$ - f_{cd} mit γ_c' für $\geq C55$	- $\alpha_{cw} = 1$ Stahlbeton - bei $f_{ywd} = 435 \text{ N/mm}^2$: $v_1 = 0,6 (1 - f_{ck} / 250)$ - bei $f_{ywd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$: $v_1 = 0,6$ für $\leq C60$ $v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5$ für $> C60$
Konstruktionsregeln			
9	Bügelbewehrung 90° Längsabstand	$s_{l,max} = 0,7h \leq 300 \text{ mm} \leq 0,3 V_{Rd,max}$ $s_{l,max} = 0,25h \leq 200 \text{ mm} > 0,6 V_{Rd,max}$	$s_{l,max} = 0,75d$
10	Bügelbewehrung 90° Querabstand	$s_{t,max} = h \leq 800 \text{ mm} \leq 0,3 V_{Rd,max}$ $s_{t,max} = h \leq 600 \text{ mm} > 0,3 V_{Rd,max}$	$s_{t,max} = 0,75d \leq 600 \text{ mm}$
11	aufgebogene Stäbe Längsabstand	$s_{max} = 0,5 h \cdot (1 + \cot \alpha)$	$s_{b,max} = 0,6 d (1 + \cot \alpha)$

Die Auswirkungen der freien Wahl des Druckstrebenwinkels nach EC2-1-1 wurden in den Pilotprojekten zunächst an 163 Querschnitten überprüft, die rechnerisch Querkraftbewehrung über der Mindestbewehrung erfordern (vgl. Bilder 21 bis 24).

Feststellungen:

Im **Bereich geringer Querkraftauslastung** ($\tau_{Ed} \approx 1,0 \text{ MN/m}^2$) kann in vielen Fällen nach DIN 1045-1 der flachstmögliche Druckstrebenwinkel mit $\cot \theta = 3$ und nach EC2-1-1 nur mit $\cot \theta = 2,5$ gewählt werden. Die Folge ist dann **20 % mehr Querkraftbewehrung nach EC2-1-1** (vgl. Bild 21 und 23). Andererseits kann in noch viel mehr Fällen nach EC2-1-1 bis weit in den **Bereich mittlerer Querkraftauslastung** ($\tau_{Ed} \approx 2,5 \text{ MN/m}^2$) der flachstmögliche Druckstrebenwinkel mit $\cot \theta = 2,5$ gewählt werden, wenn nach DIN 1045-1 schon ein steilerer Druckstrebenwinkel erforderlich ist. Die Folge ist dann **ca. 20 % weniger Querkraftbewehrung nach EC2-1-1** (vgl. Bild 21 und 23). Die Tendenz möglicher flacherer Druckstrebenwinkel nach EC2-1-1 ist deutlich in Bild 22 zu erkennen.

Wegen der Wahl flacherer Druckstrebenwinkel und insbesondere der konservativeren Definition der Maximaltragfähigkeit $V_{Rd,max}$ nach EC2-1-1 liegt diese deutlich (60 % bis 83 %) unter den Werten nach DIN 1045-1 (vgl. Bild 24). Der Anteil der unterschiedlichen Druckstrebenwinkel an der Abminderung im Verhältnis zum Einfluss aus der unterschiedlichen Definition ist beim Vergleich der Bilder 20 und 24 zu erkennen. Die Maximaltragfähigkeit $V_{Rd,max}$ nach EC2-1-1 ist jedoch meist groß genug, um flachere Druckstrebenwinkel ansetzen zu dürfen.

Fazit:

Die Trendlinie der Querkraftbewehrung in Bild 23 zeigt tendenziell 10 % bis 20 % geringere Werte nach EC2-1-1 im Vergleich zu DIN 1045-1. Bei geringer und mittlerer Querkraftauslastung kann die Bewehrungsreduktion zwischen 10 % bis 40 % betragen. Eine solche Reduktion ist durch den Erfahrungshorizont in Deutschland nicht abgedeckt, die damit verbundene Reduktion des vorhandenen Zuverlässigkeitsniveaus scheint nicht vertretbar. Die 100 %-ige Umsetzung des DIN 1045-1-Konzeptes für die Querkraftbemessung im NA [R2] zum EC2-1-1 [R1] wird durch die Vergleichsrechnungen unterstützt.

Die Mindestquerkraftbewehrung nach EC2-1-1 ist z. T. deutlich geringer als nach DIN 1045-1 (vgl. Bild 19). Die Übernahme der DIN-Regel im NA ist daher angemessen (vgl. Ableitung in Hegger, J.; Görtz, S.: Zur Mindestquerkraftbewehrung nach DIN 1045-1, In [525], Teil 2).

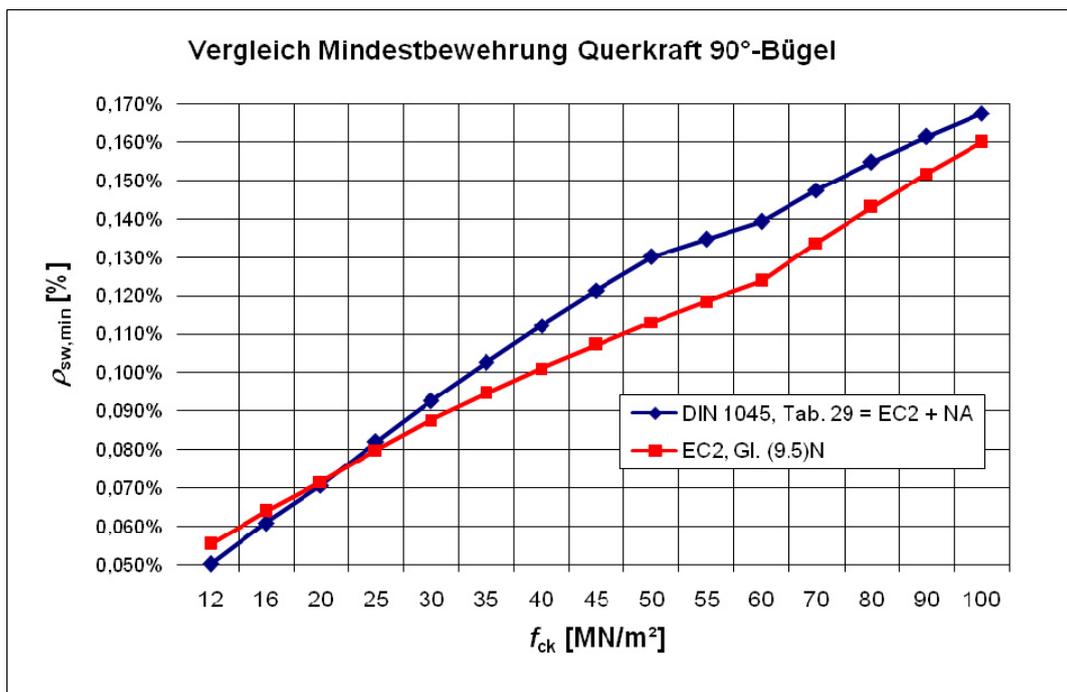


Bild 19. Vergleich Mindestquerkraftbewehrungsgrad nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

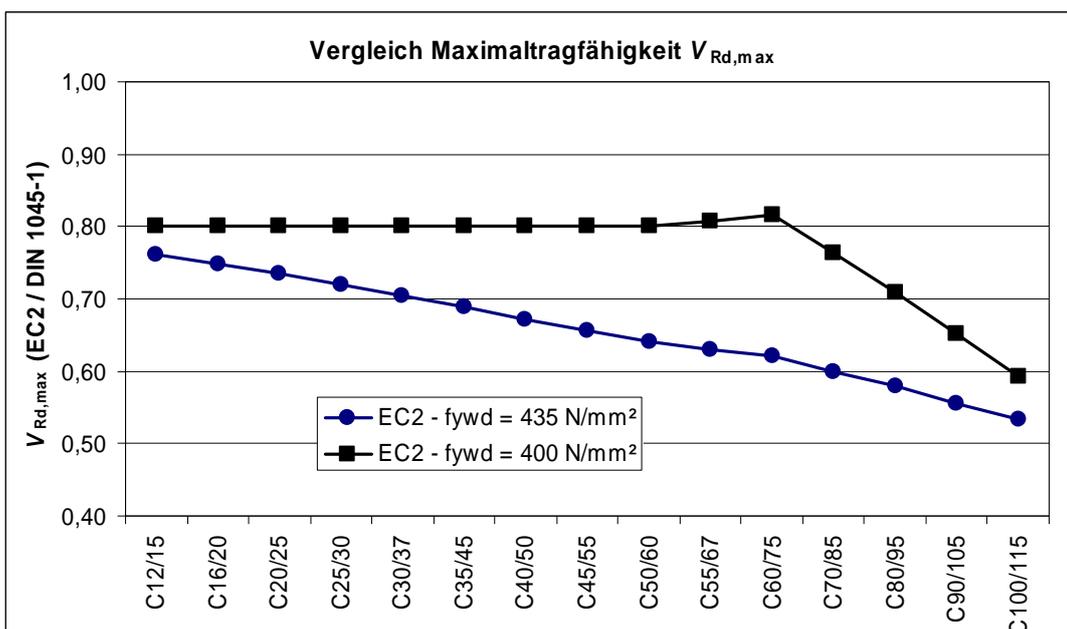


Bild 20. Vergleich Maximaltragfähigkeit nach DIN 1045-1 und EC2-1-1 (Annahme: $\cot\theta$ und α identisch)

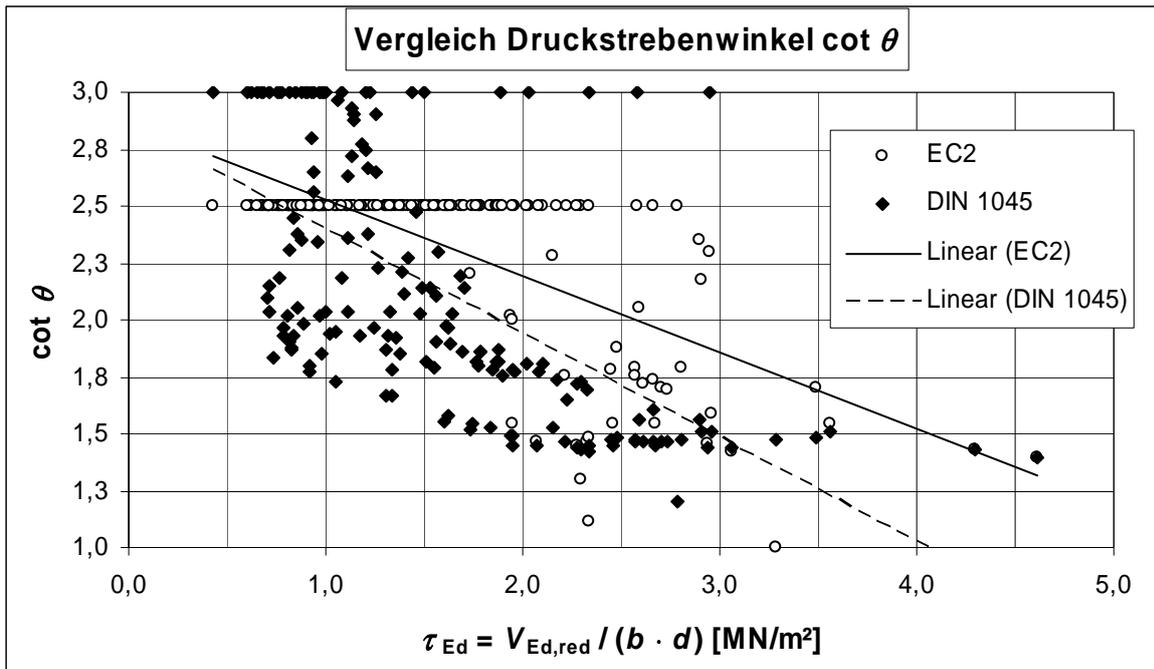


Bild 21. Vergleich Druckstrebenwinkel $\cot \theta$ nach DIN 1045-1 und EC2-1-1 (Pilotprojekte)

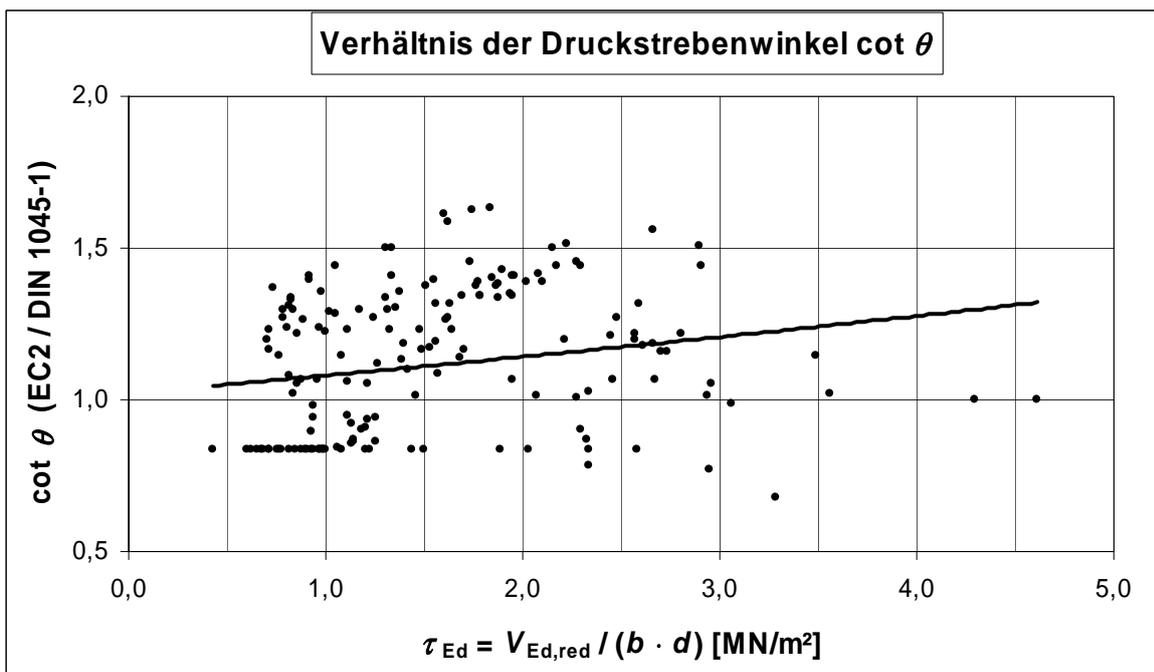


Bild 22. Verhältnis Druckstrebenwinkel $\cot \theta$ nach DIN 1045-1 und EC2-1-1 (Pilotprojekte)

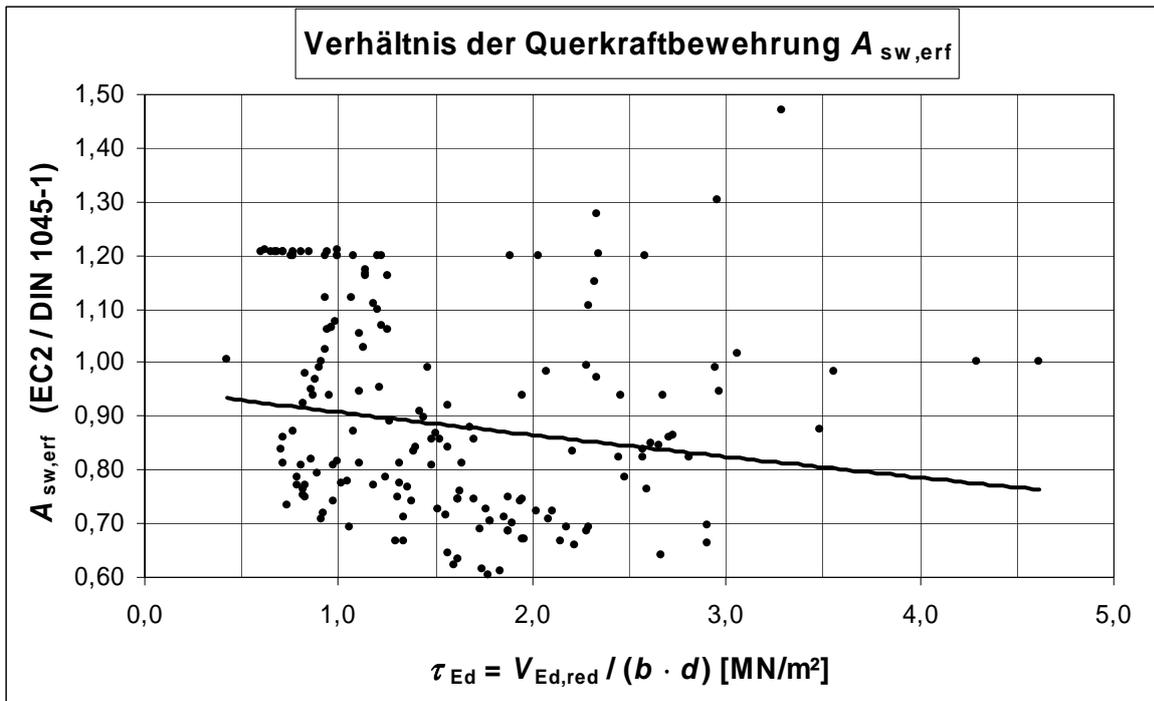


Bild 23. Verhältnis Querkraftbewehrung $A_{sw,erf}$ nach DIN 1045-1 und EC2-1-1 (Pilotprojekte)

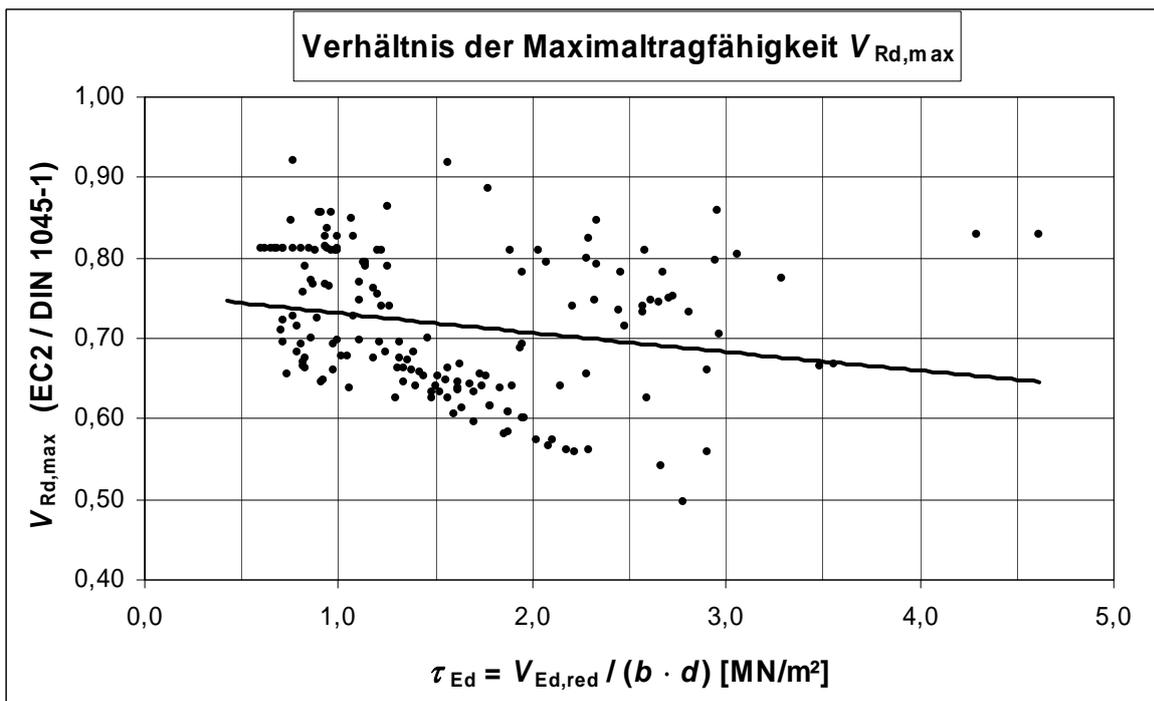


Bild 24. Verhältnis Maximaltragfähigkeit $V_{Rd,max}$ nach DIN 1045-1 und EC2-1-1 (Pilotprojekte)

4.5 Torsion

4.5.1 effektive Wanddicke

Nach EC2-1-1 [R1], Abschnitt 6.3.2 (1) darf die effektive Wanddicke mit $t_{\text{ef},i} = A / u \geq 2d_1$ und $\leq h_{\text{Wand}}$ angenommen werden. Gegenüber DIN 1045-1 wird diese demnach wegen A / u in einigen Fällen deutlich dicker. Im Bild 25 sind die Auswirkungen bei Rechteck-(Teil-)Querschnitten dargestellt. Verglichen werden die effektiven Wanddicken $t_{\text{ef},i} = 2d_1$ (nach DIN 1045-1 bzw. Mindestwerte in EC2-1-1) für $d_1 = (40 \text{ mm}; 60 \text{ mm}; 80 \text{ mm})$ mit den größeren zulässigen Werten nach EC2-1-1. Deutlich größere Wanddicken nach EC2-1-1 treten insbesondere bei sehr kompakten massigen Querschnitten auf. Durch die größere Wanddicke $t_{\text{ef},i}$ wird das maximal aufnehmbare Torsionsmoment $T_{\text{Rd,max}}$ nach EC2-1-1 gegenüber DIN 1045-1 entsprechend angehoben.

Beispiele:

b [mm]	h [mm]	d_1 [mm]	DIN 1045-1 $t_{\text{eff},i}$ [mm]	EC2-1-1 $t_{\text{ef},i}$ [mm]
400	600	60	120	120
400	1000			143
800	800			200
800	1000			222
1000	1000			250

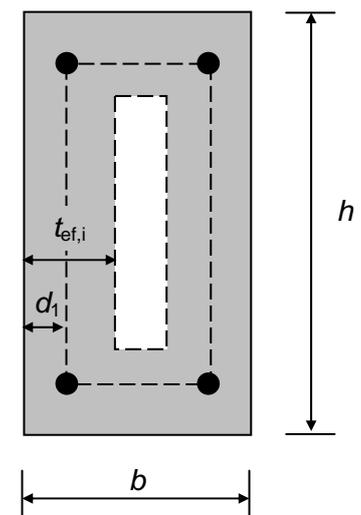
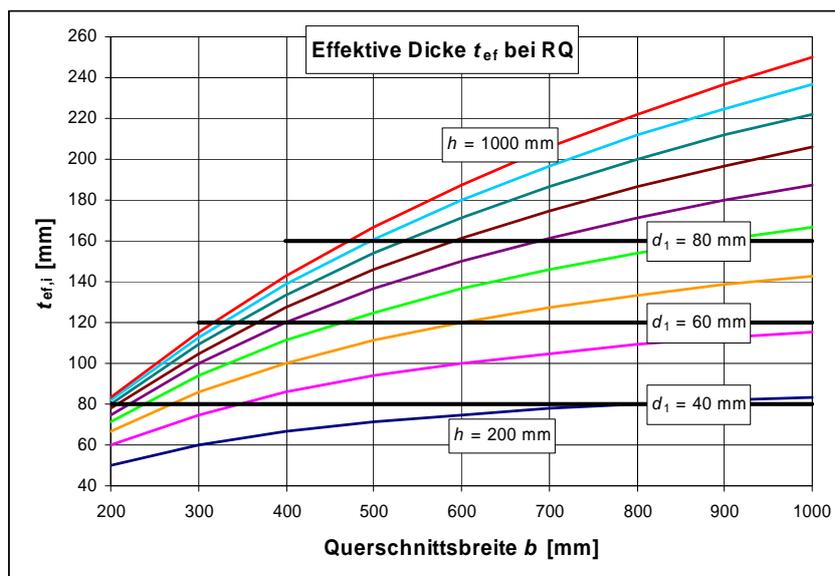


Bild 25. Effektive Wanddicken bei RQ

Feststellungen:

Durch die Vergrößerung der effektiven Wanddicke $t_{\text{ef},i} > 2d_1$ im EC2-1-1 werden die nach DIN 1045-1 für ein Druckstrebenversagen von Stahlbetonbalken ausgewiesenen Sicherheiten teilweise deutlich unterschritten. Andererseits wird der auf die Mittellinien der Ersatzquerschnittswände bezogene Kernbereich A_k kleiner und nach EC2-1-1 ergeben sich größere Torsionsbewehrungsmengen als nach DIN 1045-1 [14].

Vorschlag:

Insbesondere wegen des Sicherheitsdefizits bei den Druckstreben soll im NA zu 6.3.2 (1) ergänzt werden, dass die effektive Wanddicke maximal $t_{\text{ef},i} = 2d_1 \leq h_{\text{Wand}}$ angenommen werden darf (obwohl kein NDP).

4.5.2 Torsionsbewehrung

Die Ermittlung der Torsionslängsbewehrung erfolgt im EC2-1-1 mit Gleichung (6.28)

$$\frac{\sum A_{sl} \cdot f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \cot \theta \quad \text{EC2-1-1, (6.28)}$$

analog DIN 1045-1, Gleichung (92):

$$T_{Rd, sy} = \frac{A_{sl}}{u_k} \cdot f_{yd} \cdot 2 A_k \cdot \tan \theta \quad \text{DIN 1045-1 (92)}$$

Die Ermittlung der Torsionsbügelbewehrung erfolgt rechtwinklig zur Bauteilachse analog DIN 1045-1, Gleichung (91) fehlt im EC2-1-1:

$$T_{Rd, sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot 2 A_k \cdot \cot \theta \quad \text{DIN 1045-1 (91)}$$

Vorschlag:

Im NA zu 6.3.2 (2) einfügen:

Die erforderliche Querschnittsfläche der Torsionsbügelbewehrung ΣA_{sw} rechtwinklig zur Bauteilachse darf mit Gleichung (NA.6.28.1) ermittelt werden:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_w} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \tan \theta \quad \text{(NA.6.28.1)}$$

Dabei ist s_w der Abstand der Torsionsbewehrung in Richtung der Bauteilachse.

Für die zulässigen Bügelformen der Torsionsbewehrung siehe auch Abschnitt 6.3.

4.6 Durchstanzen

4.6.1 Nachweisschnitte

Vorschlag:

Die Teilrundschnitte in Bild 6.12aDE sollen für die Kompatibilität mit den Umfangsdefinitionen für u_0 in 6.4.5 (3) und aus praktischen Gründen auf einen Maximalumfang der Lasteinleitungsfläche $4 \cdot 3d = 12d$ (statt $11d$) aufgerundet werden (vgl. auch Bild 26). Im DAfStb-Heft [600] zu 6.4.2 soll das Bild mit den Teilrundschnitten für Wandende und Wandecke aufgenommen werden.

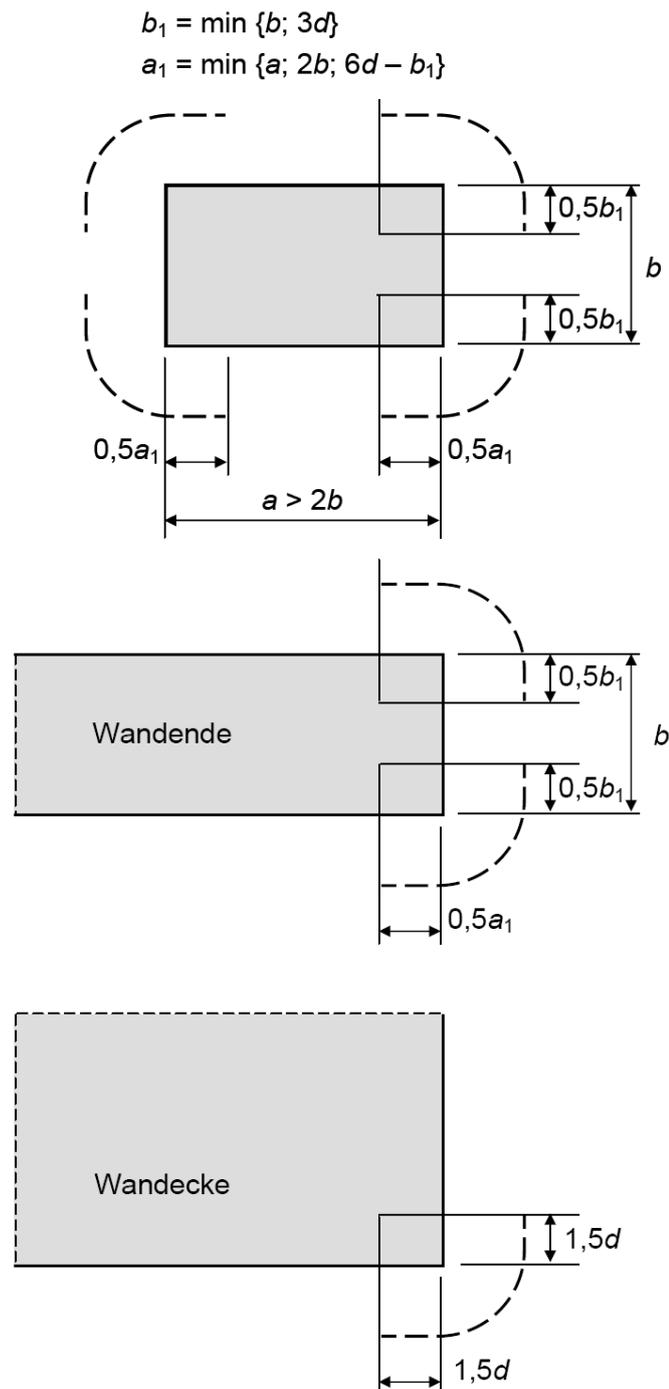
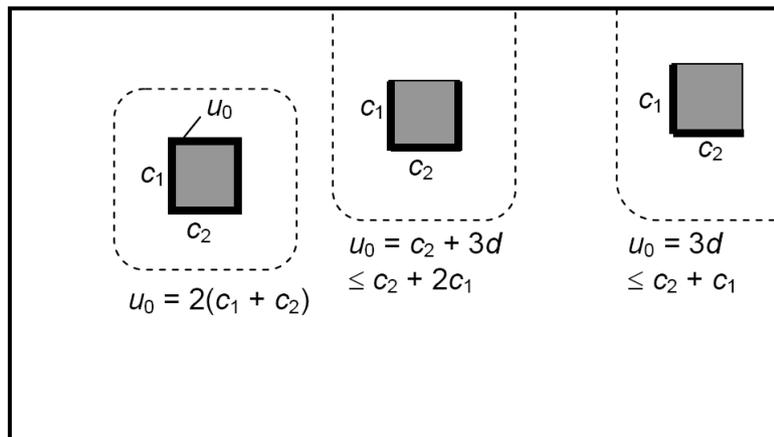


Bild 26. Kritische Rundschnitte bei ausgedehnten Auflagerflächen

In Bezug auf den Umfang der Lasteinleitungsfläche u_0 insbesondere bei Rand- und Eckstützen, bei Wandenden und Wandecken oder Rundstützen besteht ein großer Auslegungsbedarf (vgl. Bild 27). Deutlich wird, dass es Inkonsistenzen wegen sprunghafter Änderungen von u_0 beim Übergang zwischen den Stützenstellungen (innen, Rand, Ecke) gibt.



Prinzip: u_0 ——— affin zum kritischen Rundschnitt u_1 - - - -

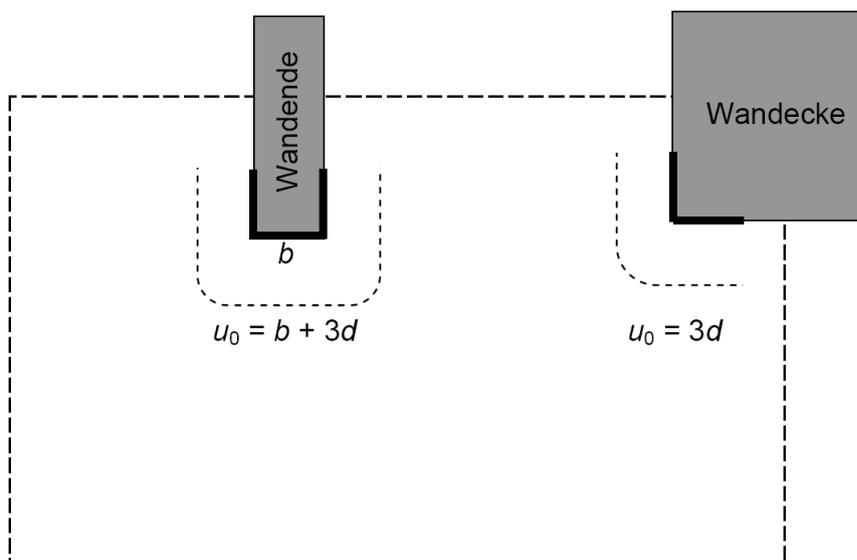
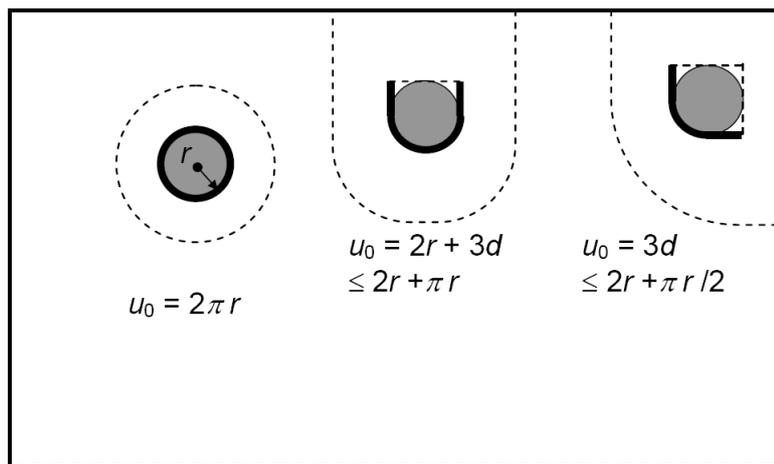


Bild 27. Umfang u_0 der Lasteinleitungsfläche bzw. am Stützenanschnitt

4.6.2 Kritischer Rundschnitt und Abzugswert Sohlpressung bei Fundamenten

Die im EC2-1-1, 6.4.4 (2) vorgesehene iterative Ermittlung eines maßgebenden Rundschnitts zwischen A_{load} und $a = 2,0d$ ist aufwändig. In der Regel liegt der Rundschnitt mit dem ungünstigsten Verhältnis $v_{Ed,i} / v_{Rd,c,i}$ zwischen $0,6d$ bis $1,4d$. Im Vergleich mit dem Rundschnitt unter 45° -Druckstrebenausbreitung im Abstand $a = 1,0d$ ergeben sich insbesondere für gedrungene Fundamente wesentliche Abweichungen.

Die bisherige DIN-Praxis erlaubt pauschal den Ansatz des kritischen Rundschnitts im Abstand von $1,0d$ von der Lasteinleitungsfläche und den Abzug der Sohldruckanteile von der einwirkenden Querkraft mit 100 % der dazugehörigen kritischen Fläche $A_{crit;1,0d}$. Neuere Auswertungen von Durchstanzversuchen an gedrungenen Fundamenten [17] ergaben jedoch, dass dieser 100 %-Abzug im Vergleich zu diesen Versuchsergebnissen zu hohe Tragfähigkeiten ausweist. Für sehr gedrungene Einzelfundamente führt die Abzugsfläche für den Sohldruck $A_{crit;1,0d}$ innerhalb des Rundschnitts im Abstand $1,0d$ zu einer übermäßig großen Reduktion der einwirkenden Querkraft. Wenn die Abzugsfläche $A_{crit;1,0d}$ 40 % der Fundamentfläche A_F überschreitet, sollte deshalb eine weitere Abminderung von $A_{crit;1,0d}$ erfolgen. Dies wird im EC2-1-1 für Fundamente durch die iterative Ermittlung des kritischen Rundschnitts berücksichtigt.

Vorschlag:

Aus praktischen Vereinfachungsgründen darf der kritische Rundschnitt bei schlanken Fundamenten mit $\lambda > 2$ und Bodenplatten wie in DIN 1045-1 mit $u_{1;1,0d}$ im Abstand $a_1 = 1,0d$ konstant angenommen werden (ohne Iteration). Dies gilt für die Überprüfung, ob Durchstanzbewehrung erforderlich ist oder nicht und für den Nachweis der maximalen Durchstanztragfähigkeit.

Für gedrungene Fundamente mit $\lambda \leq 2$ ist die **iterative Ermittlung** des kritischen Rundschnitts im Abstand $a_1 < 2,0d$ erforderlich (siehe 4.6.6).

Der Abzugswert Sohlpressung soll im NA immer auf die kritische Fläche A_{crit} unter $u_{1;1,0d}$ bzw. unter dem iterativ ermittelten kritischen Rundschnitt $u_{1,var}$ bezogen werden (Bild 28).

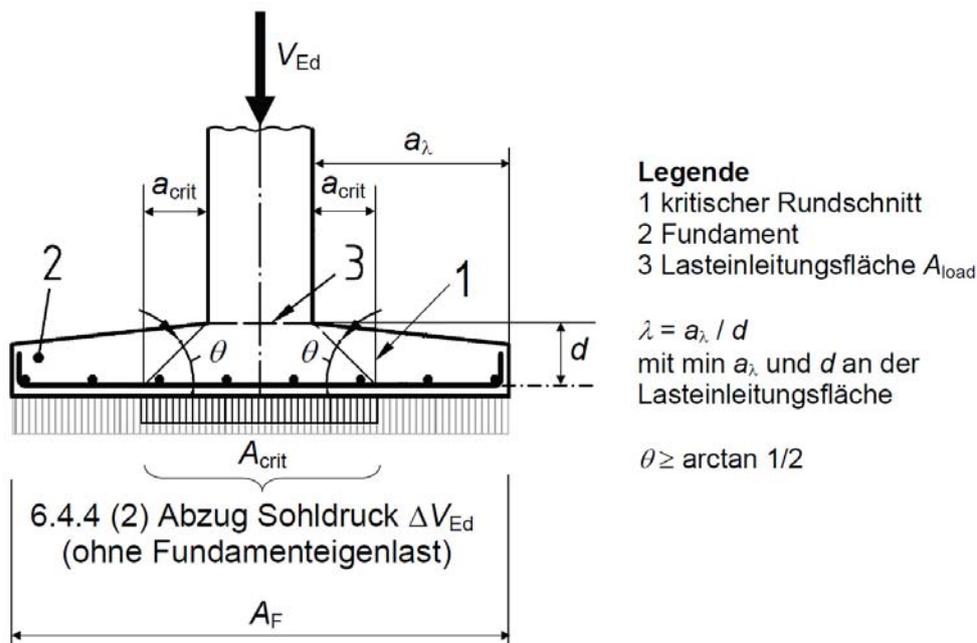


Bild 28. Rundschnitt und Abzug Sohlpressung bei schlanken Fundamenten und Bodenplatten

4.6.3 Einwirkende Querkraft Durchstanzen

In Tabelle 14 werden die Regeln für die einwirkende Querkraft verglichen.

Der kritische Rundschnitt bei schlanken Fundamenten und Bodenplatten darf grundsätzlich in beiden Normen im Abstand von $1,0d$ von der Lasteinleitungsfläche angesetzt werden (vgl. auch 4.6.2).

Tab. 14. Vergleich einwirkende Querkraft Durchstanzen nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1	2	3																								
	Nachweis	DIN 1045-1 [R6]	EC2-1-1 [R1] mit NA																								
1	Allgemein:	$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i} \quad [\text{MN/m}] \quad (100)$ mit u_{crit} – kritischer Rundschnitt $1,5d$ u_i – Umfang Bewehrungsreihen <table border="1"> <thead> <tr> <th>Lasteinleitung</th> <th>β</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Innenstütze</td> <td>1,05</td> </tr> <tr> <td>Randstütze</td> <td>1,40</td> </tr> <tr> <td>Eckstütze</td> <td>1,50</td> </tr> <tr> <td>Wandende</td> <td>1,35</td> </tr> <tr> <td>Wanddecke</td> <td>1,20</td> </tr> </tbody> </table>	Lasteinleitung	β	Innenstütze	1,05	Randstütze	1,40	Eckstütze	1,50	Wandende	1,35	Wanddecke	1,20	$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad [\text{MN/m}^2] \quad (6.38)$ mit u_1 – kritischer Rundschnitt $2,0d$ u_0 – Umfang A_{load} <table border="1"> <thead> <tr> <th>Lasteinleitung</th> <th>β</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Innenstütze</td> <td>1,15</td> </tr> <tr> <td>Randstütze</td> <td>1,40</td> </tr> <tr> <td>Eckstütze</td> <td>1,50</td> </tr> <tr> <td>Wandende</td> <td>1,35</td> </tr> <tr> <td>Wanddecke</td> <td>1,20</td> </tr> </tbody> </table>	Lasteinleitung	β	Innenstütze	1,15	Randstütze	1,40	Eckstütze	1,50	Wandende	1,35	Wanddecke	1,20
Lasteinleitung	β																										
Innenstütze	1,05																										
Randstütze	1,40																										
Eckstütze	1,50																										
Wandende	1,35																										
Wanddecke	1,20																										
Lasteinleitung	β																										
Innenstütze	1,15																										
Randstütze	1,40																										
Eckstütze	1,50																										
Wandende	1,35																										
Wanddecke	1,20																										
2	Fundamente:	$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i} \quad [\text{MN/m}] \quad (100)$ mit u_{crit} – kritischer Rundschnitt $1,0d$ u_i – Umfang Bewehrungsreihen β – wie vor oder DAfStb-Heft [525] $V_{Ed} = N_{col} - \sigma_{gd} \cdot A_{crit;1,0d}$ σ_{gd} – Sohldruck ohne Fundamenteigenlast	$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (6.48)$ $\Delta V_{Ed} = \sigma_{gd} \cdot A_{crit}$ $v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u_i \cdot d} \quad [\text{MN/m}^2] \quad (6.49)$ mit u_1 – kritischer Rundschnitt $1,0d$ u_0 – Umfang A_{load} Für ausmittige Lasten Vergrößerung von v_{Ed} mit Faktor $1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,red}} \cdot \frac{u}{W} \geq 1,10$																								

Sofern der kritische Rundschnitt bei schlanken Fundamenten im iterativ ermittelten Abstand liegt, ist die einwirkende Querkraft im dazugehörigen entsprechenden Umfang zu ermitteln.

Die Vergleiche für die Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung und die maximale Durchstanzbewehrung (siehe 4.6.4 und 4.6.5) zeigen für Innenstützen im Durchschnitt 10 % höhere Ausnutzungsgrade im EC2-1-1, was offenbar auf den größeren β -Wert (1,15 / 1,05) zurückzuführen ist. Dies liegt weiter auf der sicheren Seite. Andererseits lag die pauschale Festlegung von $\beta=1,05$ für Innenstützen nach DIN 1045-1 insbesondere bei größeren Spannweitenunterschieden nicht immer auf der sicheren Seite.

Vorschlag:

Für Innenstützen $\beta = 1,10$ festlegen.

4.6.4 Tragfähigkeit Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung

In Tabelle 15 werden die Regeln für die Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung verglichen.

Tab. 15. Vergleich Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

		1	2	3
		Nachweis	DIN 1045-1 [R6]	EC2-1-1 [R1] mit NA
1	Allgemein		Gleichung (105) bei $a = 1,5d$: $v_{Rd,ct} = [C_{Rd,c} \kappa (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} - 0,12\sigma_{cp}] \cdot d$ Dabei ist $C_{Rd,c} = 0,21 / \gamma_c$ $\kappa = 1 + \sqrt{(200 / d)} \leq 2,0$ $\rho_l \quad \sqrt{(\rho_{lz} \rho_{ly})} \leq 0,02 \leq 0,5f_{cd} / f_{yd}$ $\rho_{lz} \rho_{ly} \quad \text{Mittelwerte innerhalb } u_i$ $\sigma_{cd} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2$	Gleichung (6.47) bei $a = 2,0d$: $v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,10\sigma_{cp}$ $\geq (v_{min} + 0,10\sigma_{cp})$ Dabei ist $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c \quad \text{allgemein}$ $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c \cdot (0,1 u_0 / d + 0,6)$ für Innenstützen mit $u_0 / d < 4$ $k = 1 + \sqrt{(200 / d)} \leq 2,0$ $\rho_l \quad \sqrt{(\rho_{lz} \rho_{ly})} \leq 0,02 \leq 0,5f_{cd} / f_{yd}$ $\rho_{lz} \rho_{ly} \quad \text{Mittelwerte innerhalb } h_{col} + 3d \text{ pro Seite}$ $\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2$ $v_{min} \text{ wie im Abschnitt 6.2.2 (1)}$

Das Vorgehen bei der Bemessung der Durchstanzbewehrung für Flachdecken scheint auf den ersten Blick nach EC2-1-1 ähnlich zur DIN 1045-1: Nach Ermittlung des Durchstanzwiderstandes am 1. Rundschnitt ohne Durchstanzbewehrung erfolgt der Nachweis des maximalen Durchstanzwiderstandes und ggf. nachfolgend die Bewehrungsermittlung. Die Wahl der Nachweisschnitte und die Ermittlung der Werte sind jedoch grundsätzlich verschieden. Während in der DIN, bei gleichem Nachweisschnitt, $v_{Rd,max}$ stets $1,5v_{Rd,ct}$ beträgt, sind durch die unterschiedlichen Nachweisschnitte im EC2-1-1 besonders bei kleinen Stützendurchmessern – abweichend zur DIN 1045-1 – Fälle denkbar, wo $v_{Rd,c} > v_{Ed}$ (keine Durchstanzbewehrung erforderlich) jedoch $v_{Rd,max} < v_{Ed}$ (maximale Tragfähigkeit nicht ausreichend). Außerdem wird der ohnehin nicht einfache Durchstanznachweis im EC2-1-1 durch Einführung des zusätzlichen Nachweisschnittes u_0 aufwändiger und die Fehleranfälligkeit steigt.

Die Ermittlung von $v_{Rd,c}$ erfolgt in Abhängigkeit von der vorhandenen (oberen) Längsbewehrung. Werden Zulagen über der Stütze angeordnet, kann der Durchstanzwiderstand bis zur Größe von v_{Ed} erhöht werden. Die vorhandene Bewehrung je Richtung wird auf einer Breite von $h_{col} + 2 \cdot 3d$ (EC2-1-1) bzw. $h_{col} + 2 \cdot 1,5d$ (DIN) betrachtet. Der Bereich ist im EC2-1-1 damit wesentlich breiter und damit ggf. mehr Bewehrung erforderlich, um einen vergleichbaren Durchstanzwiderstand zu erreichen (liegt also auf der sicheren Seite). Im EC2-1-1/NA werden zusätzliche Werte eingeführt ($C_{Rd,c}$ für Innenstützen, λ), die z. T. nur einen geringen Einfluss auf die Ergebnisse haben und die Nachweisführung verkomplizieren.

In den folgenden Bildern sind die Unterschiede dargestellt. Die auf die Deckennutzhöhen bezogene **Querkraftbelastung** [MN/m] wird als Vergleichsgrundlage gewählt (und damit unabhängig von den unterschiedlichen Nachweisumfängen).

Bild 29 verdeutlicht, dass nur ein Anteil von ca. 16 % der untersuchten (58) Innenstützbereiche von der Reduktion der Tragfähigkeit wegen kleiner Umfänge $u_0 / d < 4$ in Bezug auf die Deckennutzhöhen betroffen ist.

In den Bildern 30 bis 35 werden die Ausnutzungsgrade für Innen-, Rand- und Eckstützen sowie Wandenden und Wanddecken verglichen. Das Verhältnis der normenbezogenen Ausnutzungsgrade beruht auf $\alpha(\text{DIN 1045-1}) = v_{Ed} / v_{Rd,ct}$ bzw. $\alpha(\text{EC2-1-1}) = v_{Ed} / v_{Rd,c}$. Jeweils übereinanderliegende Wertepaare gehören zu einem Querschnitt.

Bei den Innenstützen in Bild 30 ist der Ausnutzungsgrad nach EC2-1-1 oft ca. 10 % höher als nach DIN 1045-1, was auf den höheren β -Wert = 1,15 zurückzuführen ist. Querschnitte mit einer bezogenen Querkraft $V_{Ed} / d > 3,5$ MN/m benötigen immer Durchstanzbewehrung.

Vorschlag:

Die Vergleiche für die Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung zeigen für Innenstützen im Durchschnitt 10 % höhere Ausnutzungsgrade im EC2. Dies ist z. T. unwirtschaftlich. Daher: Für Innenstützen $\beta = 1,10$ festlegen \rightarrow vgl. Bild 31.

Auf die Reduktion des Vorwertes $C_{Rd,c}$ bei Innenstützen abhängig von u_0 / d sollte verzichtet werden.

Hegger *et.al.* argumentieren jedoch in Bezug auf die Reduktion des Vorwertes $C_{Rd,c}$ bei Innenstützen in [21] wie folgt:

Aufgrund des bei Flachdecken großen kritischen Rundschnitts im Abstand von $2,0d$ wird die Tragfähigkeit bei kleinen Lastaufstandsflächen zum Teil drastisch überschätzt (vgl. [21], Bild 7, links). Dieser Effekt trat bei früheren Normen mit deutlich kleinerem Rundschnitt im Abstand $0,5d$ nicht auf, da das Verhältnis des Stützensumfangs u_0 zum kritischen Rundschnitt deutlich größer war (Bild 7, rechts). Da dieser Effekt im Vergleich zu DIN 1045-1 in EC2-1-1 aufgrund des größeren kritischen Rundschnittumfangs nochmals verstärkt wird und der Druckstrebnachweis am Stützenanschnitt im NA nicht geführt wird, soll die geforderte Abminderung für u_0 / d -Verhältnisse kleiner als 4,0 beibehalten werden. Für Rand- und Eckstützen ist dies i. d. R. nicht erforderlich, da die deutlich höheren β -Werte diesen Effekt mit ausgleichen. Im Folgenden: Bild 7 aus [21].

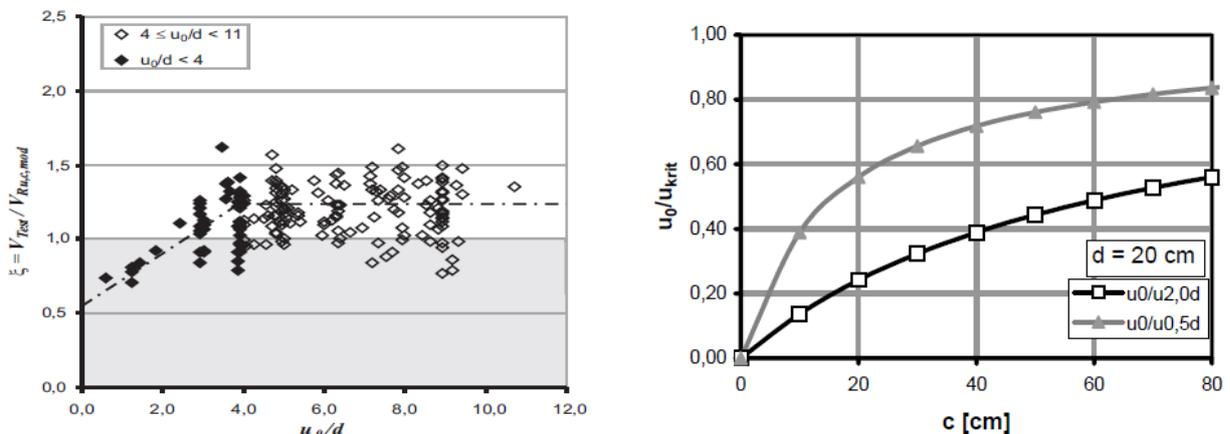


Bild 7 Vergleich der Versuchsbruchlasten mit den rechnerischen Durchstanzwiderständen nach EC2 (links) und Vergleich des Anteils u_0/u_{krit} in Abhängigkeit der Stützenbreite

Bei den Rand- und Eckstützen in Bild 32 und Bild 33 stimmen die Ausnutzungsgrade nach EC2-1-1 und DIN 1045-1 weitgehend überein (Randstützen ± 5 %, Eckstützen $+5$ %). Querschnitte mit einer bezogenen Querkraft $V_{Ed} / d > 1,5$ MN/m bei Randstützen und $V_{Ed} / d > 1,0$ MN/m bei Eckstützen benötigen immer Durchstanzbewehrung.

Bei Wandenden (Bild 34) und Wandecken (Bild 35) sind die Streuungen der Ausnutzungsgrade größer. Im für Bauteile ohne Durchstanzbewehrung maßgebenden Bereich ($\alpha < 1,0$) liegen die Verhältnisse der Ausnutzungsgrade mit ± 10 % im tolerierbaren Bereich.

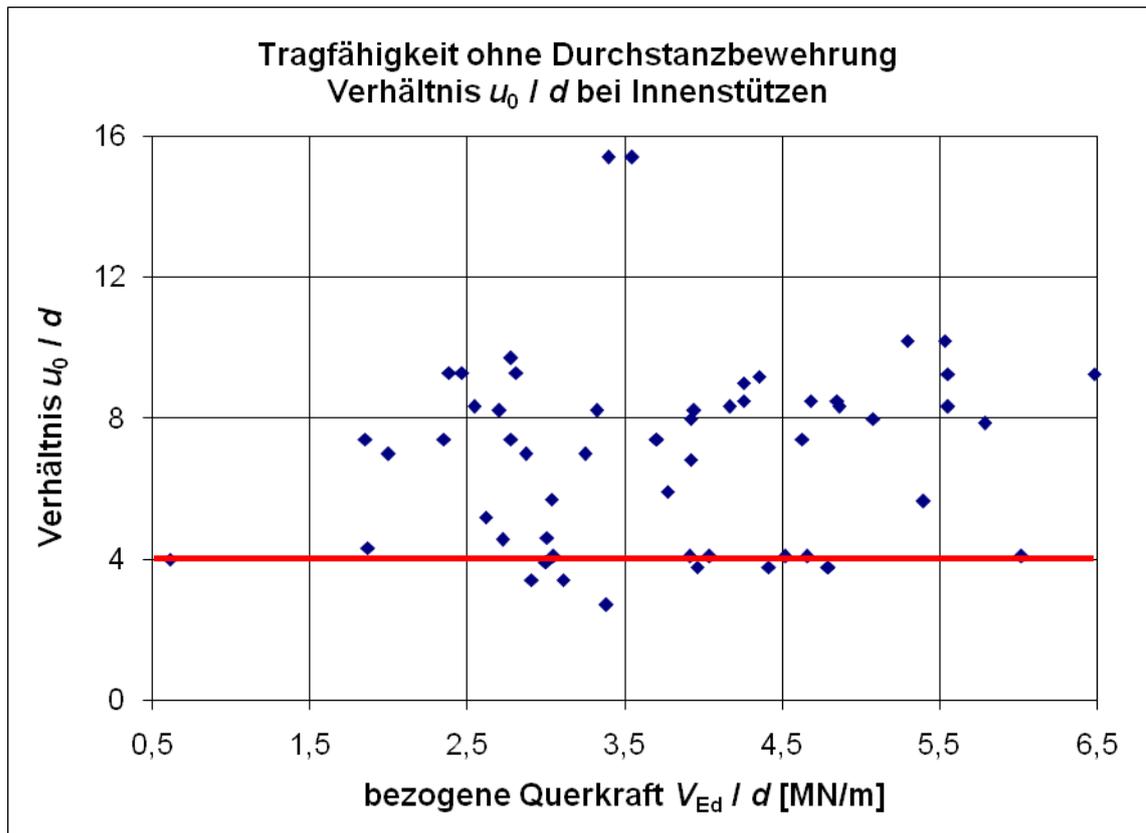


Bild 29. Anteil der Innenstützen mit $u_0 / d < 4$ (Abminderung Vorfaktor im EC2-1-1 für $v_{Rd,c}$)

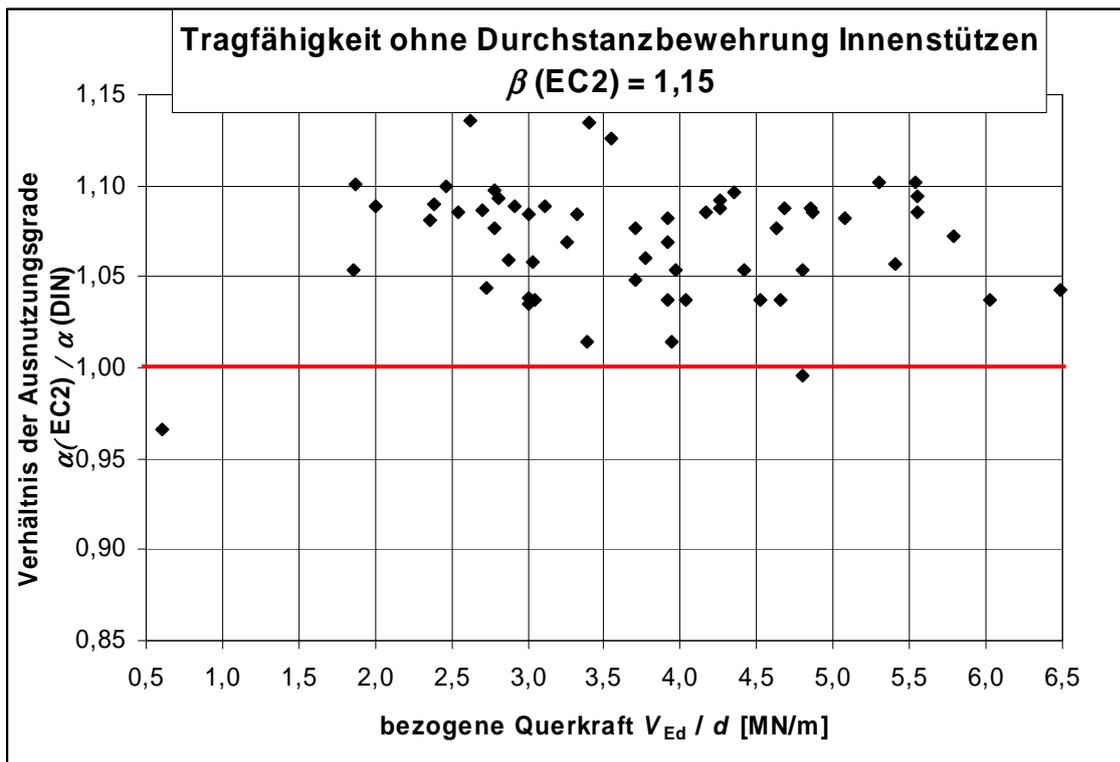
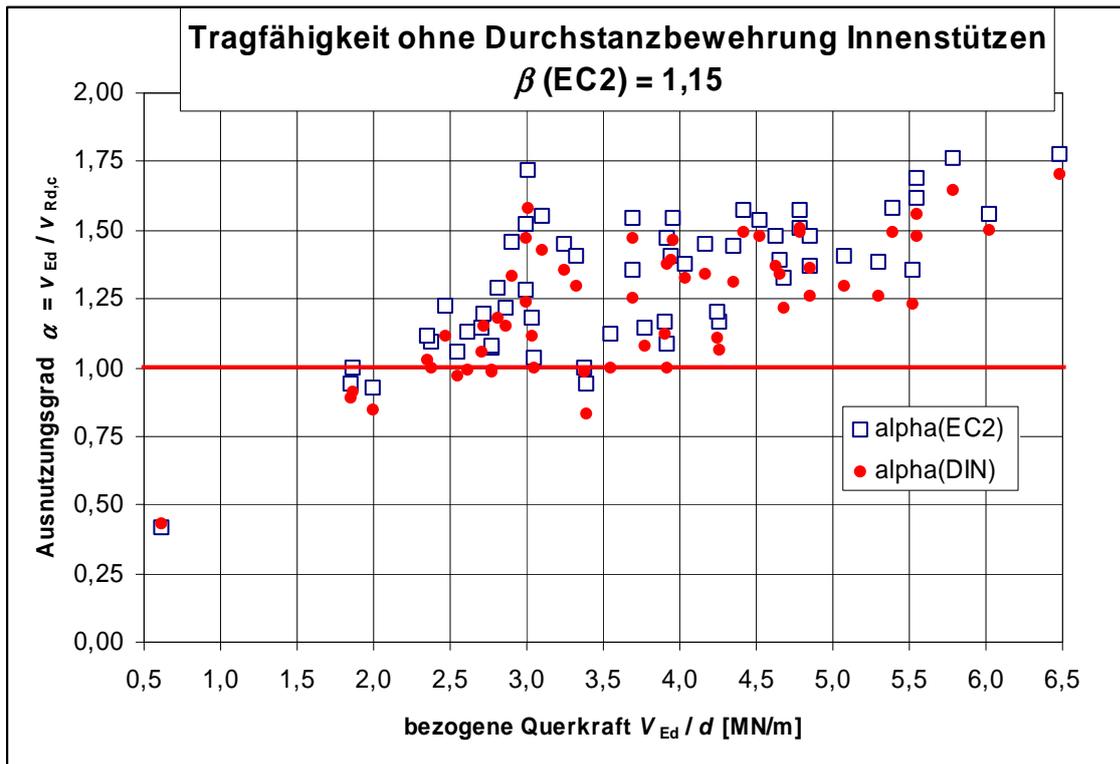


Bild 30. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,c}$ für Innenstützen mit $\beta(EC2-1-1) = 1,15$

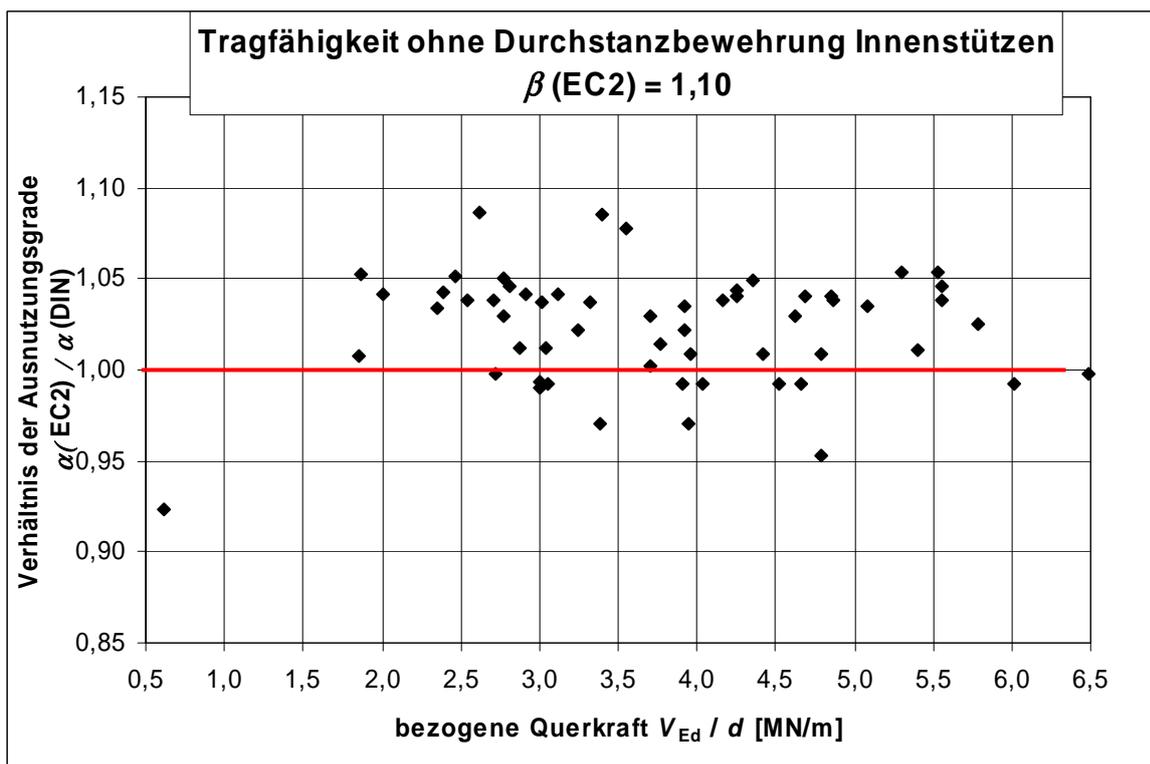
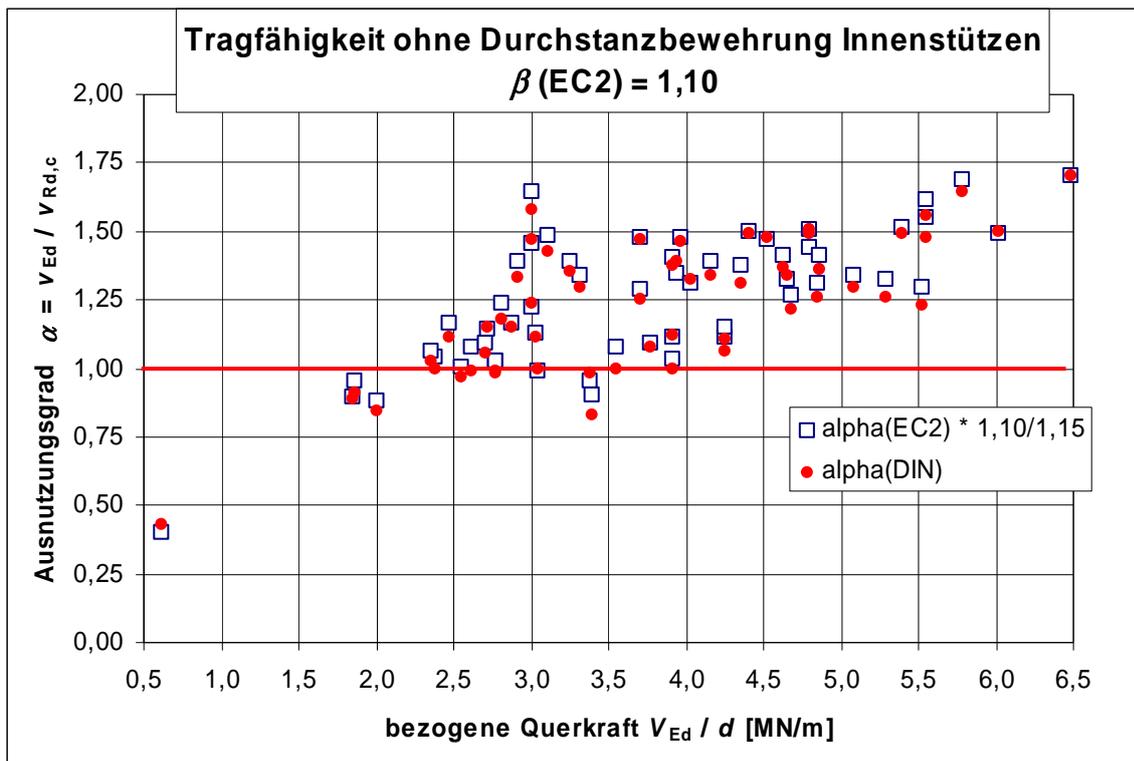


Bild 31. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,c}$ für Innenstützen mit $\beta(\text{EC2-1-1}) = 1,10$ (Vorschlag)

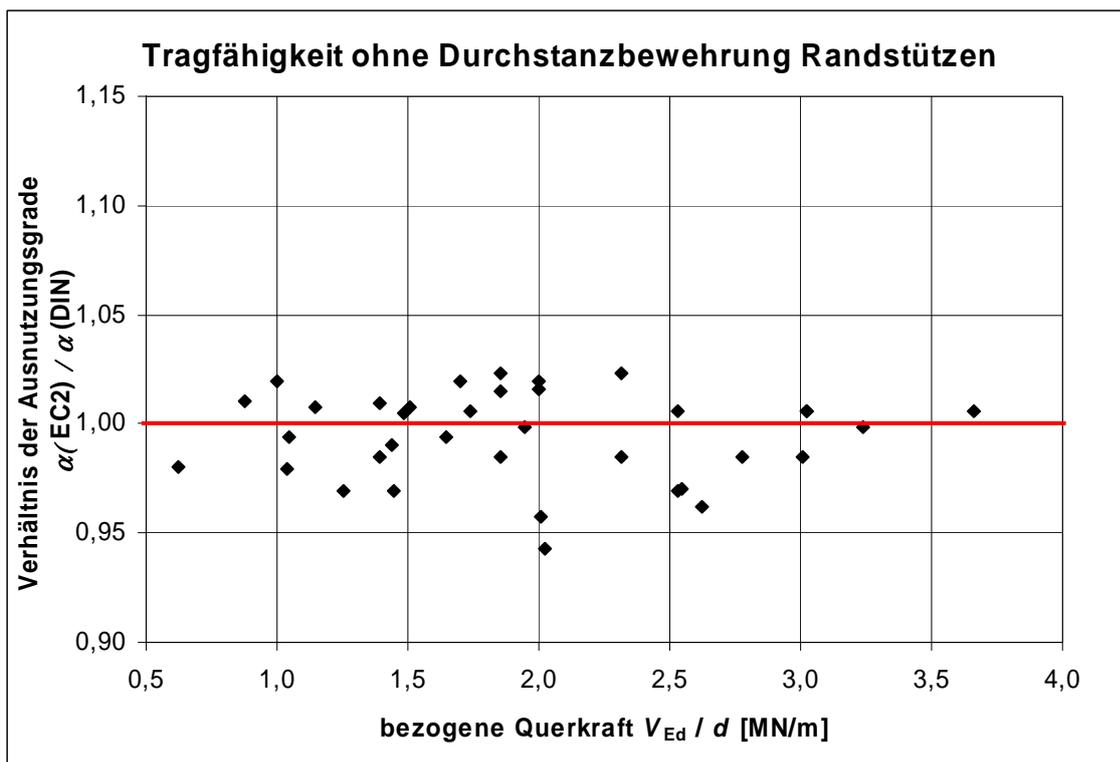
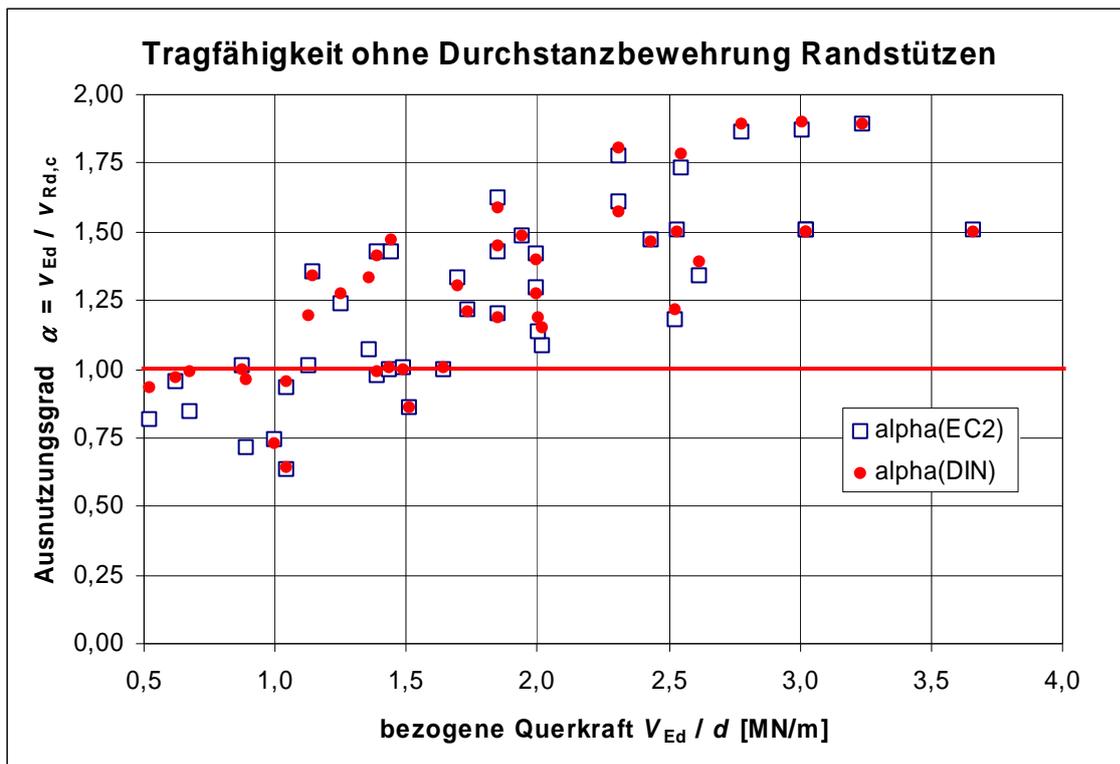


Bild 32. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,c}$ für Randstützen

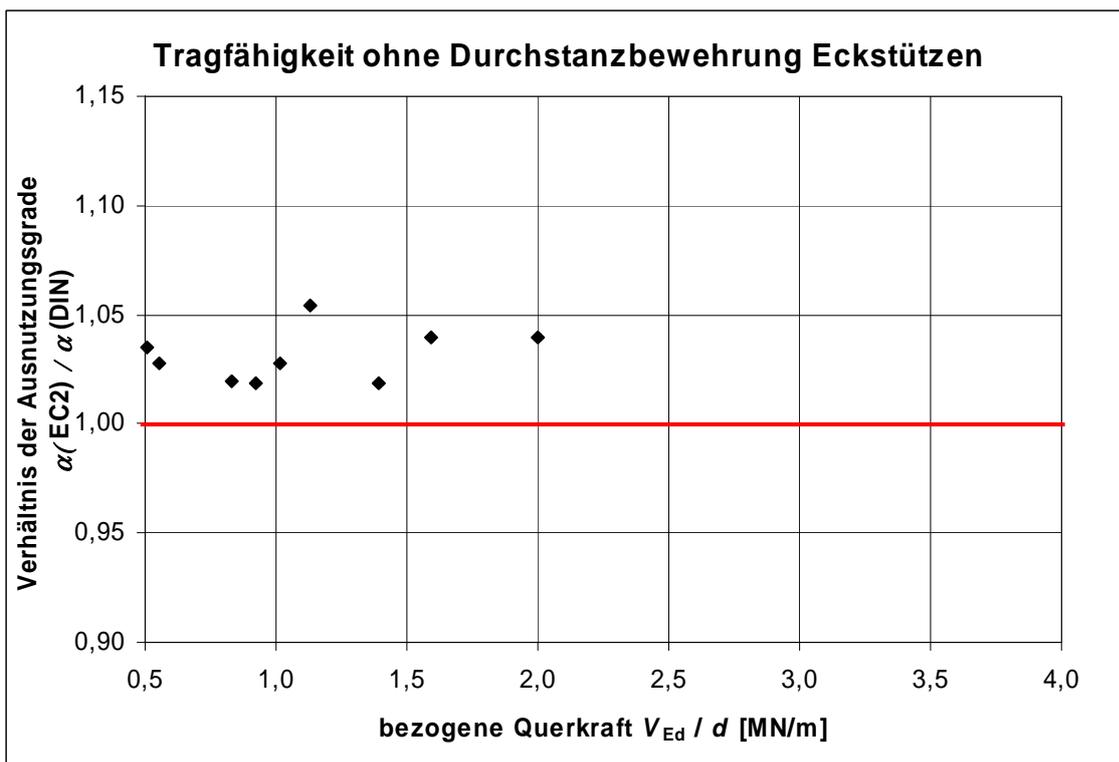
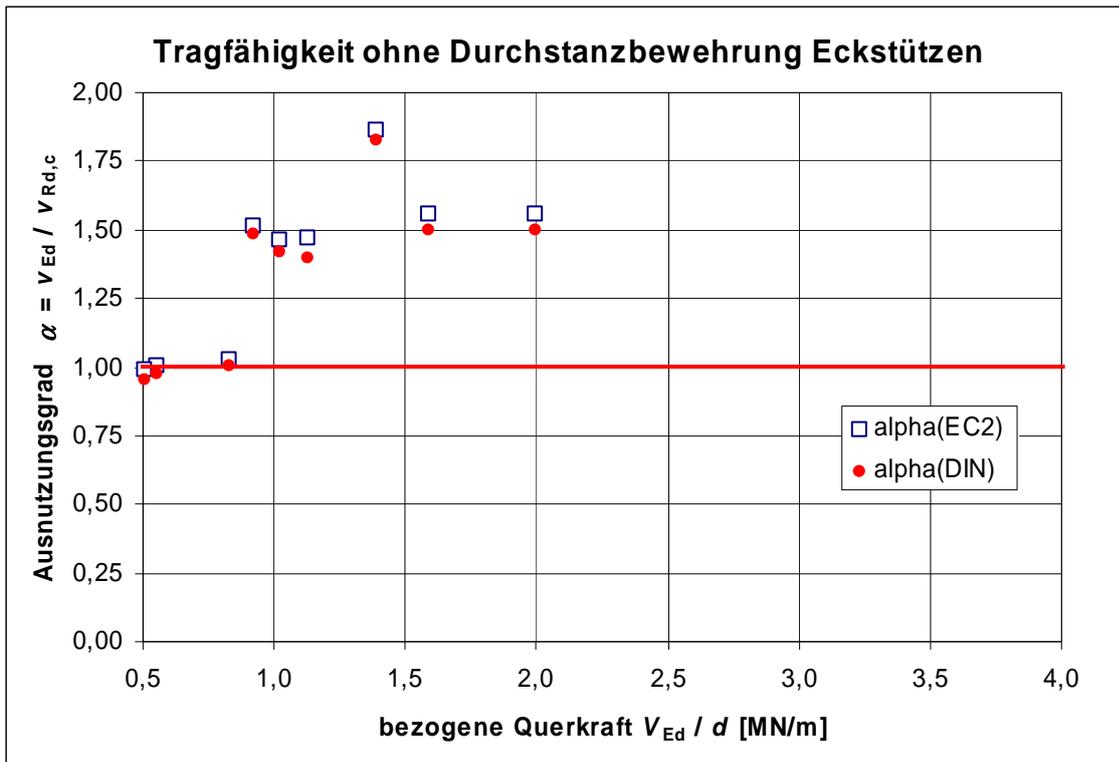


Bild 33. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,c}$ für Eckstützen

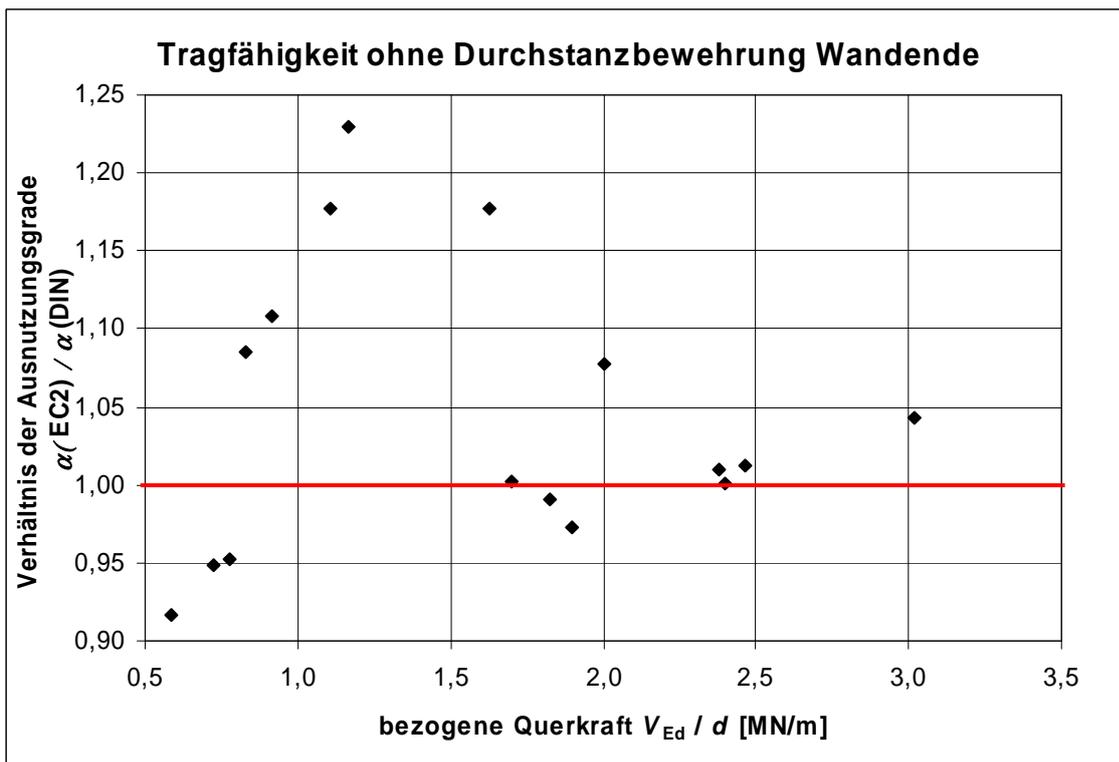
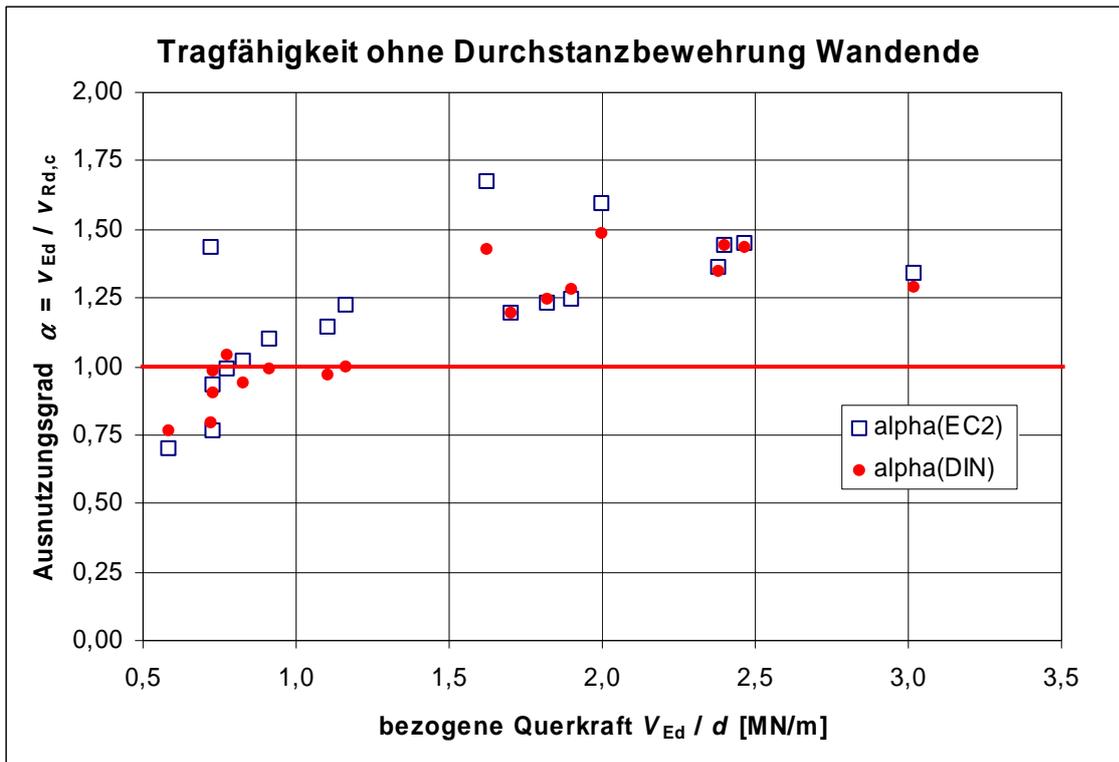


Bild 34. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,c}$ für Wandenden

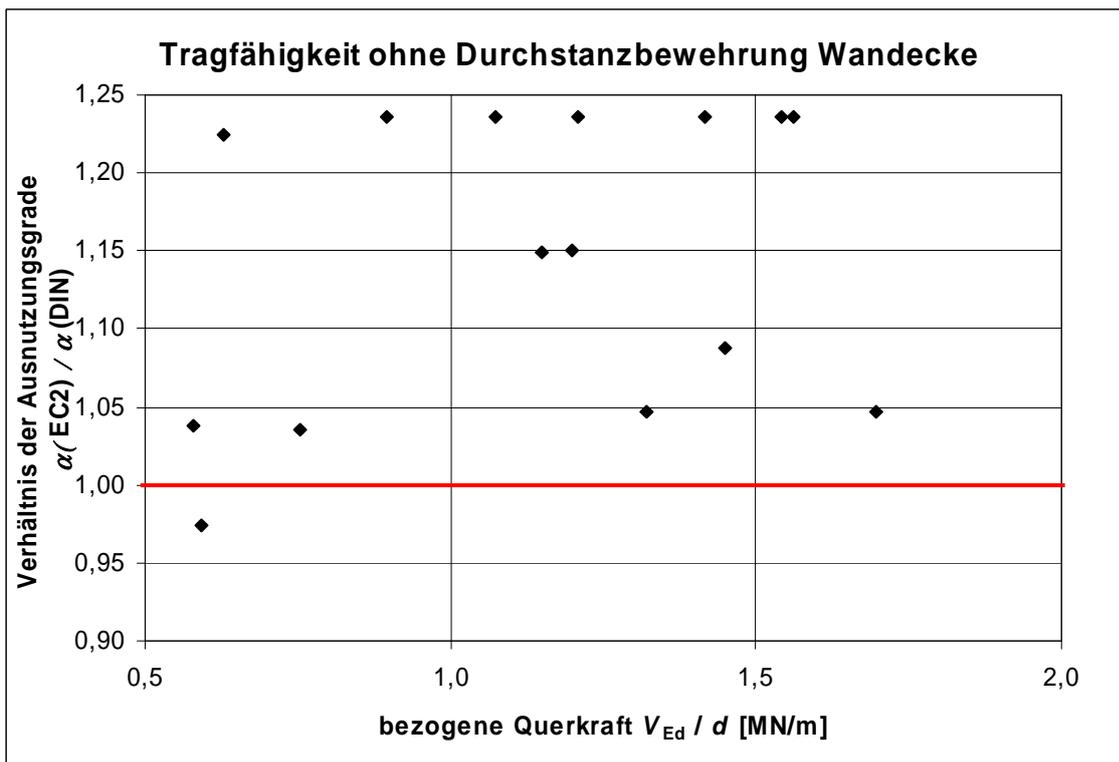
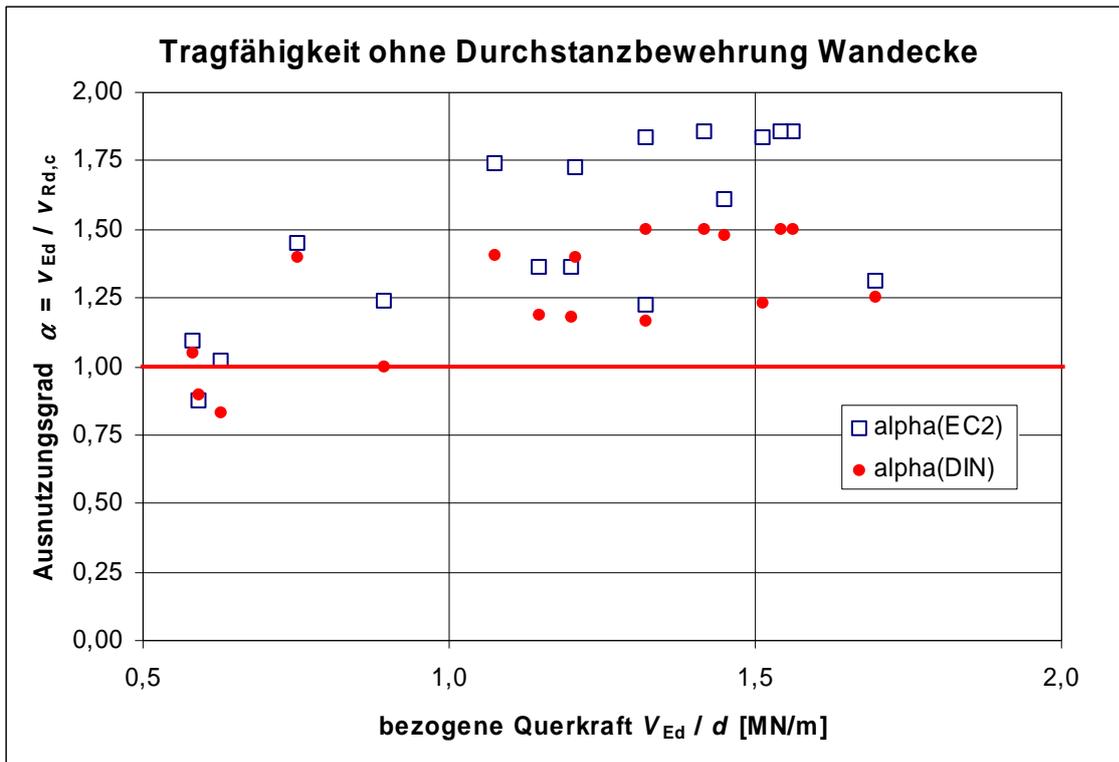


Bild 35. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,c}$ für Wandecken

4.6.5 Maximaltragfähigkeit Durchstanzen Flachdecken

In Tabelle 16 werden die Regeln für die Maximaltragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung verglichen.

Tab. 16. Vergleich Maximaltragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1	2	3												
	Nachweis	DIN 1045-1 [R6]	EC2-1-1 [R1] mit NA:2007												
1	Allgemein	Gleichung (107): $V_{Rd,max} = 1,5V_{Rd,ct}$ mit $u_{crit} - \text{kritischer Rundschnitt } 1,5d$	6.4.5 (3) $V_{Rd,max} = v_{max} \cdot \sqrt{\frac{d}{u_0}} \cdot V_{Rd,c}$ mit												
2	Fundamente	10.5.5 (6): $V_{Rd,max;1,0d} = k \cdot 1,5V_{Rd,ct}$ $k = u_{1,5d} / u_{1,0d} \geq 1,2$	<table border="1"> <tr> <td>Lasteinleitung</td> <td>v_{max}</td> </tr> <tr> <td>Innenstütze</td> <td>11 (NA)</td> </tr> </table> 1. Anpassung: <table border="1"> <tr> <td>Randstütze</td> <td>9</td> </tr> <tr> <td>Eckstütze</td> <td>5</td> </tr> <tr> <td>Wandende</td> <td>9</td> </tr> <tr> <td>Wanddecke</td> <td>5</td> </tr> </table> $u_0 - \text{Umfang } A_{load}$ Für die Annahme von u_0 siehe Bild 6.212DE. Der Betontraganteil $v_{Rd,c}$ ist nach 6.4.4 (1)NA zu ermitteln.	Lasteinleitung	v_{max}	Innenstütze	11 (NA)	Randstütze	9	Eckstütze	5	Wandende	9	Wanddecke	5
Lasteinleitung	v_{max}														
Innenstütze	11 (NA)														
Randstütze	9														
Eckstütze	5														
Wandende	9														
Wanddecke	5														

Aus den Vergleichsrechnungen wird deutlich, dass der Ausnutzungsfaktor $\alpha = v_{Ed} / v_{Rd,max}$ im EC2-1-1 gegenüber der DIN 1045-1 meist wesentlich ungünstiger ausfällt, d. h. es sind nach DIN Nachweise mit geringeren Bauteilabmessungen oder geringerer Biegebewehrung möglich. Wenn in den Vergleichsbildern auch Ausnutzungsgrade $\alpha > 1,0$ nach DIN 1045-1 ausgewiesen werden, so ist dies auf die ursprüngliche Planung mit Kopfbolzendübeln ($1,9 / 1,5 = 126\%$ von $v_{Rd,max,Bügel}$) zurückzuführen.

In den folgenden Bildern sind die Auswirkungen der Unterschiede dargestellt.

In den Bildern 36 bis 38 werden die Ausnutzungsgrade für Innen-, Rand- und Eckstützen verglichen. Das Verhältnis der normenbezogenen Ausnutzungsgrade beruht auf $\alpha = v_{Ed} / v_{Rd,max}$. Jeweils übereinanderliegende Wertepaare gehören zu einem Querschnitt.

Bei den Innenstützen in Bild 36 ist der Ausnutzungsgrad nach EC2-1-1 oft ca. 10 % **höher** als nach DIN 1045-1.

Bei den Randstützen in Bild 37 ist der Ausnutzungsgrad nach EC2-1-1 dagegen oft ca. 10 % **geringer** als nach DIN 1045-1.

Bei den Eckstützen in Bild 38 ist der Ausnutzungsgrad nach EC2-1-1 oft ca. 10 % **höher** als nach DIN 1045-1, teilweise aber auch 30 % geringer.

Die Abweichungen der Ausnutzungsgrade bei den Wandenden und Wanddecken sind teilweise noch gravierender und nicht einheitlich (Bilder 39 und 40).

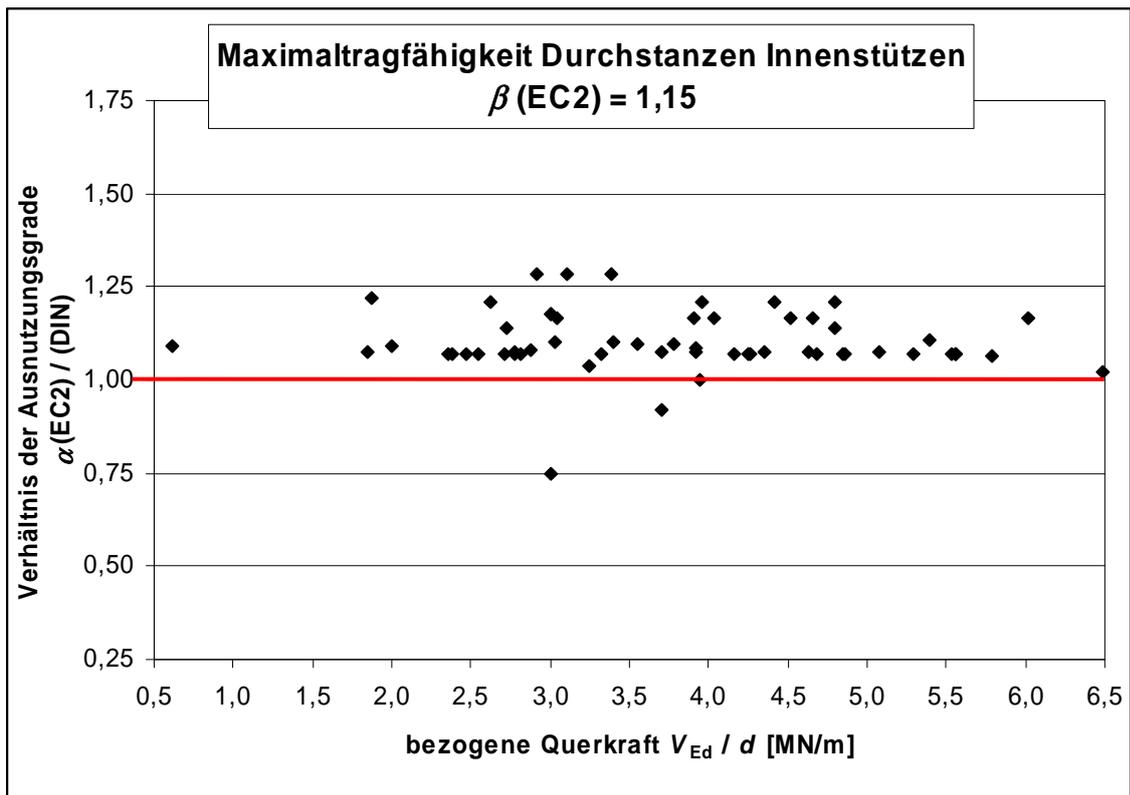
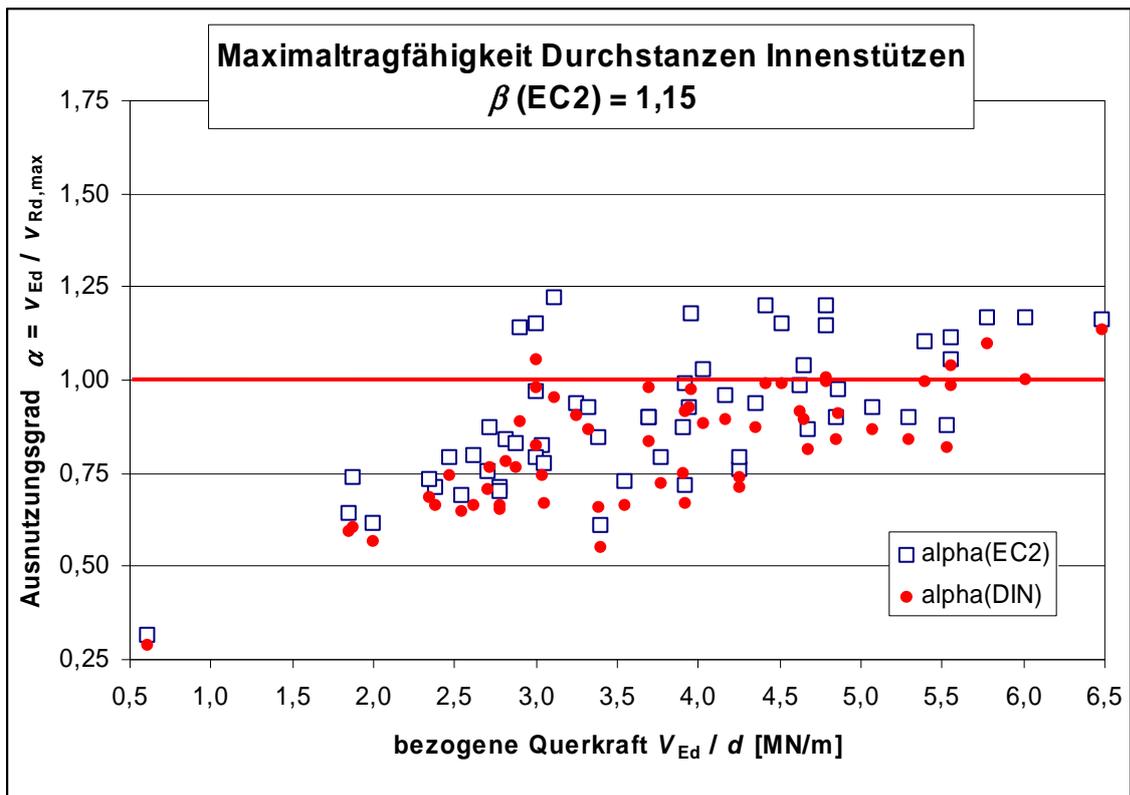


Bild 36. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,max}$ für Innenstützen mit $v_{max} = 11$

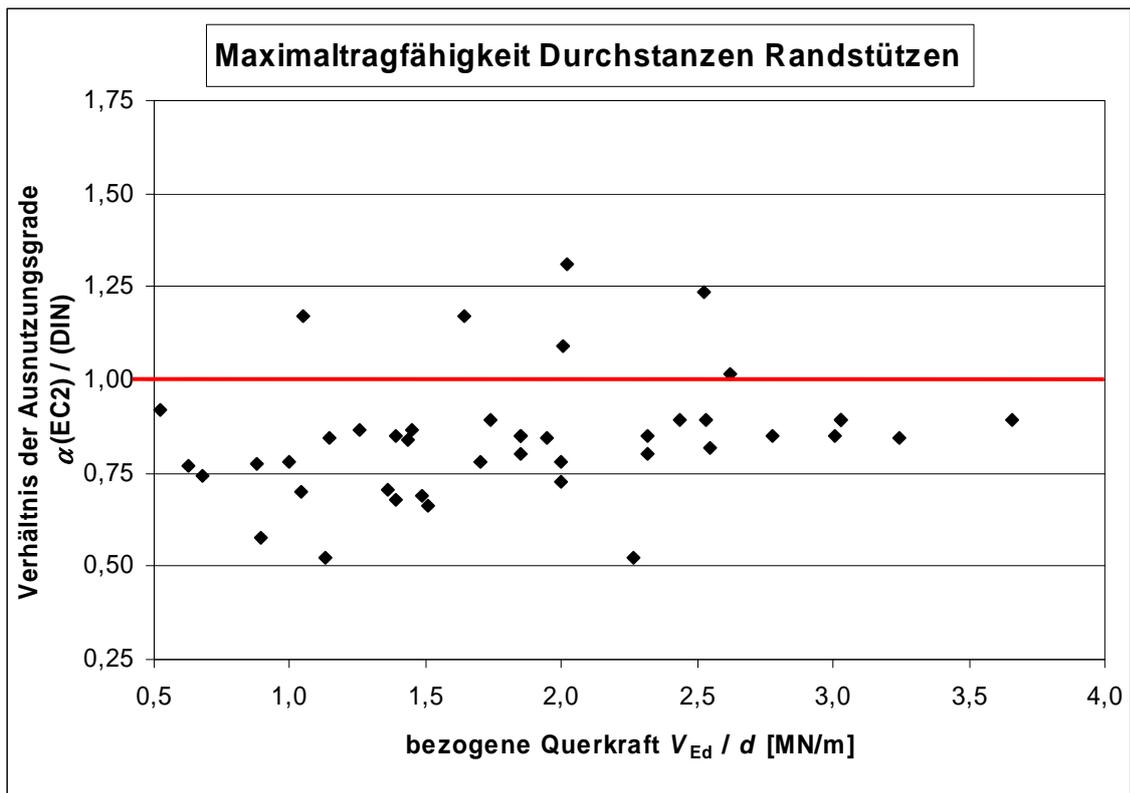
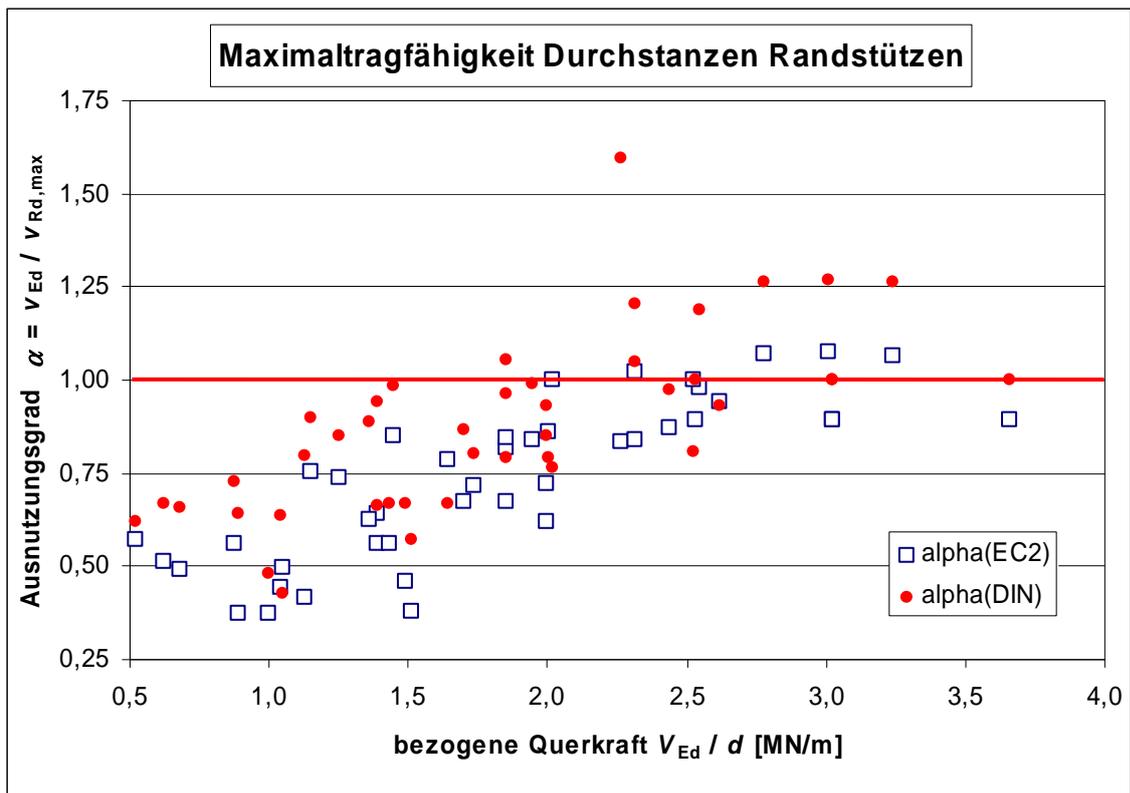


Bild 37. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,max}$ für Randstützen mit $v_{max} = 9$

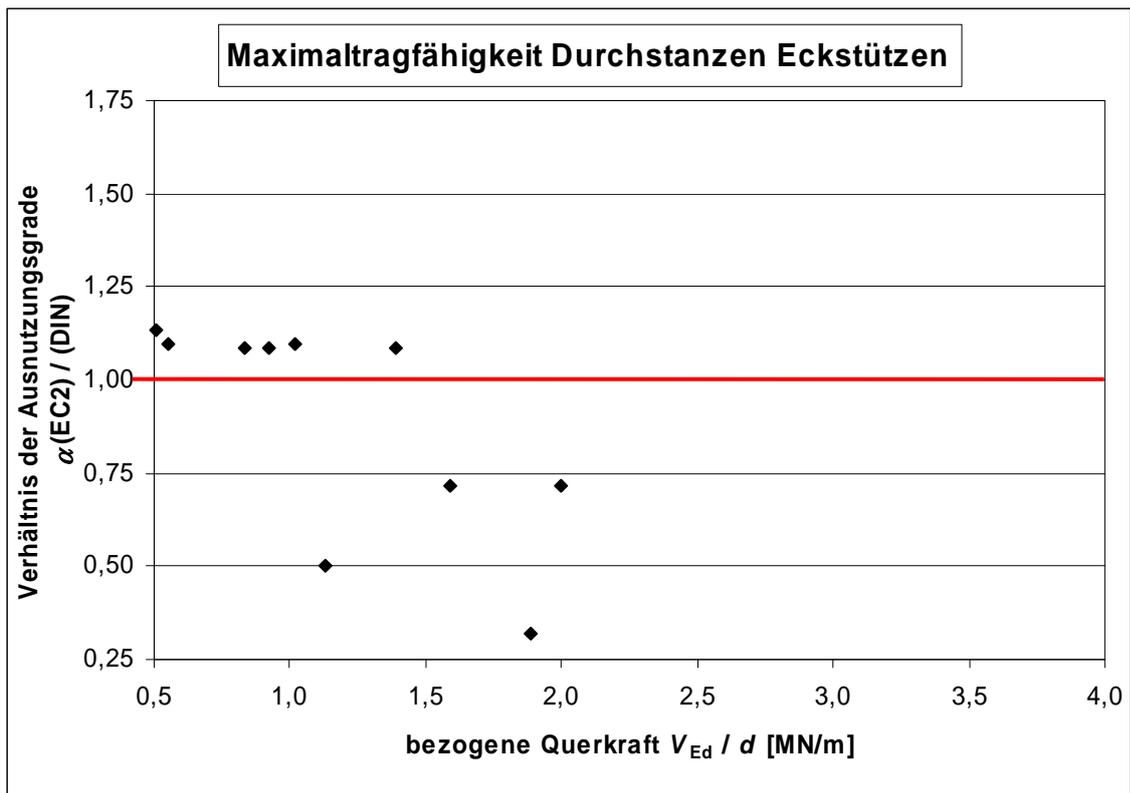
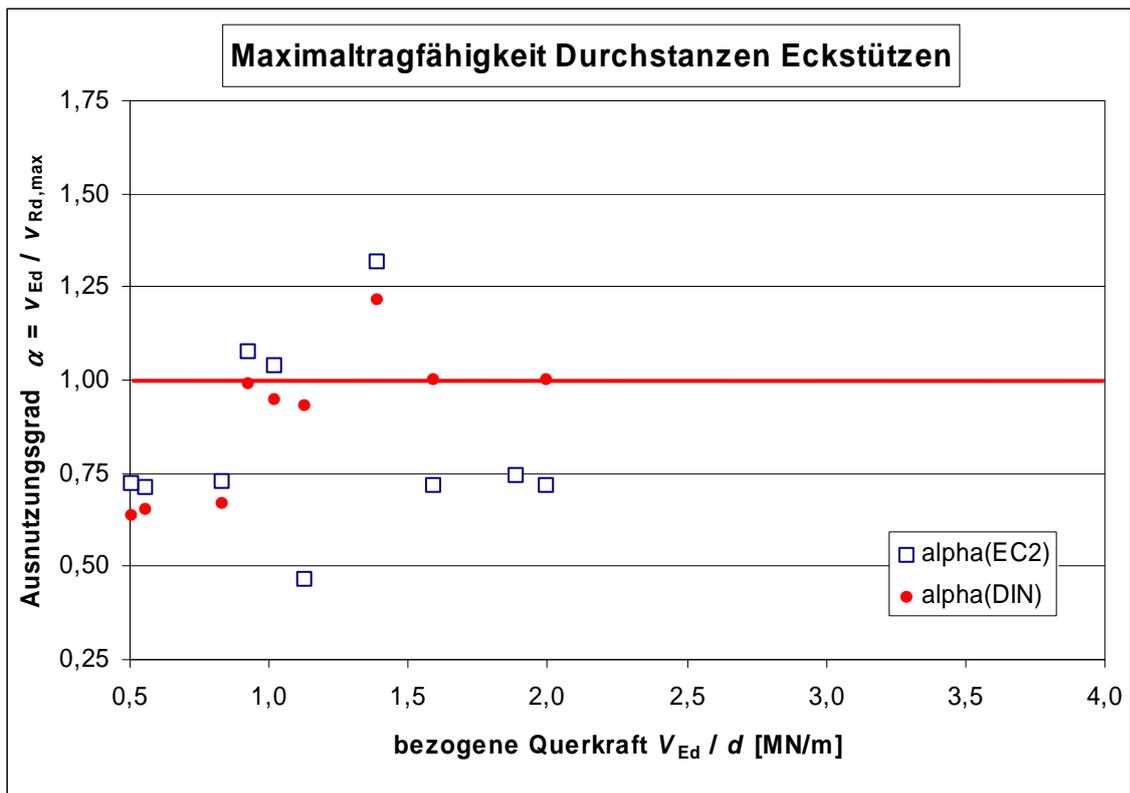


Bild 38. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,max}$ für Eckstützen mit $v_{max} = 5$

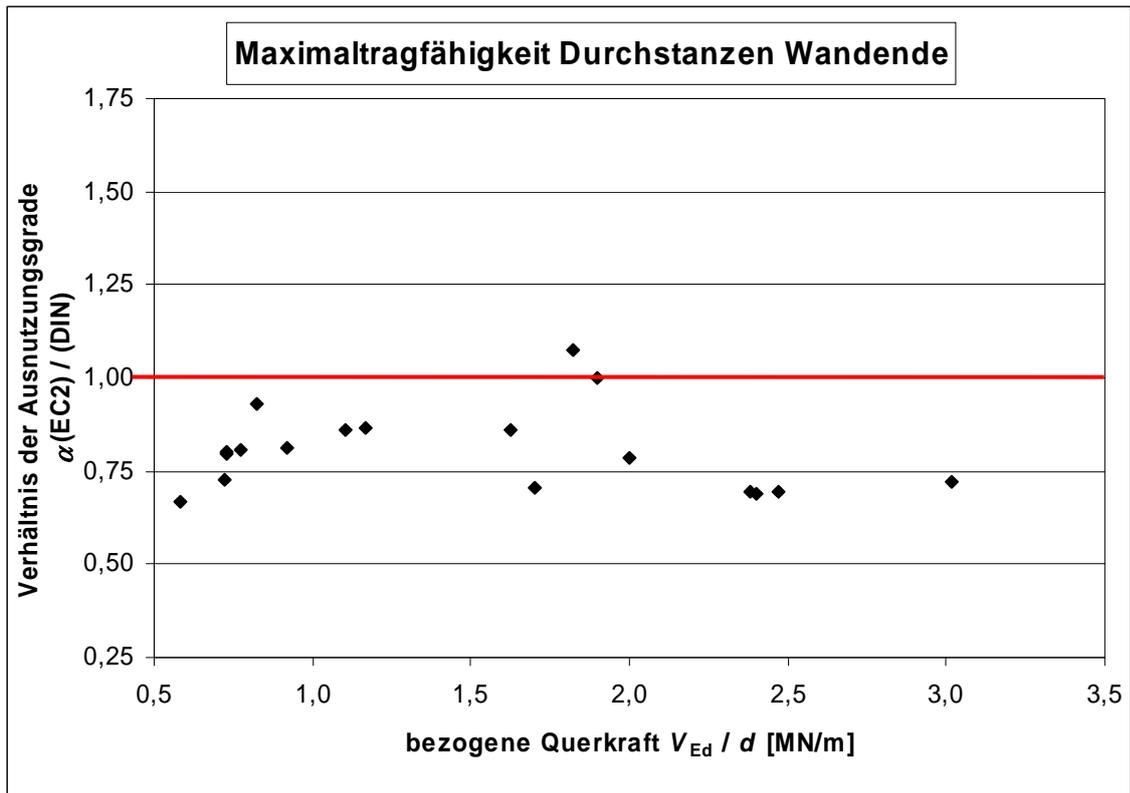
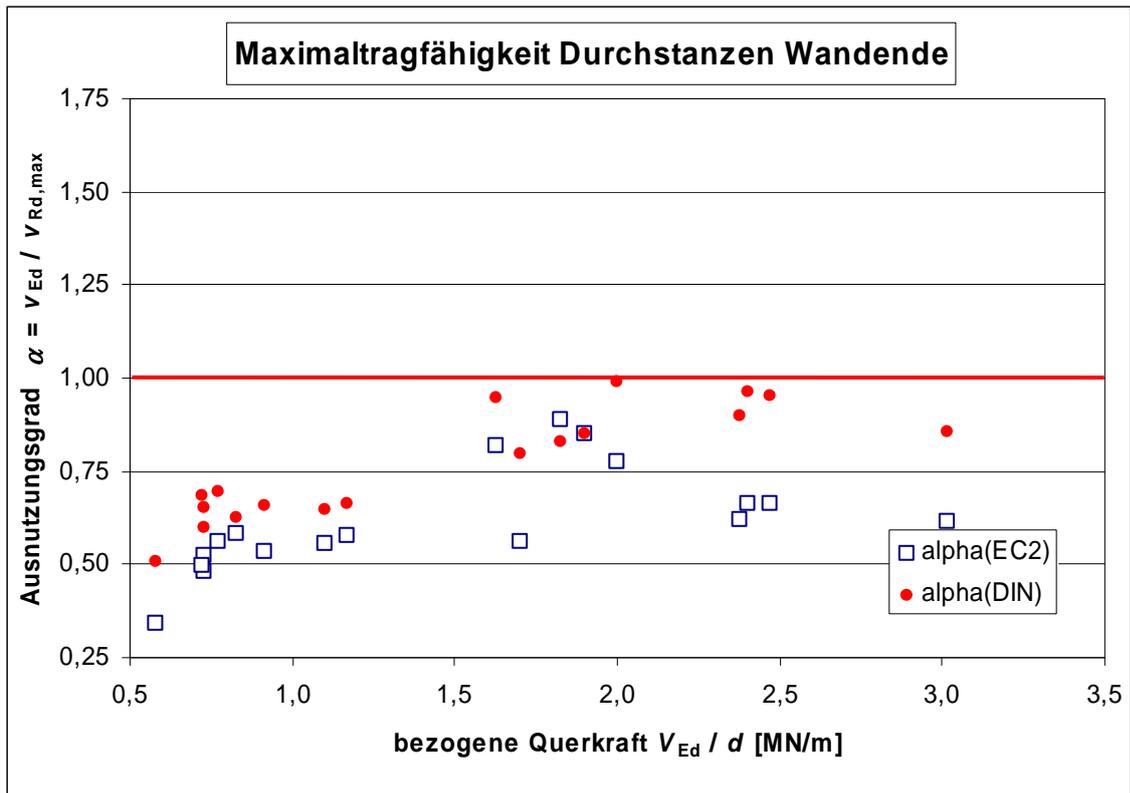


Bild 39. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,max}$ für Wandenden mit $v_{max} = 9$

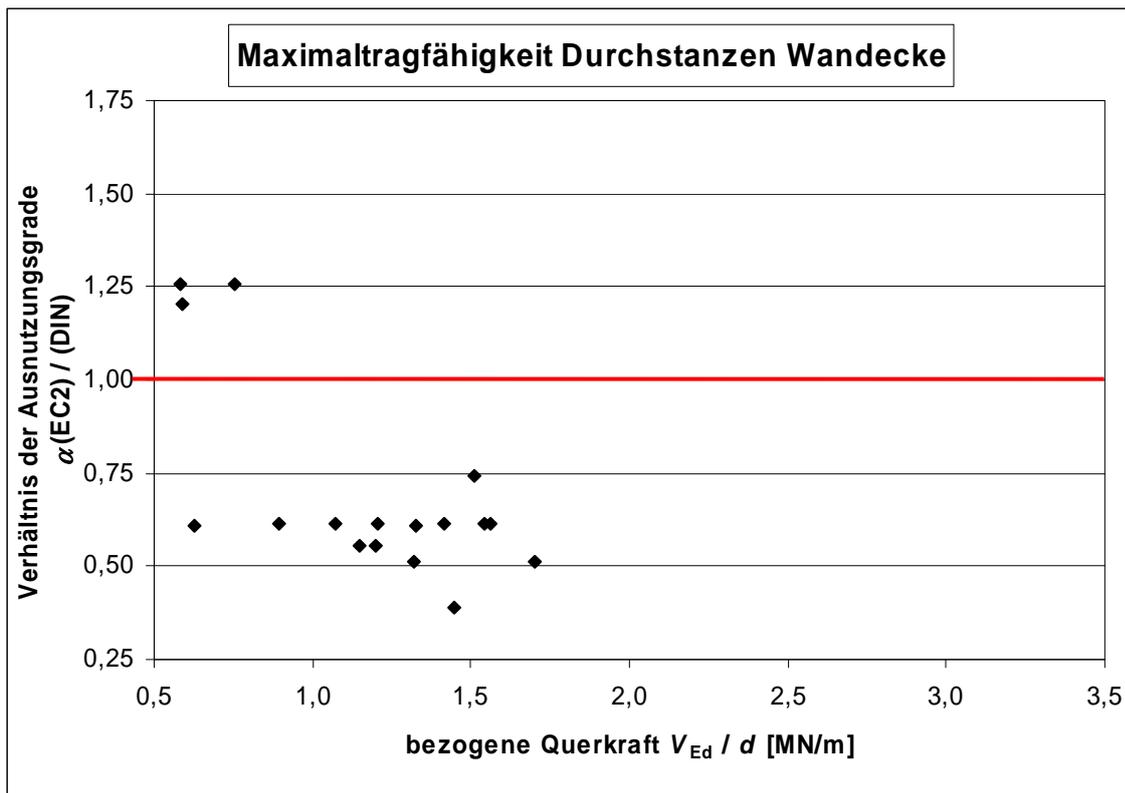
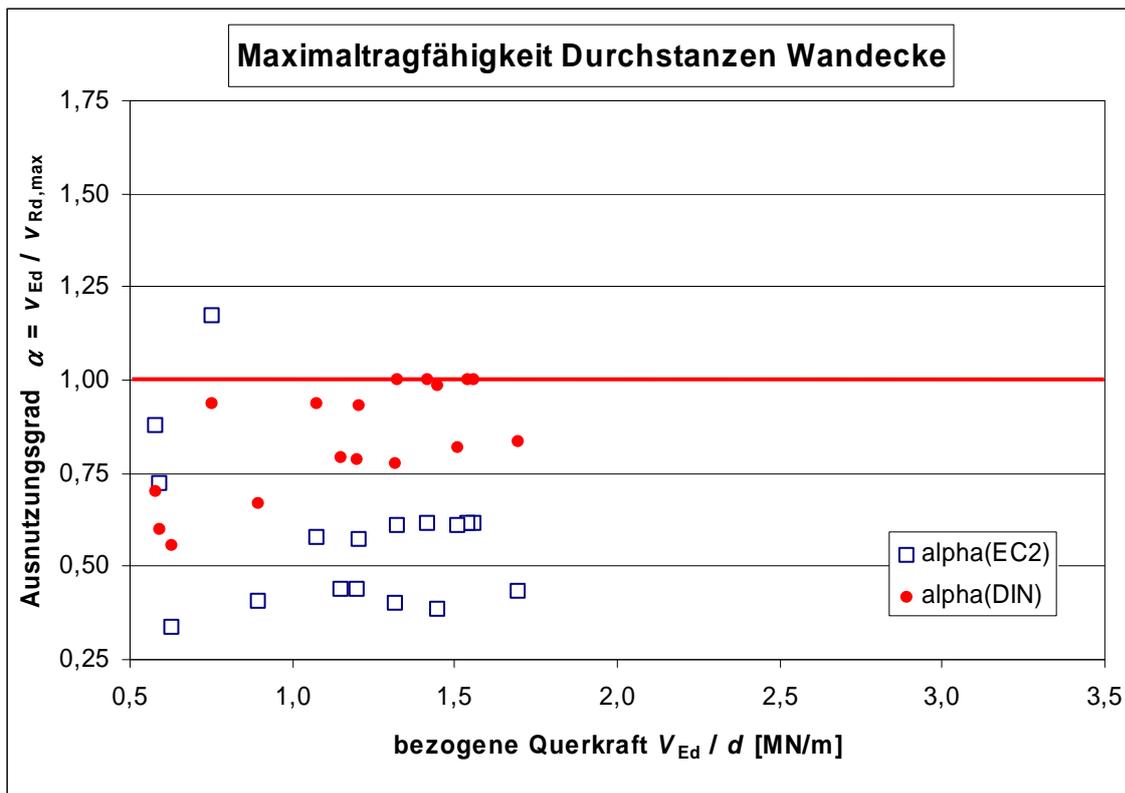


Bild 40. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,max}$ für Wandecken mit $v_{max} = 5$

Die Vergleichsrechnungen zeigen, dass es offensichtlich nicht gelingt, bei einem Bezug von $v_{Rd,max}$ auf den Umfang am Stützenanschnitt u_0 ein vergleichbares Verhältnis von Querkraft zur maximalen Tragfähigkeit beim Durchstanzen herzustellen. Zum Teil sind die Ausnutzungsgrade nach EC2-1-1 deutlich geringer als nach DIN 1045-1 (Sicherheitsdefizit), zum Teil aber auch deutlich höher (Wirtschaftlichkeitsdefizit), so dass einige Querschnitte nach EC2-1-1 nicht mehr nachweisbar sind. Die Abhängigkeit von u_0 scheitert auch beim Sektorenmodell, da eine Ermittlung von u_0 bezogen auf die einzelnen Sektoren geometrisch gar nicht möglich ist.

Es wird vorgeschlagen, die Maximaltragfähigkeit für Durchstanzen von Flachdecken analog DIN 1045-1 als Vielfaches des Durchstanzwiderstandes abzuleiten. *Hegger et.al.* haben (in [20], [21]) 31 zur Verfügung stehende Durchstanzversuche zur Maximaltragfähigkeit für die Kalibrierung des Vorfaktors im kritischen Rundschnitt bei $2,0d$ ausgewertet. Gegenüber der Festlegung in DIN 1045-1 mit $v_{Rd,max} = 1,5 \cdot v_{Rd,ct,1,5d}$ konnte aufgrund der erweiterten heutigen Datenbasis nur noch mit $v_{Rd,max} = 1,4 \cdot v_{Rd,c,2,0d}$ für den 95 %-Quantilwert bestätigt werden (-10 %).

Neuer Vorschlag für $v_{Rd,max}$ im NA:

Die Maximaltragfähigkeit ist zweckmäßiger auf den kritischen Rundschnitt u_1 zu beziehen:

$$V_{Ed,u1} \leq v_{Rd,max} = 1,4 \cdot v_{Rd,c,u1}$$

mit $v_{Ed,u1}$ und $v_{Rd,c,u1}$ auf den kritischen Rundschnitt $u_{1;2,0d}$ bezogen.

Das führt zu weitgehender Korrelation mit DIN 1045-1 für alle Stützenanordnungen. Damit entfallen auch die umfangreiche Differenzierung der Vorfaktoren und die sprunghaften Tragfähigkeitsänderungen bei Übergängen von u_0 bei verschiedenen Abständen der Lasteinleitungsflächen zum Rand.

Die Auswirkungen dieses Vorschlages werden in den folgenden Bildern 41 bis 43 deutlich. Die Übereinstimmung der Ausnutzungsgrade (EC2-1-1 / DIN 1045-1) für Innen-, Rand- und Eckstützen ist damit durchgängig im Bereich +10 %) hergestellt. Die Korrelation für Wandenden und Wanddecken ist nicht so gut, liegt aber mit 10 % bis 40 % höherem Ausnutzungsgrad nach EC2-1-1 überwiegend auf der sicheren Seite. Durch die Reduktion des Vorfaktors von 1,5 auf 1,4 können einige nach DIN 1045-1 hochausgenutzte Querschnitte nach EC2-1-1 nicht mehr nachgewiesen werden.

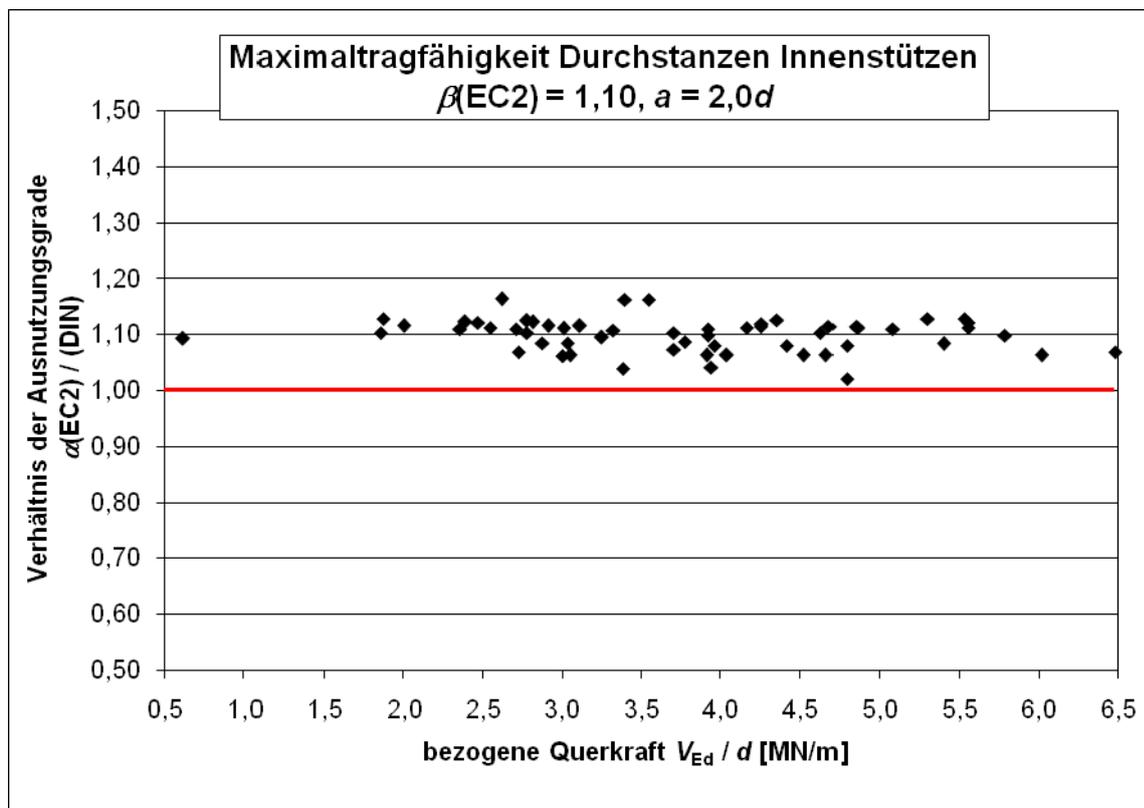


Bild 41. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,max} = 1,4v_{Rd,c}$ für Innenstützen mit $\beta = 1,10$ im kritischen Rundschnitt

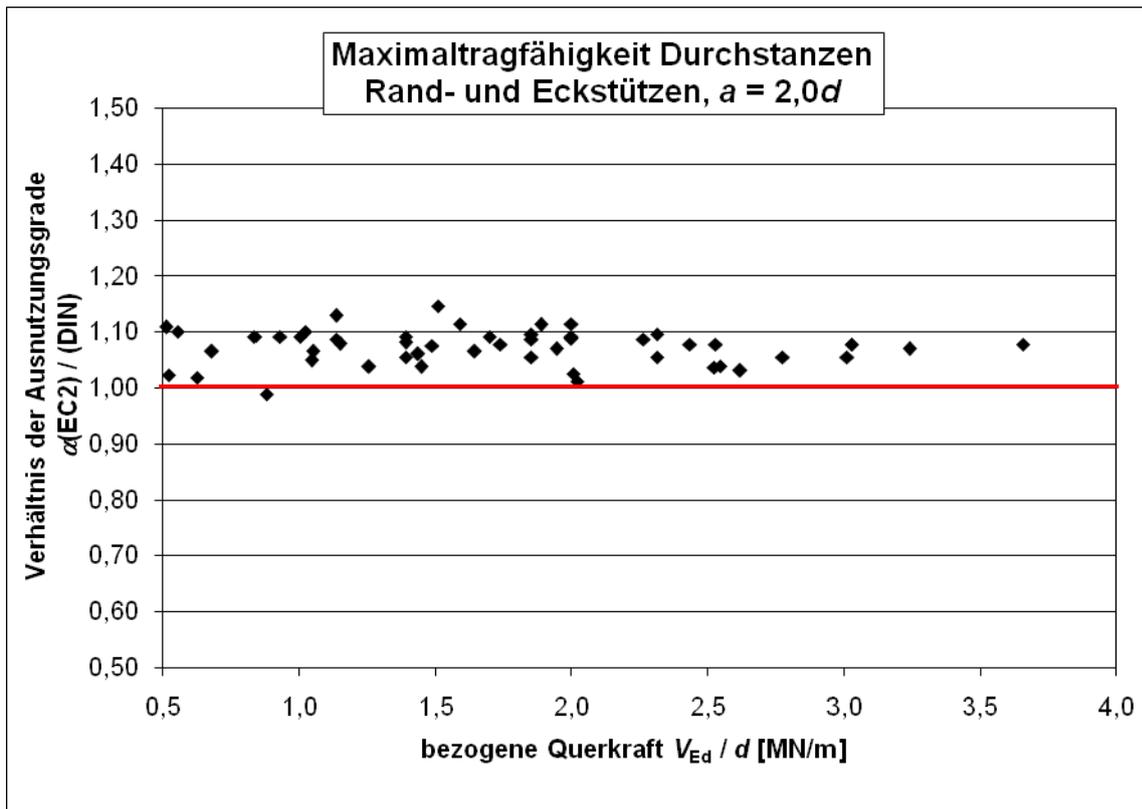


Bild 42. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,max} = 1,4v_{Rd,c}$ für Rand- und Eckstützen im kritischen Rundschnitt

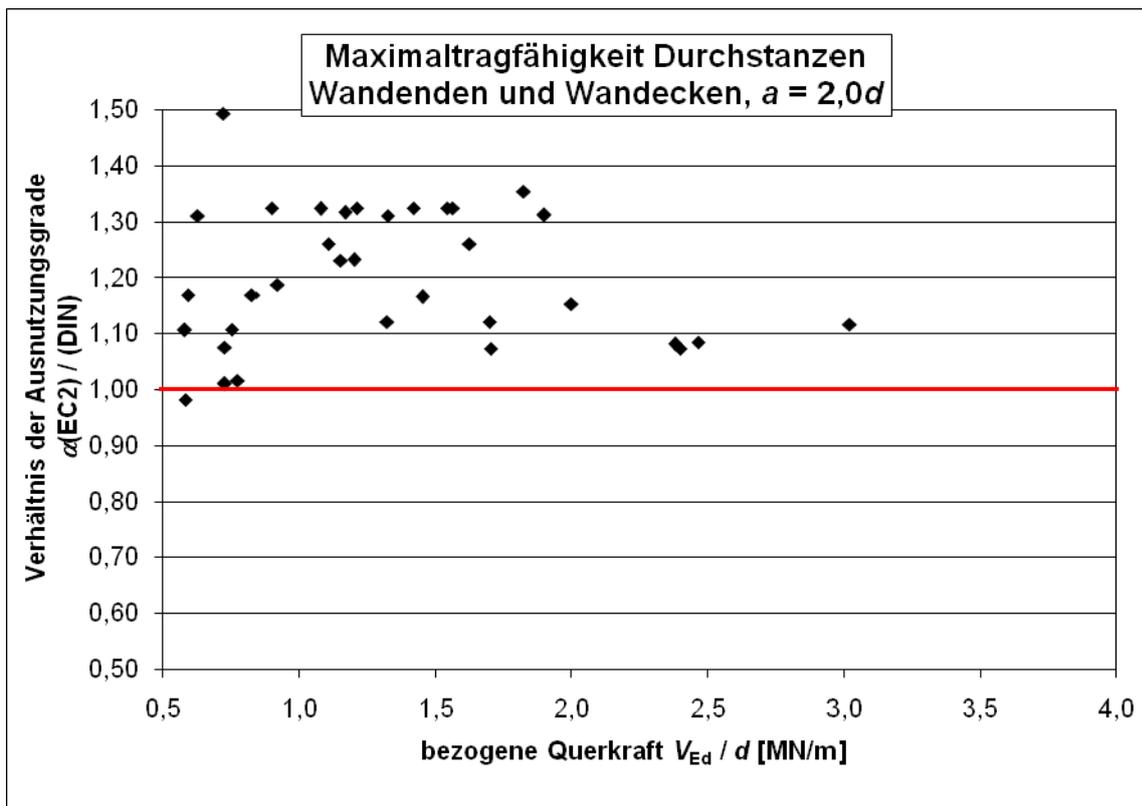


Bild 43. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,max} = 1,4v_{Rd,c}$ für Wandenden und Wandecken im kritischen Rundschnitt

4.6.6 Tragfähigkeit Fundamente und Bodenplatten ohne Durchstanzbewehrung

In Tabelle 17 werden die Regeln für die Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung für Fundamente und Bodenplatten verglichen.

Tab. 17. Vergleich Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung Fundamente nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

1		2	3
Nachweis		DIN 1045-1 [R6]	EC2-1-1 [R1] mit NA
1	Fundamente	Gleichung (105) bei $a = 1,5d$: $v_{Rd,ct,1,5d} = [C_{Rd,c} \kappa (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} - 0,12\sigma_{cp}] \cdot d$ Dabei ist $C_{Rd,c} = 0,21 / \gamma_c$ $\kappa = 1 + \sqrt{(200 / d)} \leq 2,0$ $\rho_l \quad \sqrt{(\rho_{lz} \rho_{ly})} \leq 0,02 \leq 0,5f_{cd} / f_{yd}$ $\rho_{lz} \rho_{ly} \quad \text{Mittelwerte innerhalb } u_i$ $\sigma_{cd} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2$	Gleichung (6.50): $v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a}$ $\geq v_{min} \cdot 2d / a$ wegen $a = 1,0d \rightarrow 2d / a = 2$ Dabei ist $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c \quad \text{allgemein}$ $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c \cdot (0,1 u_0 / d + 0,6)$ für Innenstützen mit $u_0 / d < 4$ $k = 1 + \sqrt{(200 / d)} \leq 2,0$ $\rho_l \quad \sqrt{(\rho_{lz} \rho_{ly})} \leq 0,02 \leq 0,5f_{cd} / f_{yd}$ $\rho_{lz} \rho_{ly} \quad \text{Mittelwerte innerhalb } h_{col} + 3d \text{ pro Seite}$ $\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2$ $v_{min} \text{ wie im Abschnitt 6.2.2 (1)}$ Für gedrungene Einzelfundamente mit $a_\lambda \leq 3d$ gilt $C_{Rd,c} = 0,12 / \gamma_c \cdot \lambda^{0,4}$ mit $\lambda = a_\lambda / d$ siehe 6.4.4 (2)
		10.5.4 (2): bei $a = 1,0d$: $v_{Rd,ct,1,0d} = v_{Rd,ct,1,5d} \cdot k$ Dabei ist $v_{Rd,ct,1,5d} = v_{Rd,ct} \text{ nach Zeile 1}$ $k = u_{1,5d} / u_{1,0d} \geq 1,2$	

Vorschlag 1:

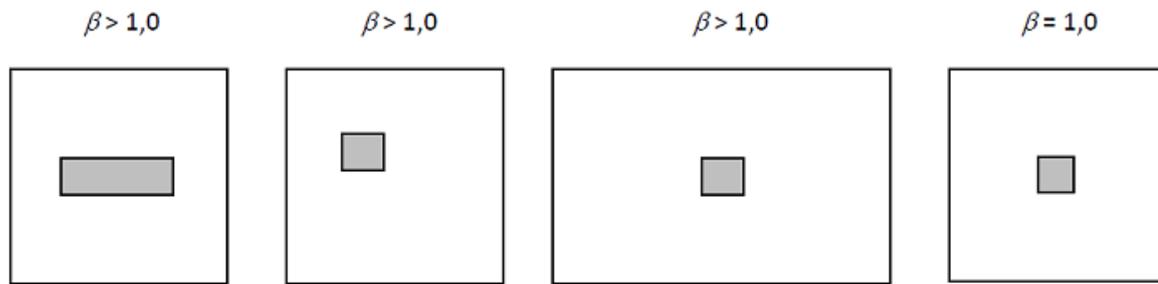
Auf die Abminderung von $C_{Rd,c}$ für Innenstützen abhängig von u_0 / d und abhängig von der Fundamentalschlankheit λ sollte verzichtet werden.

$C_{Rd,c}$ wird dafür allgemein für Fundamente in 6.4.4 (1)NA mit $C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_c$ festgelegt [21].

Im Rahmen eines DFG-Forschungsvorhabens [23] wurden von *Hegger* neuere Durchstanzversuche an gedrungenen Fundamenten mit Schlankheiten $\lambda < 2$ durchgeführt. Dabei bestätigte sich, dass die Neigung der Versagensrisse steiler wird, je gedrungener die Fundamente sind. Die iterative Ermittlung des kritischen Rundschnitts im Abstand $a < 2,0d$ anstelle eines konstanten Wertes ist daher zielführender und wird von *Hegger et.al.* ([20], [21]) empfohlen.

Die Iteration eines variablen Nachweisschnittes ist erforderlich, da sich mit zunehmendem Abstand a die Abzugsfläche des Sohldrucks für v_{Ed} vergrößert. Gleichzeitig verringert sich die aufnehmbare Schubspannung $v_{Rd,c}$ im Verhältnis $2d / a$. Maßgebend ist der Rundschnitt, in dem das Verhältnis $v_{Ed} / v_{Rd,c}$ ein Maximum annimmt. Die Vereinfachung mit der Annahme eines konstanten Rundschnittabstandes bei $1,0d$ soll für schlanke Fundamente und Bodenplatten jedoch beibehalten werden, um die Iteration zu vermeiden.

Der Mindestwert für den Querkrafterhöhungsfaktor 1,10 soll auch bei „konzentrisch belasteten“ Fundamenten gelten, da dieser Fall (Quadratstütze mittig auf Quadratfundament mit zentrischer Normalkraft ohne Imperfektion) praktisch nicht vorkommt und unnötige Auslegungen erforderlich macht (vgl. Bild 44).

Bild 44. Beispiele für Auslegungsbedarf zum β -Wert bei Fundamenten**Vorschlag 2:**

Zu 6.4.4 (2) wird ergänzt:

Für die Überprüfung, ob Durchstanzbewehrung erforderlich ist oder nicht, darf der kritische Rundschnitt $u = u_1$ bei schlanken Fundamenten mit $\lambda = a_\lambda / d > 2$ und Bodenplatten im Abstand $a = 1,0d$ angenommen werden.

Bei gedrungenen Fundamenten mit $\lambda \leq 2$ ist der kritische Rundschnitt u_1 iterativ im Abstand $a < 2,0d$ zu ermitteln.

In Gleichung (6.51) wird der Mindestwert für den Querkrafterhöhungsfaktor analog 6.4.3 (3)NA ergänzt: $\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,red}} \cdot \frac{u}{W} \geq 1,10$

Die resultierende einwirkende Querkraft $V_{Ed,red}$ nach Gleichung (6.48) sollte in jedem Fall mindestens mit einem Lasterhöhungsfaktor $\beta = 1,10$ vergrößert werden.

Die Umsetzung der Vorschläge 1 und 2 führt zu den Ergebnissen, die in den Bildern 45 bis 48 dargestellt sind.

In Bild 46 ist gut zu erkennen, dass der iterativ ermittelte kritische Rundschnitt im Gegensatz zum bisherigen DIN-Ansatz in der Regel $a_{crit} / d < 1,0$ beträgt (hier $0,4d \leq a_{crit} \leq 0,6d$). Die beiden Einzelwerte $a_{crit} = 1,0d$ gehören zu zwei schlanken Fundamenten. Insbesondere wegen des dadurch deutlich reduzierten Abzugswertes des Sohldrucks sind die Ausnutzungsgrade nach EC2-1-1 deutlich größer (Bild 45). Bei den untersuchten Fundamentbeispielen bleiben die Ausnutzungsgrade nach EC2-1-1 jedoch weiter $< 1,0$, so dass keine Durchstanzbewehrung erforderlich wird. Es ist jedoch in anderen Parameterbereichen damit zu rechnen, dass mehr Fundamente als bisher nach DIN 1045-1 Durchstanzbewehrung benötigen werden.

Bei den Bodenplatten ist die Übereinstimmung der Ausnutzungsgrade zwischen EC2-1-1 und DIN 1045-1 deutlich besser (Bild 47). Das wird u. a. dadurch erreicht, indem von der Vereinfachung, den kritischen Rundschnitt konstant bei $1,0d$ anzunehmen nicht Gebrauch gemacht wird, sondern auch bei Bodenplatten a_{crit} iterativ ermittelt wird. In Bild 48 liegen die iterativ ermittelten Abstände bei Bodenplatten zwischen $1,2d \leq a_{crit} \leq 1,8d$.

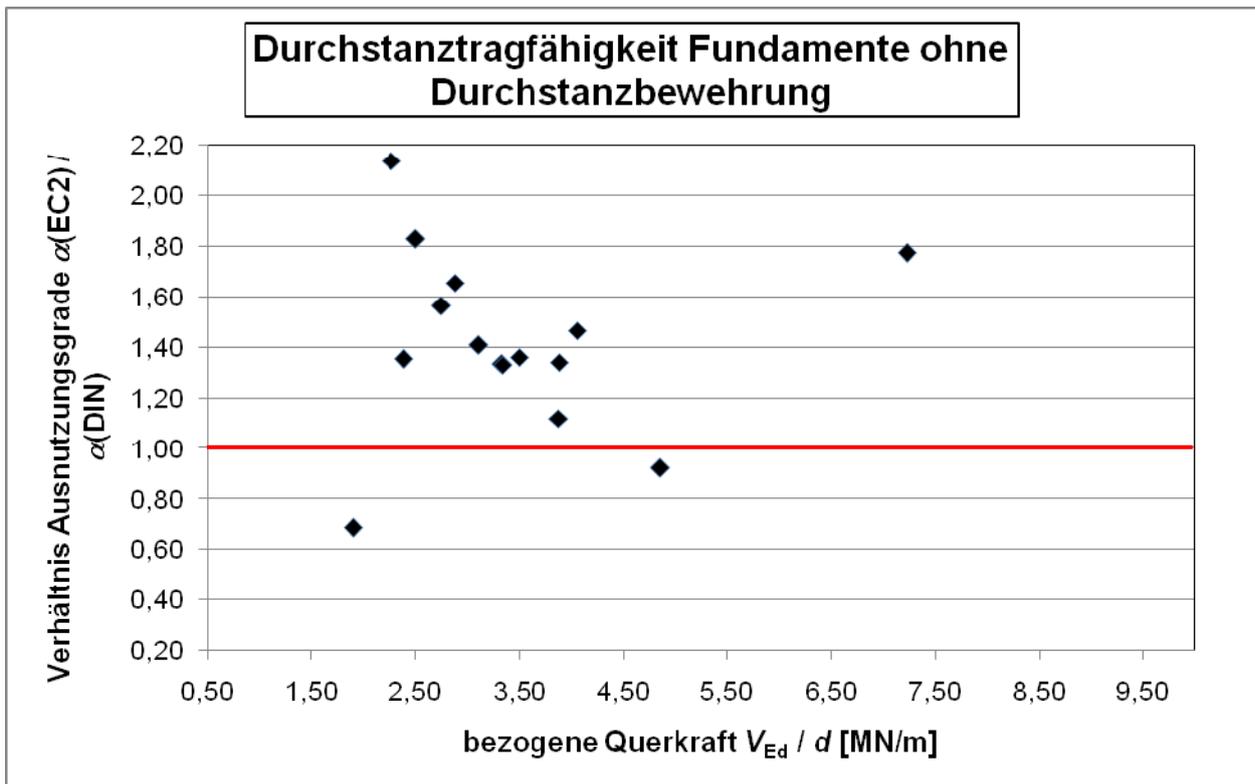


Bild 45. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,c}$ für Einzelfundamente

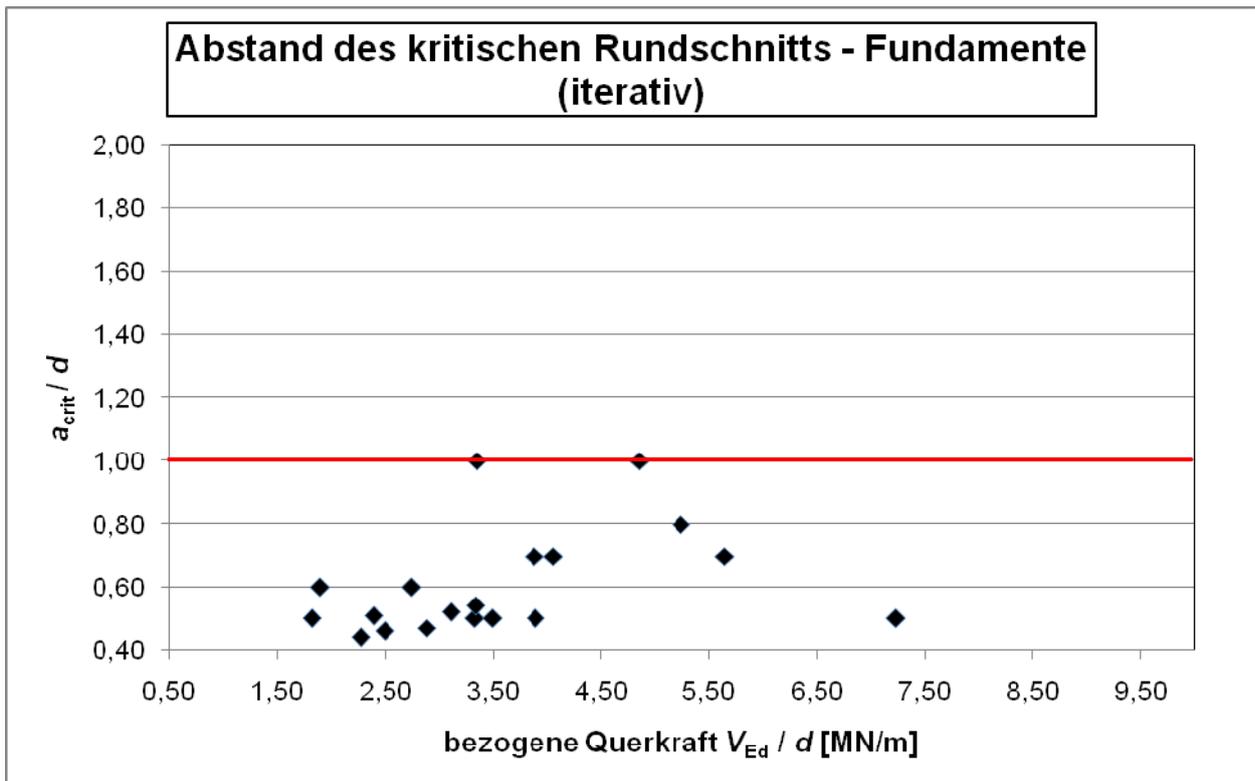


Bild 46. Abstand des kritischen Rundschnitts a_{crit} für Einzelfundamente (iterativ)

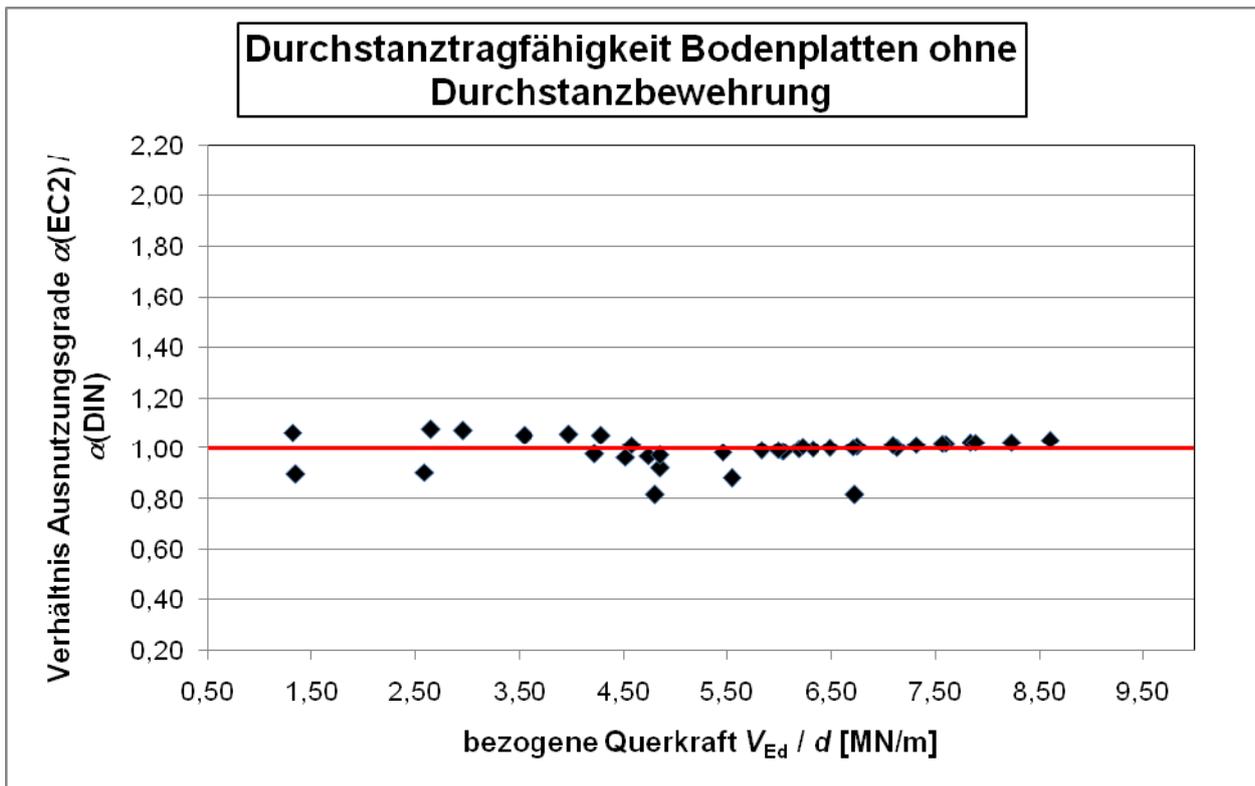


Bild 47. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,c}$ für Bodenplatten

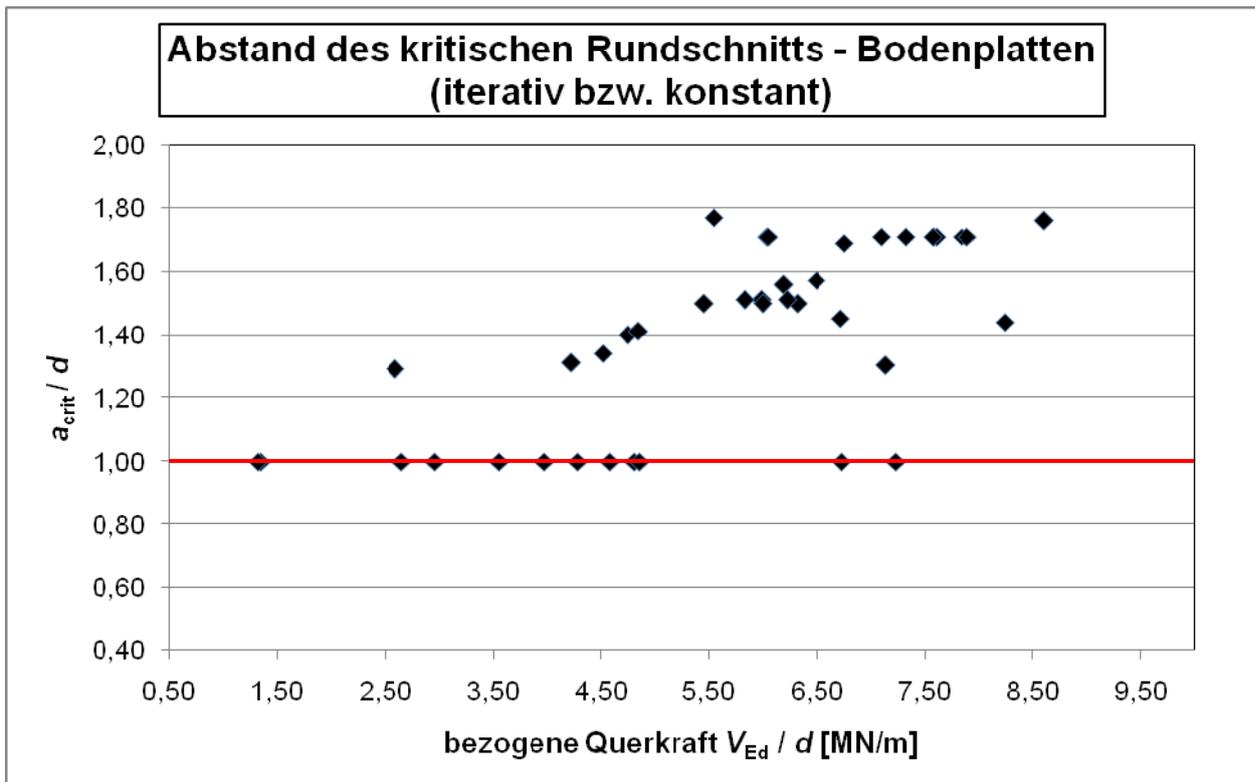


Bild 48. Abstand des kritischen Rundschnitts a_{crit} für Bodenplatten (z. T. iterativ)

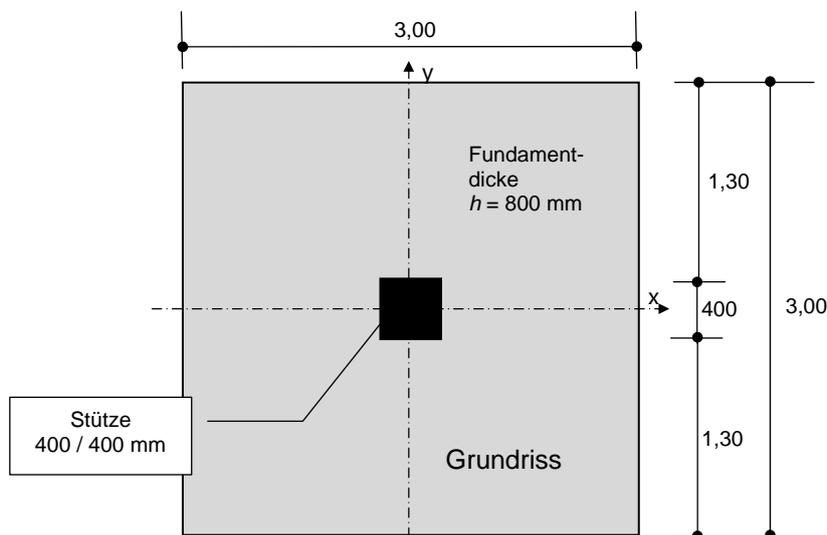
Beispiel: gedrungenes quadratisches Einzelfundament

Die Iteration wird an folgendem Beispiel erläutert.

Eingangswerte: C30/37, B500A
 $h / d = 800 / 740 \text{ mm}$
 $N_{Ed,col} = 4073 \text{ kN} \rightarrow \sigma_{gd,m} = (N_{Ed0} / A_F) = 452 \text{ kN/m}^2$
 $\beta = 1,10$ (Mindestwert)

Gewählte Längsbewehrung x- und y-Richtung: $32 \phi 12 = \Sigma A_s = 36,2 \text{ cm}^2$

3 $\phi 12$ 3,39	3 $\phi 12$ 3,39	4 $\phi 12$ 4,52	6 $\phi 12$ 6,76	6 $\phi 12$ 6,76	4 $\phi 12$ 4,52	3 $\phi 12$ 3,39	3 $\phi 12$ 3,39
---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------



Fundamentalschlankheit: $\lambda = a_x / d = 1,30 / 0,74 = 1,76 < 2 \rightarrow$ gedrunen.

Die Iteration wird mit den EC2-1-1-Gleichungen (6.48) bis (6.50) durchgeführt.

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad \text{EC2-1-1, (6.48)}$$

$$\Delta V_{Ed} = A_{crit} \cdot \sigma_{gd}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed,red} / (u_i \cdot d) \quad \text{EC2-1-1, (6.49)}$$

$$v_{Rd,c} = (0,15 / \gamma_c) \cdot k (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2d / a \geq v_{min} \cdot 2d / a \quad \text{EC2-1-1, (6.50)}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 \quad \text{C30/37}$$

$$k = 1 + (200 / 740)^{1/2} = 1,52 < 2,0$$

$$v_{min} = (0,042 / \gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad \text{EC2-1-1, (6.3DE)}$$

$$= (0,042 / 1,5) \cdot 1,52^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,287 \text{ MN/m}^2 = 287 \text{ kN/m}^2$$

Bewehrungsgrad ρ_1 in den Rundschnitten $< 2,0d$:

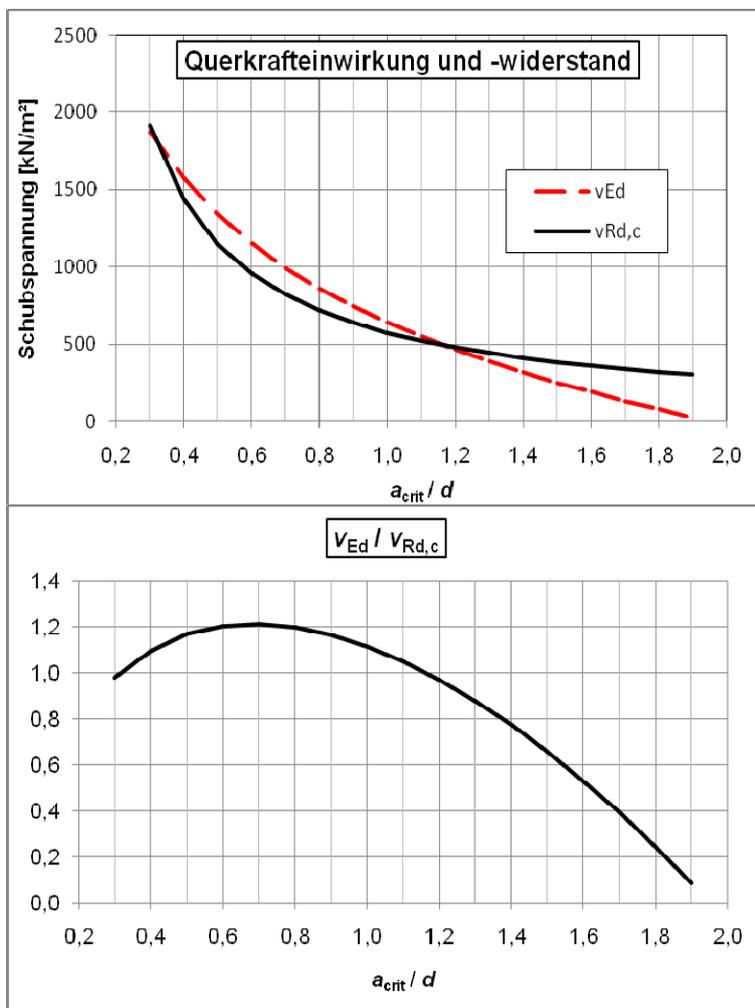
$$b_{crit} = h_{col} + 3,0d = 0,40 + 3 \cdot 0,74 = 2,62 \text{ m}$$

$$\rho_1 = 32,8 / (262 \cdot 74) = 0,0017$$

$$< 0,02 < 0,50 f_{cd} / f_{yd} = 0,50 \cdot 17,0 / 435 = 0,02$$

Ermittlung des maßgebenden kritischen Rundschnitts u_1 :

a_{crit} / d	u_1 m	A_{crit} m ²	$\beta \cdot V_{\text{Ed,red}}$ kN	V_{Ed} kN/m ²	$V_{\text{Rd,c}}$ kN/m ²	$V_{\text{Ed}} / V_{\text{Rd,c}}$
1,70	9,504	7,145	928	132	338	0,391
1,60	9,039	6,458	1269	190	359	0,529
1,50	8,574	5,807	1593	251	383	0,656
1,40	8,109	5,189	1900	317	410	0,772
1,30	7,644	4,607	2190	387	442	0,877
1,20	7,179	4,058	2463	464	478	0,969
1,10	6,715	3,544	2718	547	522	1,048
1,00	6,250	3,064	2957	639	574	1,114
0,90	5,785	2,619	3178	742	638	1,164
0,80	5,320	2,208	3382	859	718	1,198
0,70	4,855	1,832	3570	994	820	1,212
0,60	4,390	1,490	3740	1151	957	1,203
0,50	3,925	1,182	3893	1340	1148	1,167
0,40	3,460	0,909	4028	1573	1435	1,096
0,30	2,995	0,670	4147	1871	1913	0,978



Der maßgebende kritische Rundschnitt ergibt sich bei $\max V_{\text{Ed}} / V_{\text{Rd,c}} = 1,212$ im Abstand $a_{\text{crit}} = 0,70d$. Durchstanzbewehrung wird wegen $V_{\text{Ed}} / V_{\text{Rd,c}} > 1$ erforderlich.
Die Maximaltragfähigkeit mit $V_{\text{Rd,max}} / V_{\text{Rd,c}} = 1,4$ wird nicht überschritten.

Zum Vergleich: [22], Bsp. 11: Ergebnisse nach DIN 1045-1 im kritischen Rundschnitt bei $1,0d$:
 $V_{\text{Ed}} = 451 / 0,74 = 609 \text{ kN/m}^2$ (mit $\beta = 1,05$), $V_{\text{Rd,ct}} = 365 / 0,74 = 493 \text{ kN/m}^2 \rightarrow V_{\text{Ed}} / V_{\text{Rd,ct}} = 1,23$

4.6.7 Maximaltragfähigkeit Durchstanzen Fundamente und Bodenplatten

Bei den Vergleichsrechnungen wurde festgestellt, dass einige Fundamente bzw. Bodenplatten nach EC2-1-1 + NA in noch größerem Umfang als bei Flachdecken nicht mehr nachzuweisen sind, da der obere Grenzwert $v_{Rd,max}$ weit überschritten wird (vgl. Bild 49). Es handelt sich dabei z. B. um angeformte Fertigteilefundamente oder Bodenplatten, die durch relativ kleine, hochbelastete Stützenquerschnitte beansprucht werden. Der Bezug von $v_{Rd,max}$ auf u_0 ist hier ebenfalls nicht zielführend bzw. führt zum Teil zu sehr unwirtschaftlichen Ergebnissen im Vergleich mit DIN 1045-1.

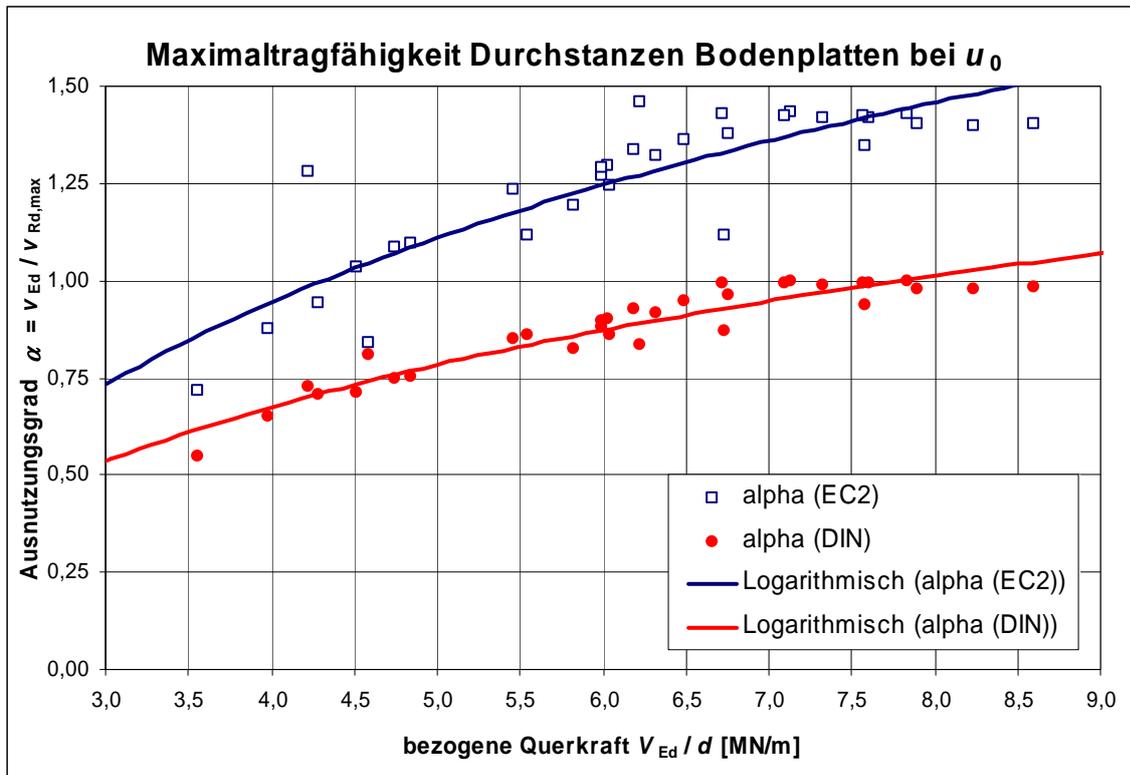


Bild 49. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,max}$ für Bodenplatten

Neuer Vorschlag für $v_{Rd,max}$ im NA für Fundamente und Bodenplatten:

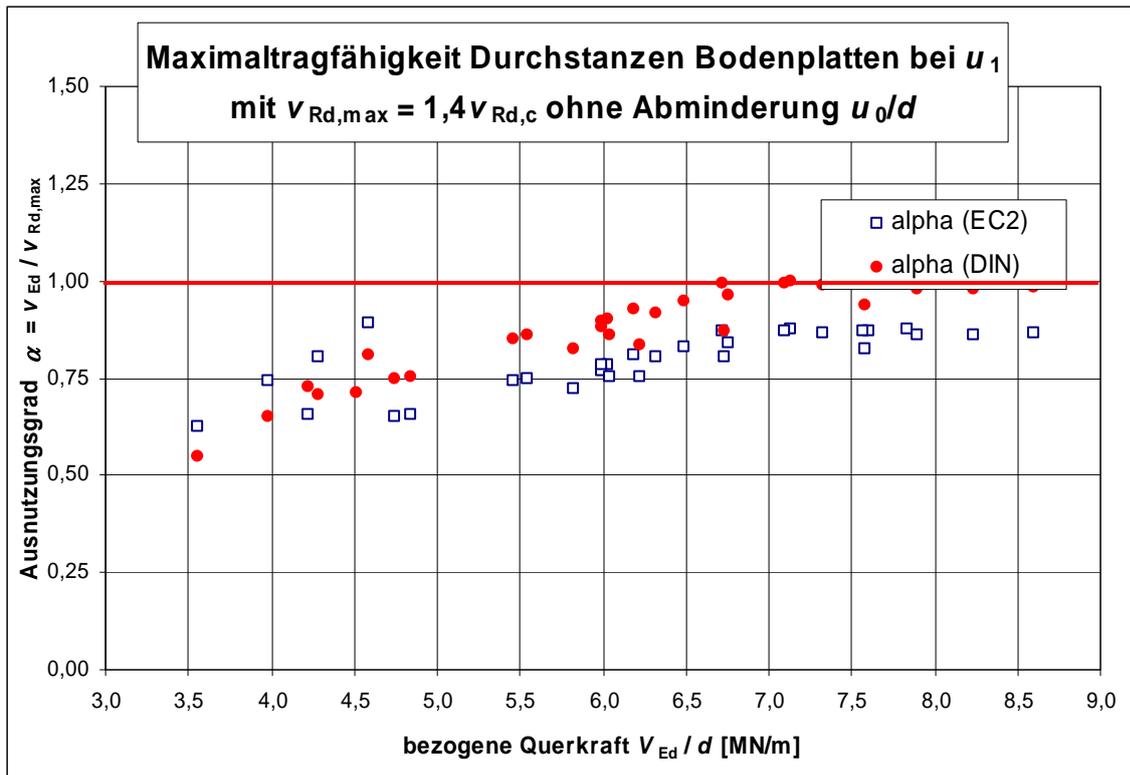
Die Maximaltragfähigkeit ist wie bei Flachdecken auf den kritischen Rundschnitt u_1 zu beziehen. Analog zu den Flachdecken wird vorgeschlagen, den Vorwert zur Vergrößerung von $v_{Rd,c,u1}$ mit 1,4 festzulegen.

$$V_{Ed,u1} \leq v_{Rd,max} = 1,4 \cdot v_{Rd,c,u1}$$

mit $v_{Ed,u1}$ und $v_{Rd,c,u1}$ auf den kritischen Rundschnitt u_1 bezogen ($u_{1;1,0d}$ bei Fundamenten und Bodenplatten).

Auf die Reduktion von $v_{Rd,c,u1}$ für Innenstützen in Abhängigkeit von u_0/d sollte hier gemäß dem Vorschlag in 4.6.6 verzichtet werden.

Die Umsetzung dieses Vorschlages führt zu einer verbesserten Übereinstimmung der Ausnutzungsgrade und insbesondere zur Nachweisfähigkeit der bisher auch nach DIN ausgeführten Bodenplatten (vgl. Bild 50).


 Bild 50. Ausnutzungsgrade in Bezug auf $v_{Rd,max}$ für Bodenplatten im kritischen Rundschnitt u_1

4.6.8 Tragfähigkeit Flachdecken mit Durchstanzbewehrung

In Tabelle 18 werden die Regeln für die Tragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung verglichen.

Tab. 18. Vergleich Tragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung 90°-Bügel nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1	2	3
	Nachweis	DIN 1045-1 [R6]	EC2-1-1 [R1] mit NA
1	1. Bewehrungsreihe	Gleichung (108): $V_{Rd,sy} = V_{Rd,c} + \frac{\kappa_s \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}}{u}$ mit $f_{ywd} = \kappa_s \cdot f_{yd} = \kappa_s \cdot 435$ $\kappa_s = 0,7 + 0,3 \frac{d - 400}{400} \begin{cases} \geq 0,7 \\ \leq 1,0 \end{cases}$	Gleichung (6.52): $V_{Rd,cs} = \left[0,75v_{Rd,c} + \frac{1,5d}{k_{sw} \cdot s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}}{u_1 \cdot d} \right]$ mit $k_{sw} = 4,2 \cdot \left(\frac{d}{u_0} \right)^{0,4} \begin{cases} \geq 1,6 \\ \leq 3,0 \end{cases}$ $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$
2	2. Bewehrungsreihe	Gleichung (109): $V_{Rd,sy} = V_{Rd,c} + \frac{\kappa_s \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d}{u \cdot s_w}$	Gleichung (6.52): mit $k_{sw} = 1,4$
3	weitere Bewehrungsreihen		Gleichung (6.52): mit $k_{sw} = 1,0$

Die Gleichung (6.52) liefert Schubspannungen im kritischen Rundschnitt bei $a = 2,0d$ und berücksichtigt dort 75 % des Betontraganteils $v_{Rd,c}$ und des Bewehrungstraganteils. Sie kann daher auch wie folgt angeschrieben werden:

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,cs;2,0d} &= \left[0,75v_{Rd,c;2,0d} + 0,75 \cdot \frac{2,0d}{k_{sw} \cdot s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}}{u_1 \cdot d} \right] \\
 &= 0,75 \cdot \left[v_{Rd,c;2,0d} + \frac{2,0d}{k_{sw} \cdot s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}}{u_1 \cdot d} \right]
 \end{aligned} \tag{4.13}$$

Mit $\cdot d \cdot (u_1 = u_{2,0d}) \rightarrow$ Schubkraft [MN] und $k_{sw} = 1$ bei $2,0d$

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,cs} &= 0,75 \cdot \left[V_{Rd,c} + \frac{2,0d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \right] \\
 &= \left[0,75 \cdot V_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \right]
 \end{aligned} \tag{4.14}$$

Verglichen mit DIN 1045-1, Gleichung (109) ab der 2. Bewehrungsreihe i und zur Gesamtschubkraft multipliziert ergibt sich:

$$V_{Rd,sy;i} = V_{Rd,c;1,5d} + \frac{\kappa_s \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d}{u_i \cdot s_w} \tag{4.15}$$

$$V_{Rd,sy} = \left[\frac{u_i}{u_{1,5d}} V_{Rd,c} + \frac{d}{s_w} \cdot A_{sw} \cdot \kappa_s \cdot f_{yd} \right] \quad \text{mit } \cdot u_i \quad \rightarrow \text{Schubkraft [MN]} \tag{4.16}$$

Betrachtet man eine 3. Bewehrungsreihe genau im Abstand $2,0d$ (= kritischer Rundschnitt nach EC2-1-1 und Grundlage für Gleichung (6.52)) und nimmt als typisches Verhältnis für Flachdecken $u_{2,0d} / u_{1,5d} = 1,2$ an (z. B. Innenstütze $300 \text{ mm} / 300 \text{ mm}$ und $d = 200 \text{ mm}$) wird die Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, Gleichung (109):

$$V_{Rd,sy} = \left[1,2 \cdot V_{Rd,c} + \frac{d}{s_w} \cdot A_{sw} \cdot \kappa_s \cdot f_{yd} \right] \tag{4.17}$$

Der Bewehrungstraganteil einer 3. Bewehrungsreihe bei $2,0d$ nach DIN 1045-1 beträgt demnach nur $\approx 67 \%$ von der nach EC2-1-1. Dafür wird der Betontraganteil nach DIN 1045-1 deutlich höher angesetzt. Die Überschätzung der Tragfähigkeit nach EC2-1-1 in den weiter innenliegenden Bewehrungsreihen wird noch größer, wenn die Durchstanzbewehrung A_{sw} je Reihe nicht vergrößert wird. Daher sind die Vorfaktoren k_{sw} erforderlich.

In den folgenden Bildern sind die Auswirkungen der Unterschiede dargestellt. In den Bildern 51 bis 53 werden die Bewehrungsmengen und die Anzahl der Bewehrungsreihen für Innen-, Rand- und Eckstützen, in den Bildern 54 und 55 für Wandenden und Wandecken, verglichen. Jeweils übereinanderliegende Wertepaar gehört zu einem Querschnitt.

Festzustellen ist, dass die Korrelation der im Rundschnitt $2,0d$ ermittelten Bewehrung über die von d / u_0 kalibrierten k_{sw} -Faktoren nicht über den gesamten Parameterbereich funktioniert (60% bis 140% der DIN-Bewehrung). Der vorgeschlagene k_{sw} -Faktor ist auf die ersten beiden Bewehrungsreihen beschränkt. Dieser Vorschlag ist nicht allgemeingültig, da er von einem Abstand von $0,5d$ bei der ersten Reihe und einem Abstand von $1,25d$ bei der zweiten Reihe ausgeht. Der Abstand kann jedoch variabel sein (i. d. R. gleichmäßige Einteilung von s_r zwischen $0,5d$ und u_{out}) und sollte deshalb mit einem Faktor in Abhängigkeit vom Abstand des betrachteten Umfangs zur Stütze berücksichtigt werden. Die Abhängigkeit von d / u_0 ist fraglich. Teilweise spielt auch der β -Wert $1,15$ des EC2-1-1 für Innenstützen bezüglich der konservativeren Ergebnisse eine Rolle.

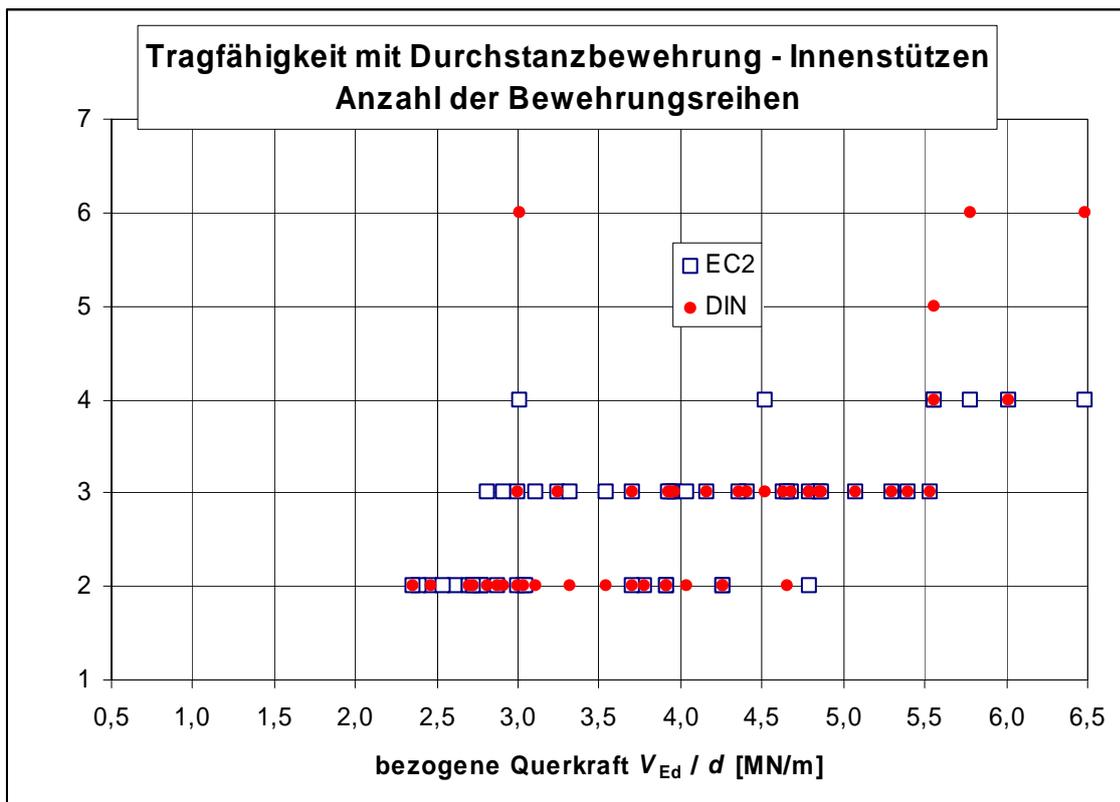
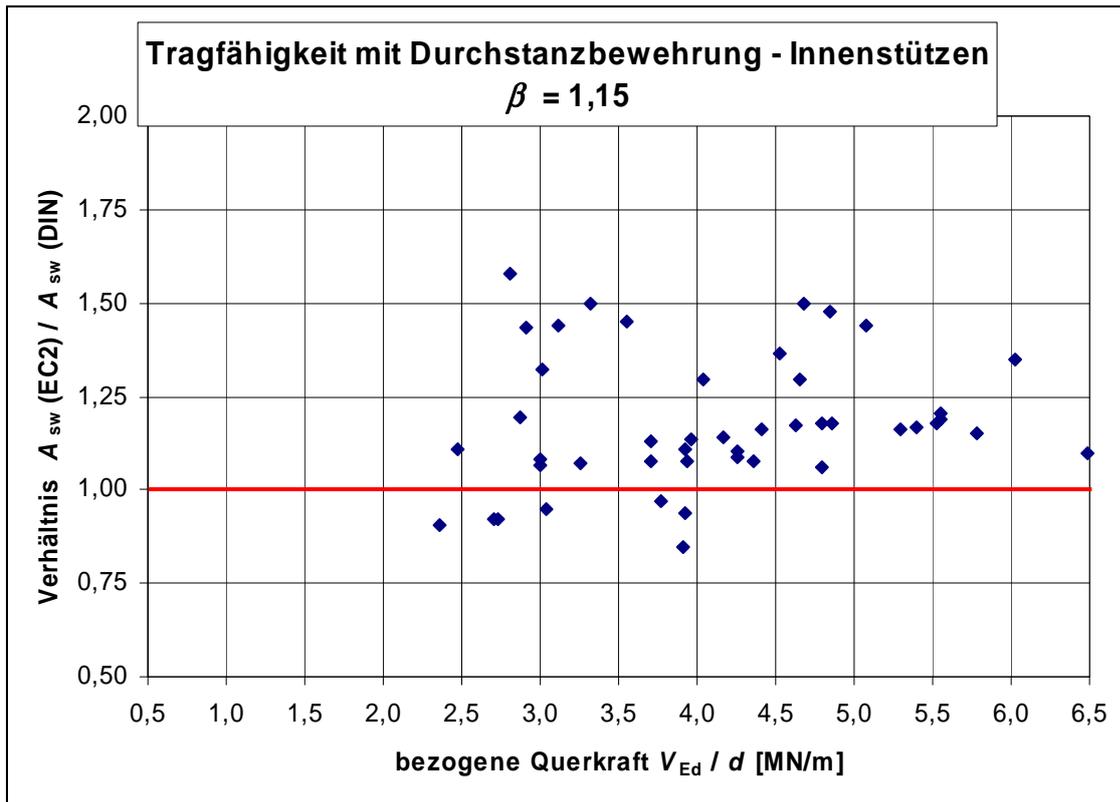


Bild 51. Vergleich der Durchstanzbewehrung für Innenstützen mit $\beta = 1,15$

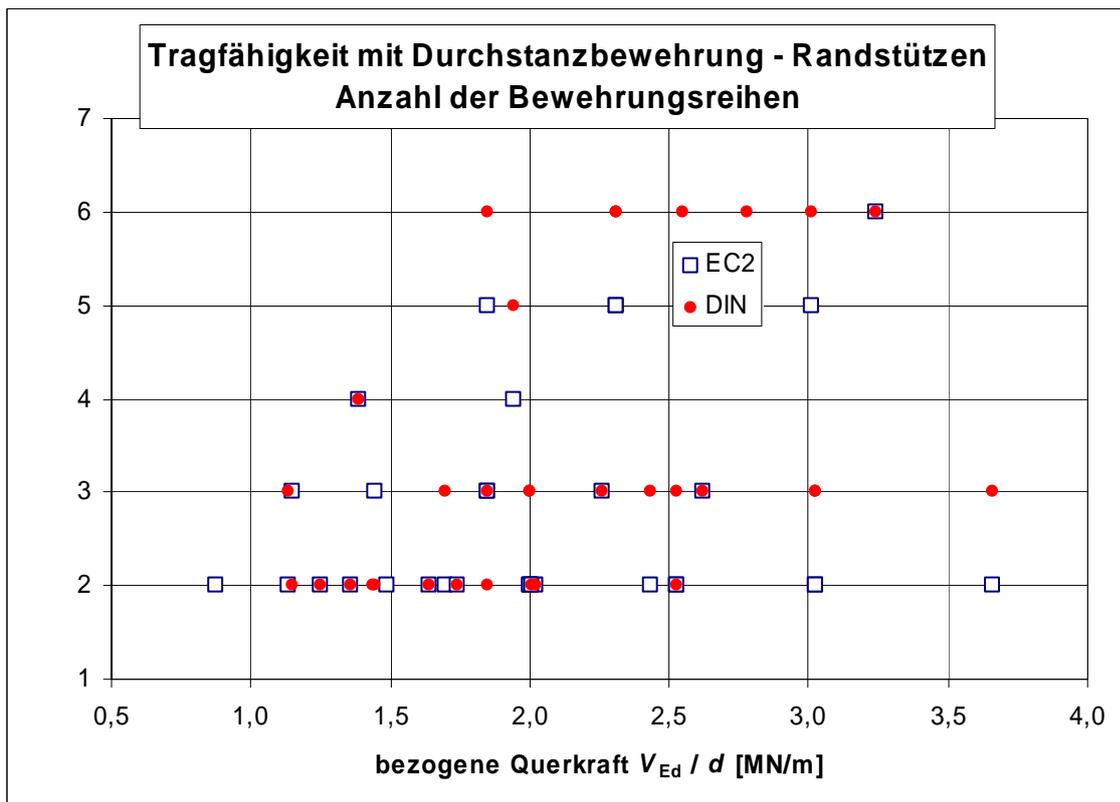
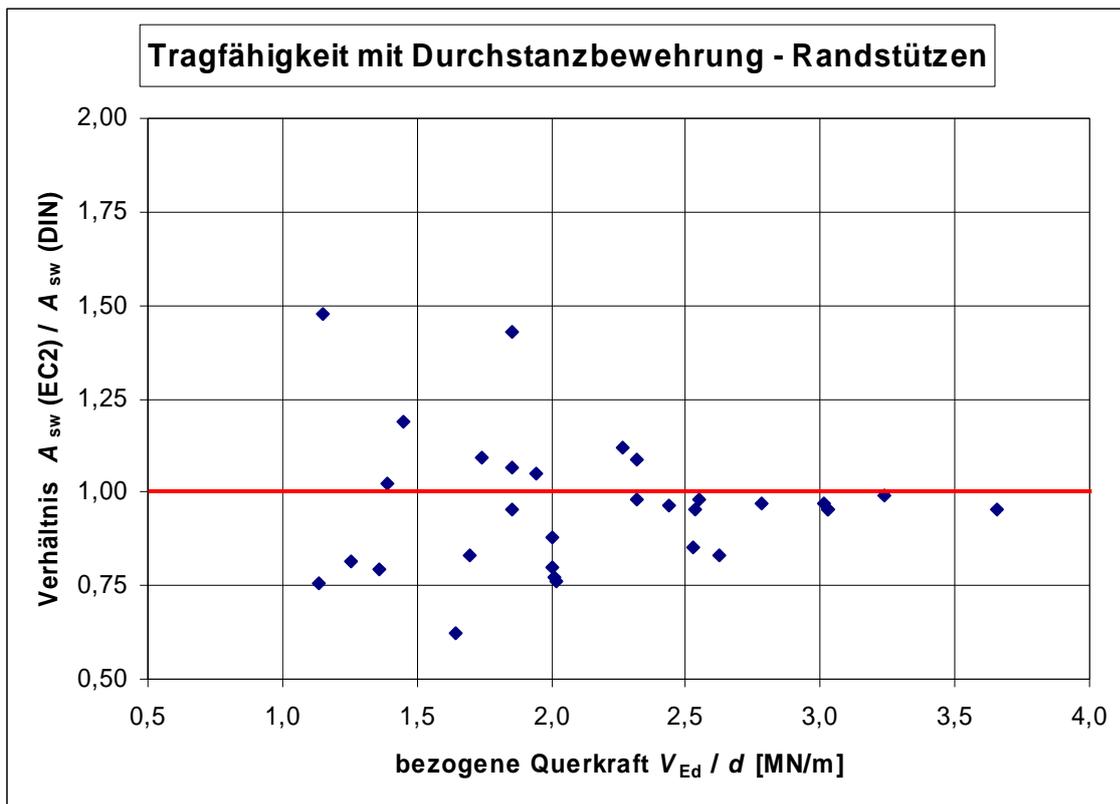


Bild 52. Vergleich der Durchstanzbewehrung für Randstützen

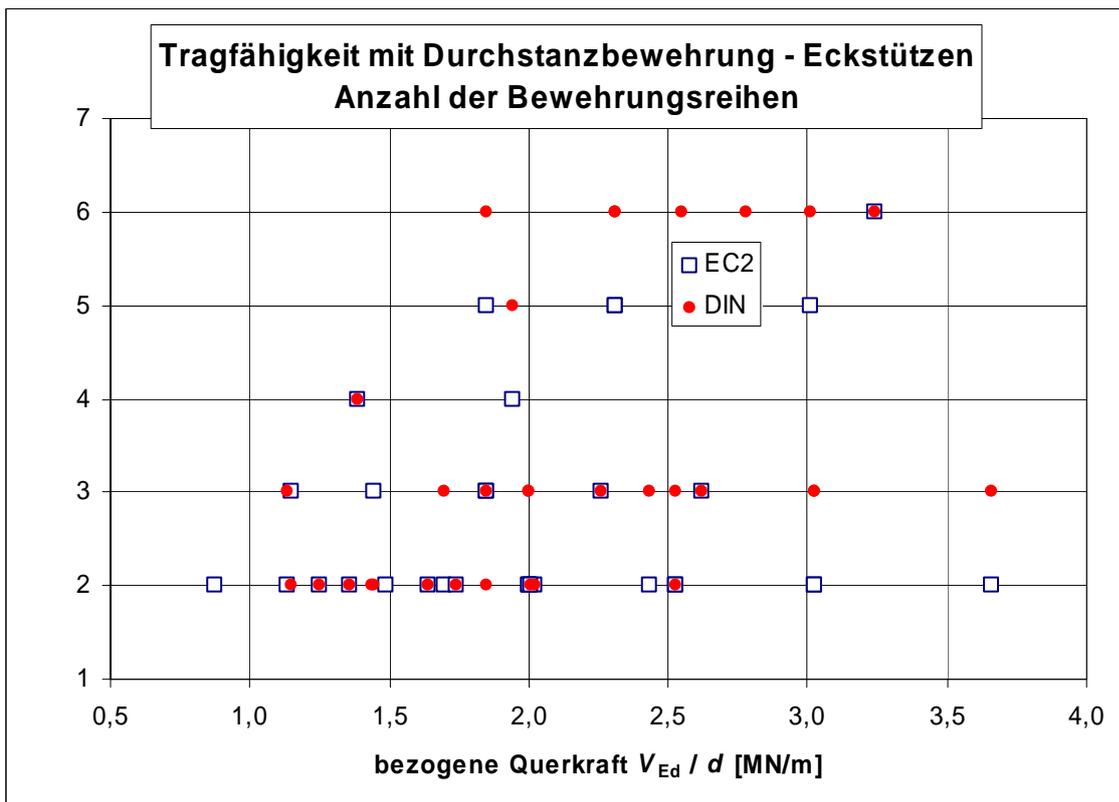
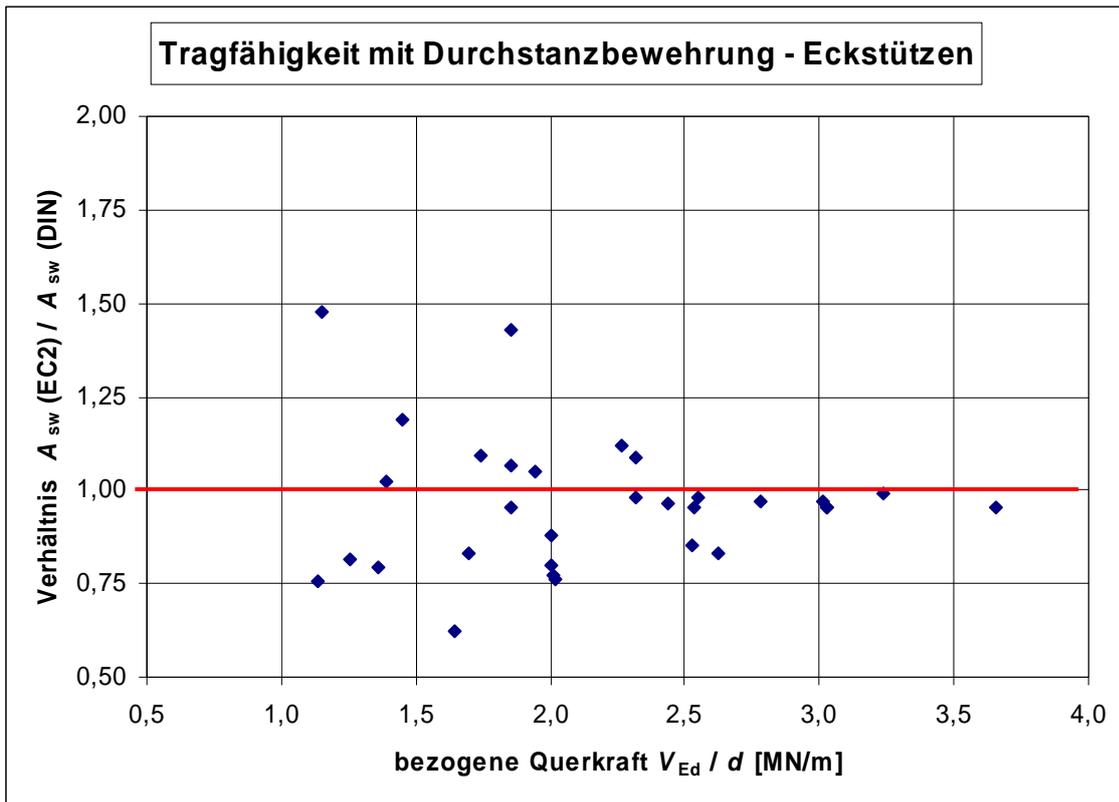


Bild 53. Vergleich der Durchstanzbewehrung für Eckstützen

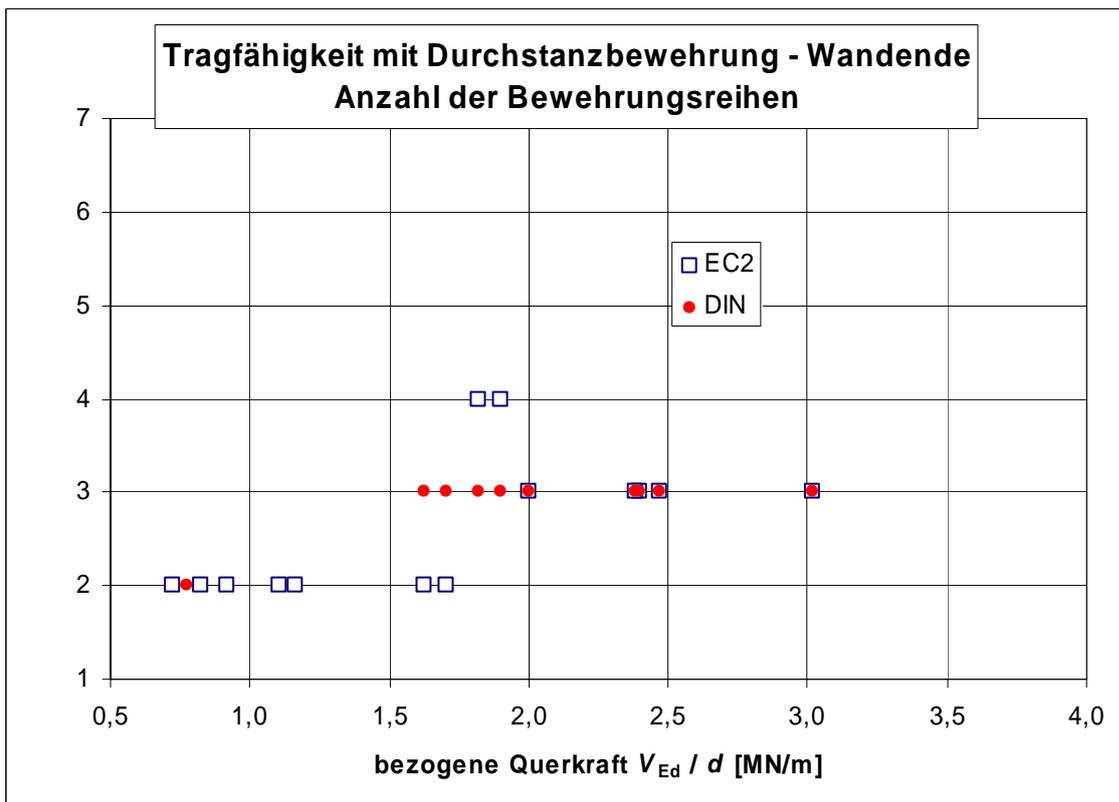
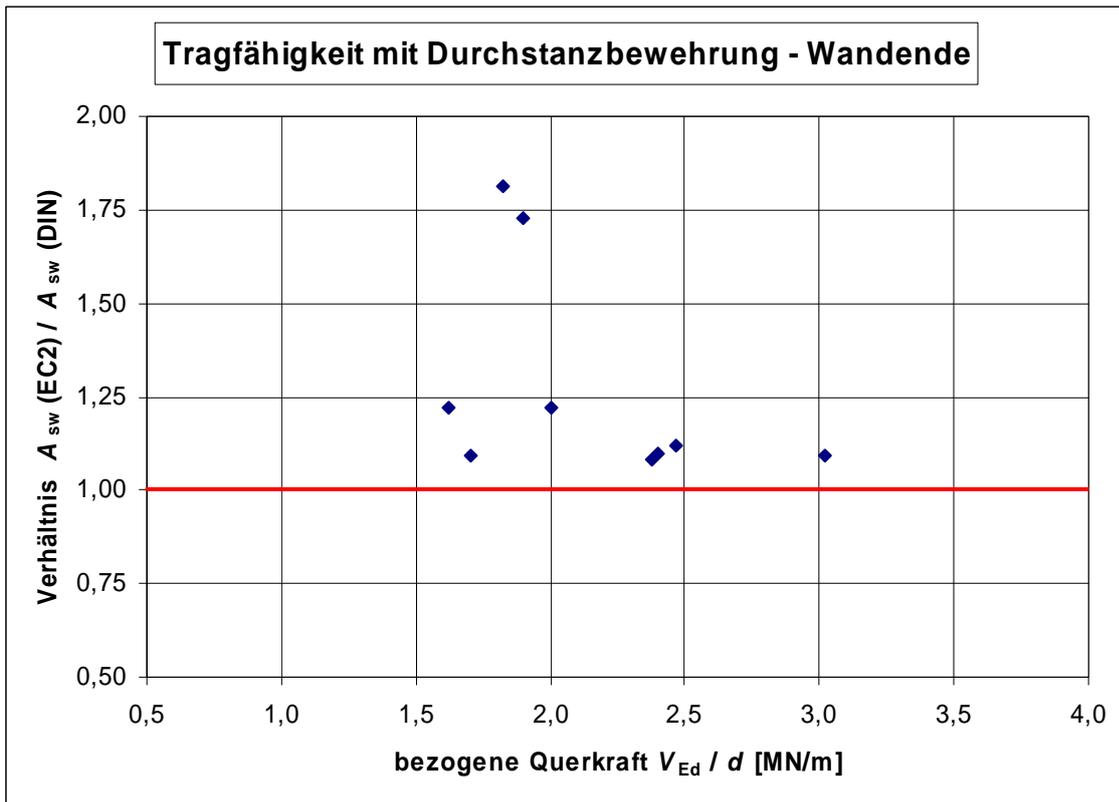


Bild 54. Vergleich der Durchstanzbewehrung für Wandenden

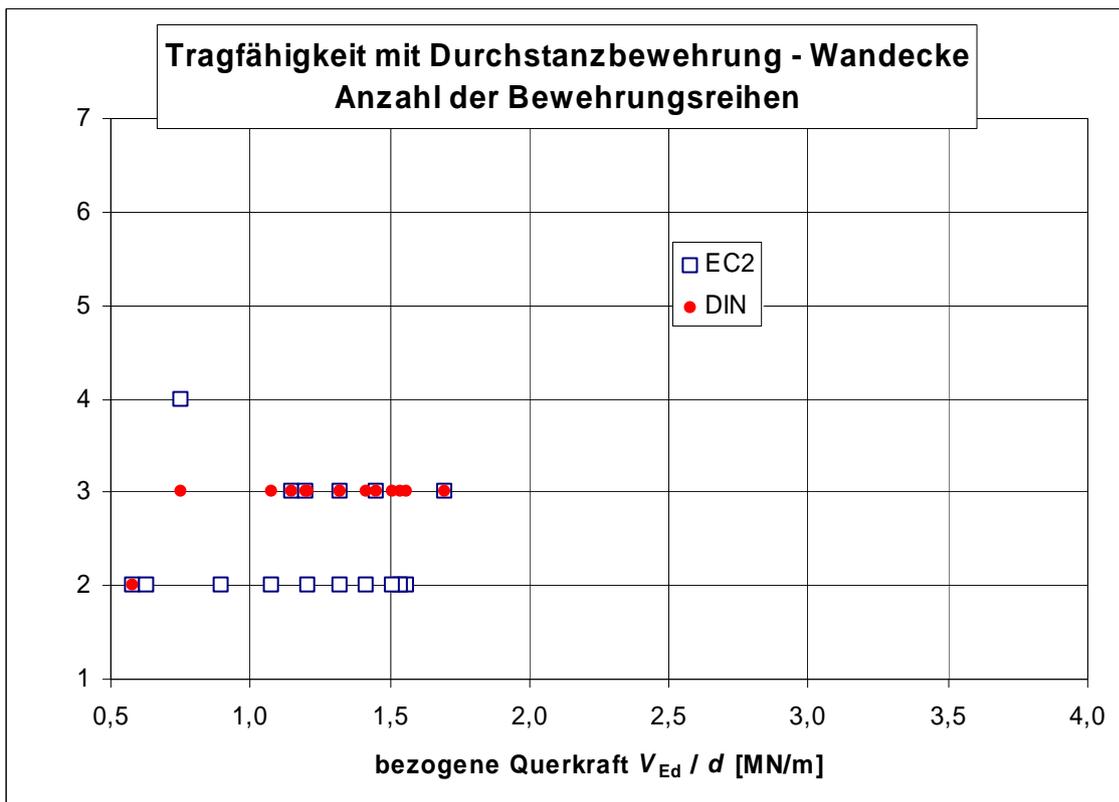
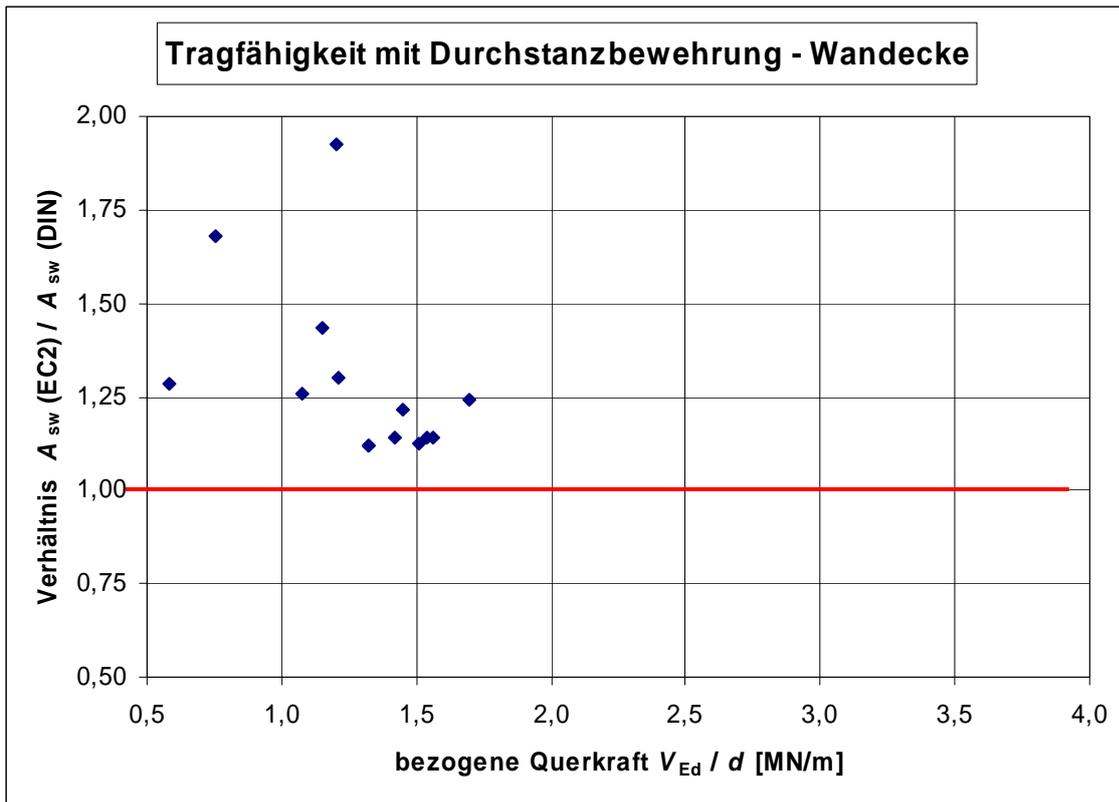


Bild 55. Vergleich der Durchstanzbewehrung für Wandecken

Im Bild 56 ist der Unterschied bei der ausnutzbaren Betonstahlspannung f_{ywd} (wegen des Bügelschlupfes bei dünnen Platten reduziert) visualisiert. Dass heißt, die mögliche Ausnutzung der Durchstanzbewehrung ist bei dünnen Platten mit $d < 800$ mm nach EC2-1-1 i. M. 10 % (bis zu 15 % bei $d = 400$ mm) höher als in DIN 1045-1.

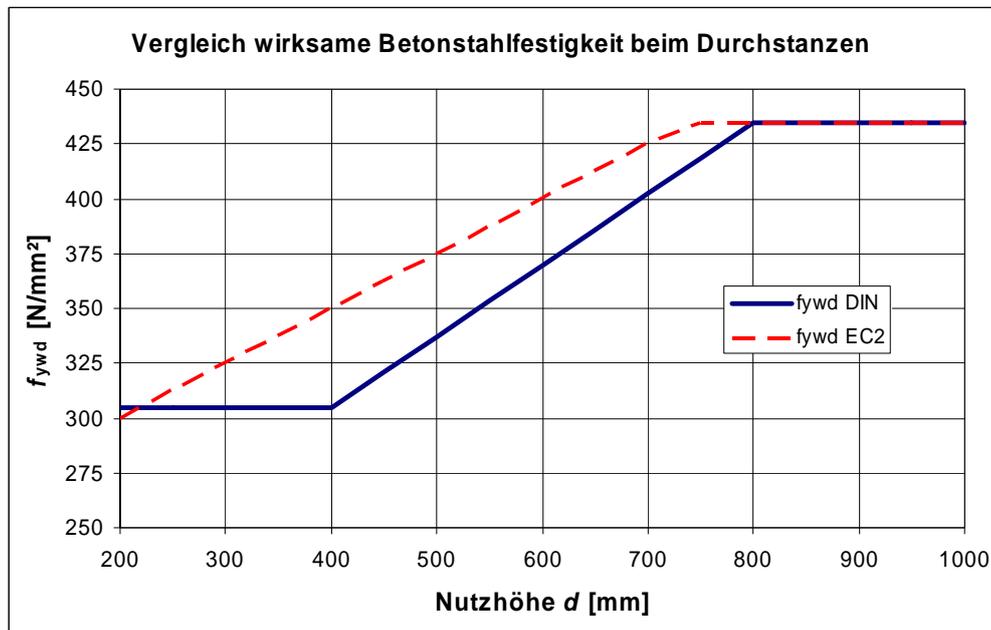


Bild 56. Vergleich der Betonstahlfestigkeit beim Durchstanzen

a) Durchstanzbewehrung mit Bügeln

Wegen der Schwierigkeiten, das Verhältnis von d / u_0 bei unregelmäßigen Stützenquerschnitten, Rand- und Eckstützen sowie Wandenden und -ecken zu bestimmen, wurden von *Hegger et.al.* [21] anhand von Bruchlasten aus 30 Versuchen feste Vorfaktoren für die Vergrößerung der Durchstanzbewehrungsmenge nach Gleichung (6.52) in den ersten beiden Reihen untersucht, um den von d / u_0 abhängigen Vorfaktor für die erste Bewehrungsreihe nach NA:2008 zu ersetzen.

In [20], [21] wird für die 1. Reihe $\kappa_{sw,1} = 2,5$ und für die 2. Reihe $\kappa_{sw,2} = 1,4$ vorgeschlagen. Diese Werte beziehen sich auf die maximalen Reihenabstände $a_1 = 0,5d$ und $a_2 = 1,25d$ von der Lasteinleitungsfläche. Um die Erhöhungsfaktoren κ_{sw} für beliebige Abstände von Bewehrungsreihen von der Lasteinleitungsfläche anzuwenden, wird folgende Näherungsfunktion vorgeschlagen:

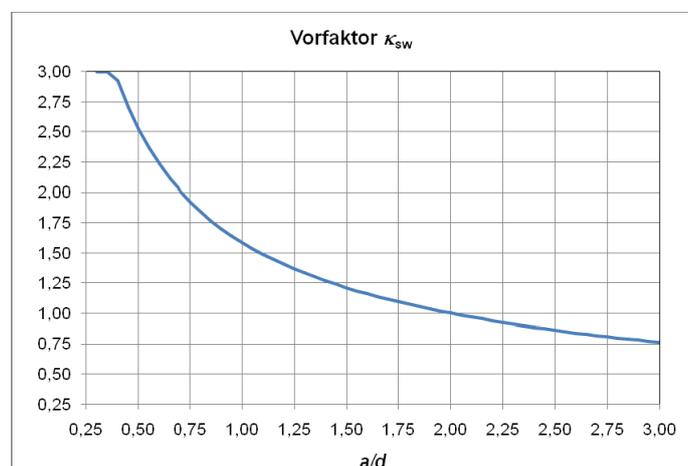
$$\kappa_{sw,i} = (2,0d / a_i)^{2/3} = (a_{crit} / a_i)^{2/3} \leq 3,0 \quad (4.18)$$

Zum Vergleich:

Reihe bei $0,3d$:
 $\kappa_{sw,i} = [2,0 / 0,3]^{2/3} = 3,54 > 3,0 \rightarrow 3,0$

Reihe bei $0,5d$:
 $\kappa_{sw,i} = [2,0 / 0,5]^{2/3} = 2,52$

Reihe bei $1,25d$:
 $\kappa_{sw,i} = [2,0 / 1,25]^{2/3} = 1,37$



Das Ergebnis ist folgender Vorschlag:

Vorschlag 1:

Zu 6.4.5 (1), Gleichung (6.52) wird ergänzt:

Die Tragfähigkeit der Durchstanzbewehrung und die einwirkende Querkraft $v_{Ed,i}$ nach Gleichung (6.38) sind auf den kritischen Umfang u_1 im Abstand $a_{crit} = 2,0d$ bezogen. In Gleichung (6.52) werden Beton- und Bewehrungstraganteil mit 75 % angesetzt.

Bei unterschiedlichen radialen Abständen der Bewehrungsreihen $s_{r,i}$ ist der maximale einzusetzen.

Die nach Gleichung (6.52) im Abstand a_{crit} ermittelte Durchstanzbewehrung ist in jeder rechnerisch erforderlichen Bewehrungsreihe einzulegen. Dabei ist diese Durchstanzbewehrung in den Bewehrungsreihen i im Abstand a_i von der Lasteinleitungsfläche mit dem Faktor

$\kappa_{sw,i} = (a_{crit} / a_i)^{2/3} \leq 3,0$ anzupassen.

Vorschlag 2:

Alternativ kann die nach Gleichung (6.52) ermittelte Durchstanzbewehrung in den ersten beiden Reihen mit folgenden konstanten $\kappa_{sw,i}$ -Faktoren erhöht werden (Vorschlag *Hegger et al.* [21]):

- erste Reihe im Abstand $0,3d$ bis $0,5d$: $\kappa_{sw,i} = 2,50$

- zweite Reihe im Abstand ($+0,75d$ zur ersten Reihe): $\kappa_{sw,i} = 1,40$

Dieser Vorschlag 2 wurde in den NA übernommen.

b) Durchstanzbewehrung mit Schrägstäben

Im EC2-1-1 darf für den Bewehrungstraganteil von Schrägstäben das Verhältnis $d / s_r = 0,67$ verwendet werden. Setzt man dies in die auf den kritischen Rundschnitt bei $2,0d$ kalibrierte Gleichung (6.52) ein, erhält man:

$$\begin{aligned} V_{Rd,cs} &= 0,75V_{Rd,c} + 0,75 \cdot \frac{2,0d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}}{u_1 \cdot d} \cdot \sin \alpha \\ &= 0,75V_{Rd,c} + 0,75 \cdot 2,0 \cdot 0,67 \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}}{u_1 \cdot d} \cdot \sin \alpha \end{aligned} \quad (4.19)$$

$$V_{Rd,cs;2,0d} = 0,75 \left(V_{Rd,c;2,0d} + 1,34 \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}}{u_{2,0d} \cdot d} \cdot \sin \alpha \right) \quad (4.20)$$

$$V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot (V_{Rd,c} + 1,34 \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha) \quad \text{mit} \cdot u_{2,0d} \cdot d \rightarrow \text{Gesamtschubkraft [MN]} \quad (4.21)$$

Dies entspricht scheinbar dem Bewehrungstraganteil mit $1,3 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}$ nach DIN 1045-1, Gleichung (111), der allerdings im Abstand $a = 0,5d$ ermittelt wird:

$$V_{Rd,sy;0,5d} = \left(V_{Rd,ct;1,5d} + 1,3 \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{u_{0,5d}} \cdot \sin \alpha \right) \quad (4.22)$$

$$V_{Rd,sy} = \left(\frac{u_{0,5d}}{u_{1,5d}} V_{Rd,ct} + 1,3 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \right) \quad \text{mit} \cdot u_{0,5d} \rightarrow \text{Gesamtschubkraft [MN]} \quad (4.23)$$

Wenn das Verhältnis i. d. R. $u_{0,5d} / u_{1,5d} \approx 0,55 \dots 0,65$ beträgt, dann ergeben sich folgende Unterschiede im Beton- und Bewehrungstraganteil. Der EC2-1-1 berücksichtigt einen etwas höheren Betontraganteil mit $0,75 V_{Rd,c,EC2}$ statt $0,6 V_{Rd,ct,DIN}$ ohne Durchstanzbewehrung als DIN 1045-1, vorausgesetzt, dass $V_{Rd,c,EC2} \approx V_{Rd,ct,DIN}$ beträgt ($0,12 \cdot u_{2,0d} \approx 0,14 \cdot u_{1,5d} V_{Rd,ct,DIN}$). Dafür ist der

Traganteil der Durchstanzbewehrung mit $1,0 \cdot A_{sw,EC2} \cdot f_{ywd,ef}$ statt $1,3 \cdot A_{sw,DIN} \cdot f_{yd}$ deutlich geringer.

Die wirksame Streckgrenze nach DIN 1045-1 wird für dünnere Platten nicht wie im EC2-1-1 (vgl. Bild 56) reduziert.

Werden Schrägstäbe aus der Biegezugbewehrung abgebogen oder in Form von beidseitig abgebogenen Stäben als Durchstanzbewehrung verwendet, so haben sie bei ausreichend kleinen Stabdurchmessern ($d_s \leq 0,08d$, vgl. 9.4.3 (1)NA) gegenüber einer Bügelbewehrung den Vorteil, dass sie stets voll wirksam verankert sind und den Stanzkegel unabhängig von der jeweiligen Stanzkegelneigung schneiden. Hierdurch wird die Einschnürung der Betondruckzone infolge von Biegerissen verzögert, so dass sich ein höherer Betontraganteil einstellt. Zur Vereinfachung des Nachweises werden in DIN 1045-1 diese günstigen Eigenschaften über die Effektivität $\kappa_s = 1,3$ der Schrägstabbewehrung berücksichtigt. Mit dieser Begründung aus [525] wird vorgeschlagen, dass die Abminderung der Streckgrenze $f_{ywd,ef}$ für aufgebogene Bewehrung entfallen darf. Die Tragfähigkeit nach EC2-1-1 liegt dann immer noch unter der von DIN 1045-1.

Vorschlag:

Zu 6.4.5 (1) wird ergänzt:

Für aufgebogene Durchstanzbewehrung darf $f_{ywd,ef} = f_{ywd}$ angesetzt werden.

Zusätzlich wird nach dem Vorschlag von *Hegger et al.* [21] konservativ festgelegt:

Für aufgebogene Durchstanzbewehrung ist für das Verhältnis d / s_r in Gleichung (6.52) der Wert 0,53 (statt 0,67) anzusetzen.

c) Bezug auf Stützenanschnitt

Die ursprünglich im NA vorgeschlagene Verfeinerung der Vorfaktoren für $v_{Rd,c}$ in 6.4.4 (1)NA und $v_{Rd,max}$ in 6.4.5 (3)NA abhängig von u_0 führt wegen den Definitionsschwierigkeiten vom Umfang am Stützenschnitt immer wieder zu Inkonsistenzen.

Vorschlag:

Es wird vorgeschlagen, auf die Verfeinerungen für $v_{Rd,c}$ in 6.4.4 (1)NA sowohl für Innenstützen als auch für Fundamente abhängig von λ wie in DIN 1045-1 zu verzichten, da die sonstige Übereinstimmung mit DIN 1045-1 weitgehend umgesetzt ist und eine Verschärfung hier und über den EC2-1-1 hinaus unnötig erscheint.

Mit den vorgenannten Vorschlägen ist der Umfang u_0 nur noch für die Abgrenzung zwischen Durchstanz- und Querkraftnachweisen von Interesse.

In den Bildern 57 bis 59 werden die Auswirkungen der Neuvorschläge nach a) und c) für den NA an Stützen verdeutlicht (inkl. Verringerung von β von 1,15 auf 1,10 bei Innenstützen). Die Annäherung der Bemessungsergebnisse an DIN 1045-1 (im Vergleich zu Bildern 51 bis 53) ist zu erkennen. Allerdings liegt die EC2-1-1-Bemessung in vielen Fällen gegenüber DIN 1045-1 weiter auf der sicheren Seite.

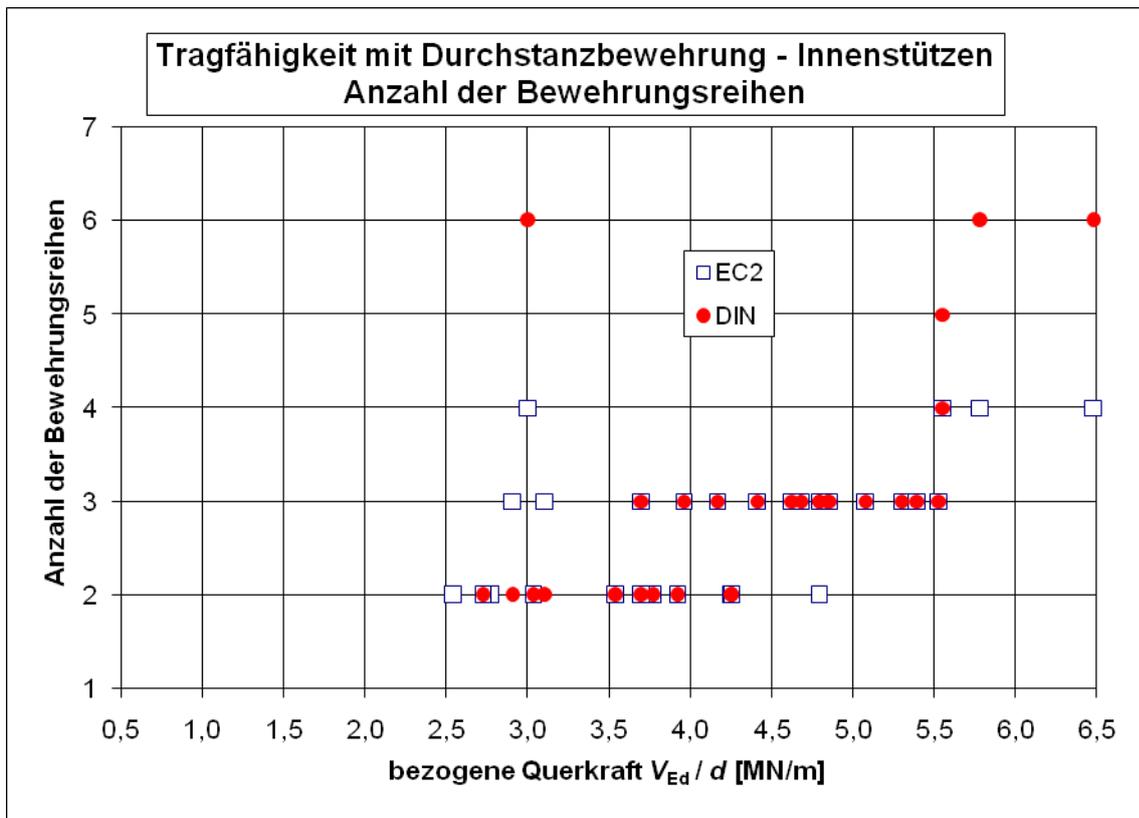
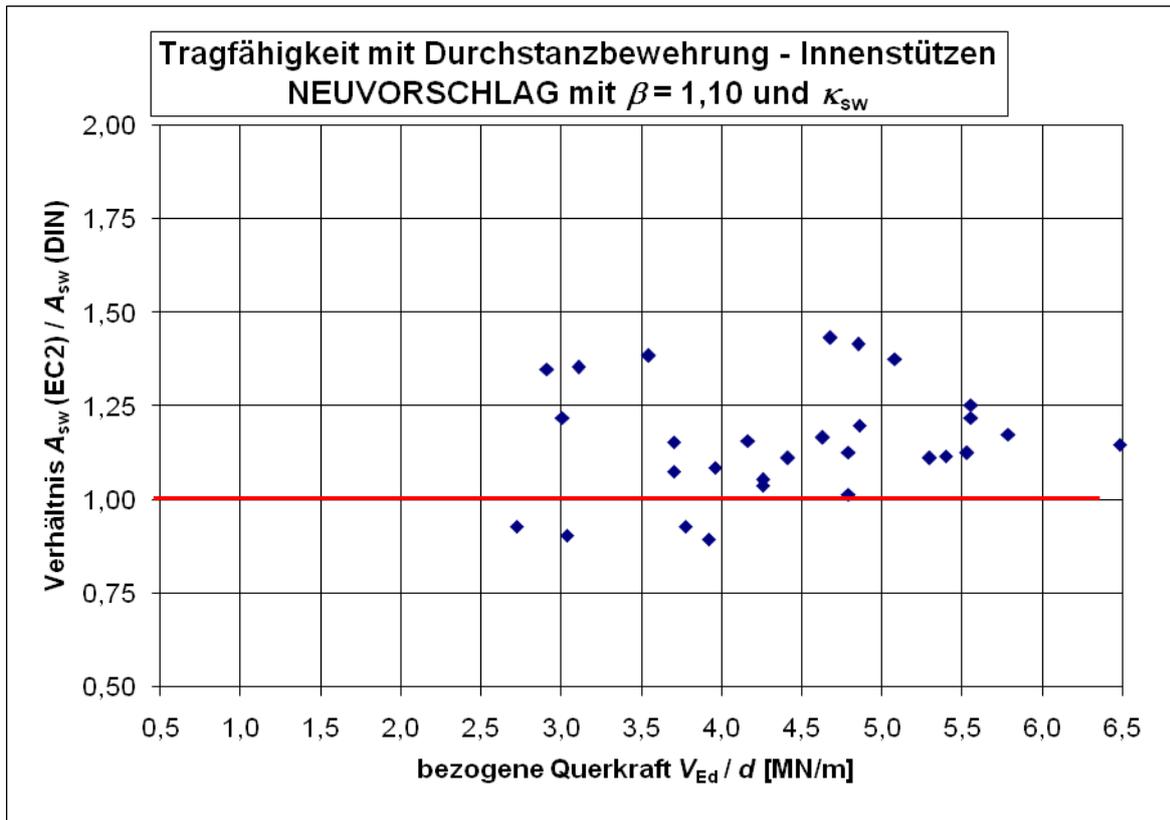


Bild 57. Vergleich der Durchstanzbewehrung für Innenstützen mit Neuvorschlag und mit $\beta = 1,10$

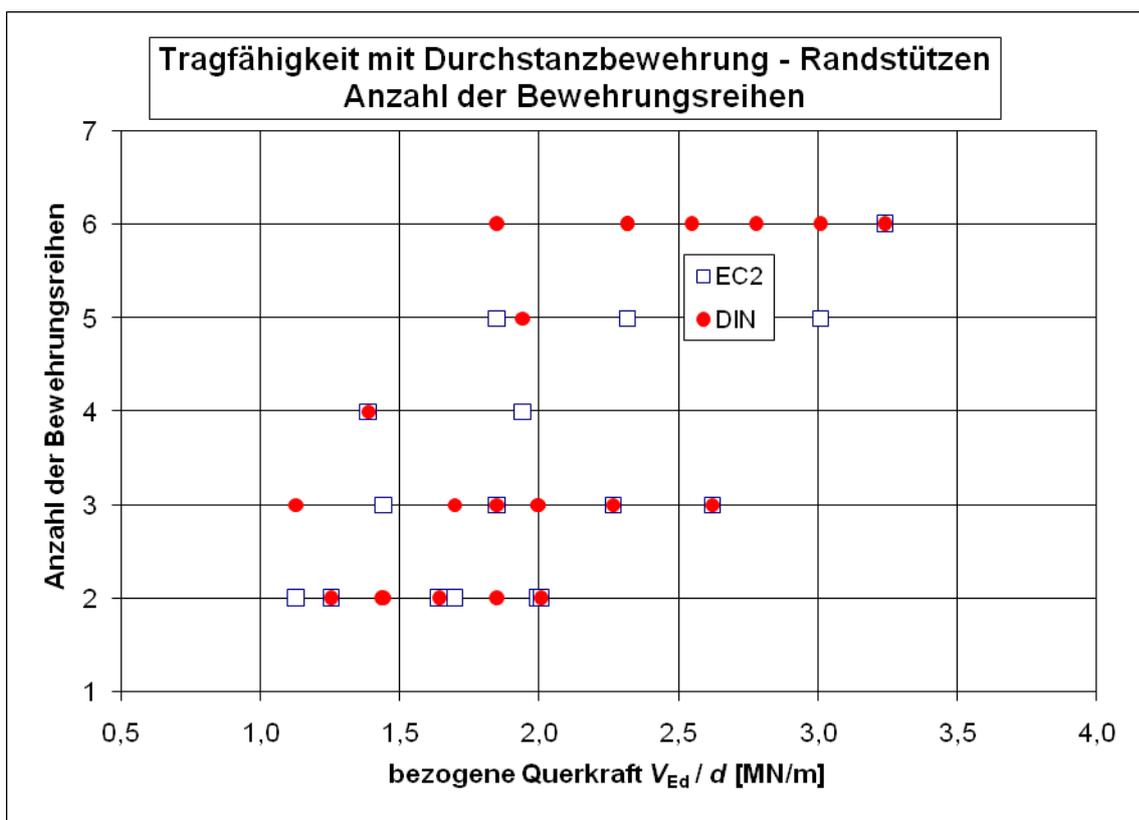
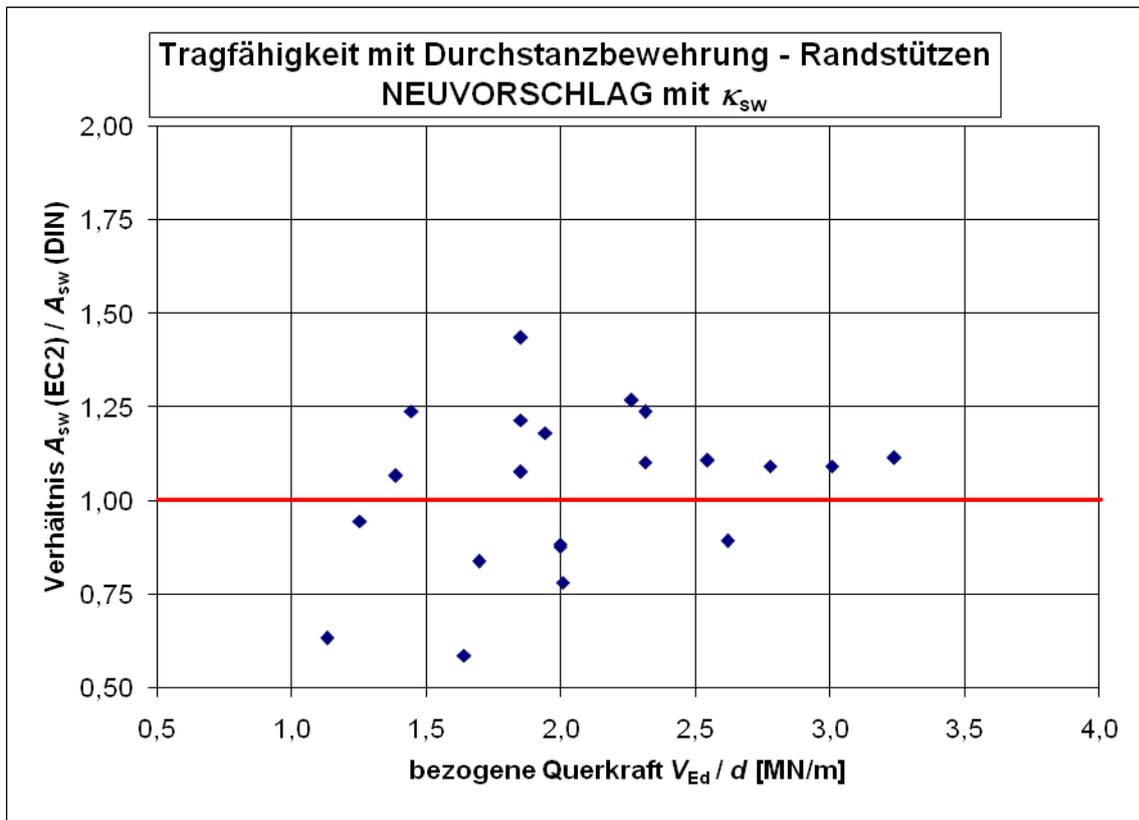


Bild 58. Vergleich der Durchstanzbewehrung für Randstützen mit Neuvorschlag

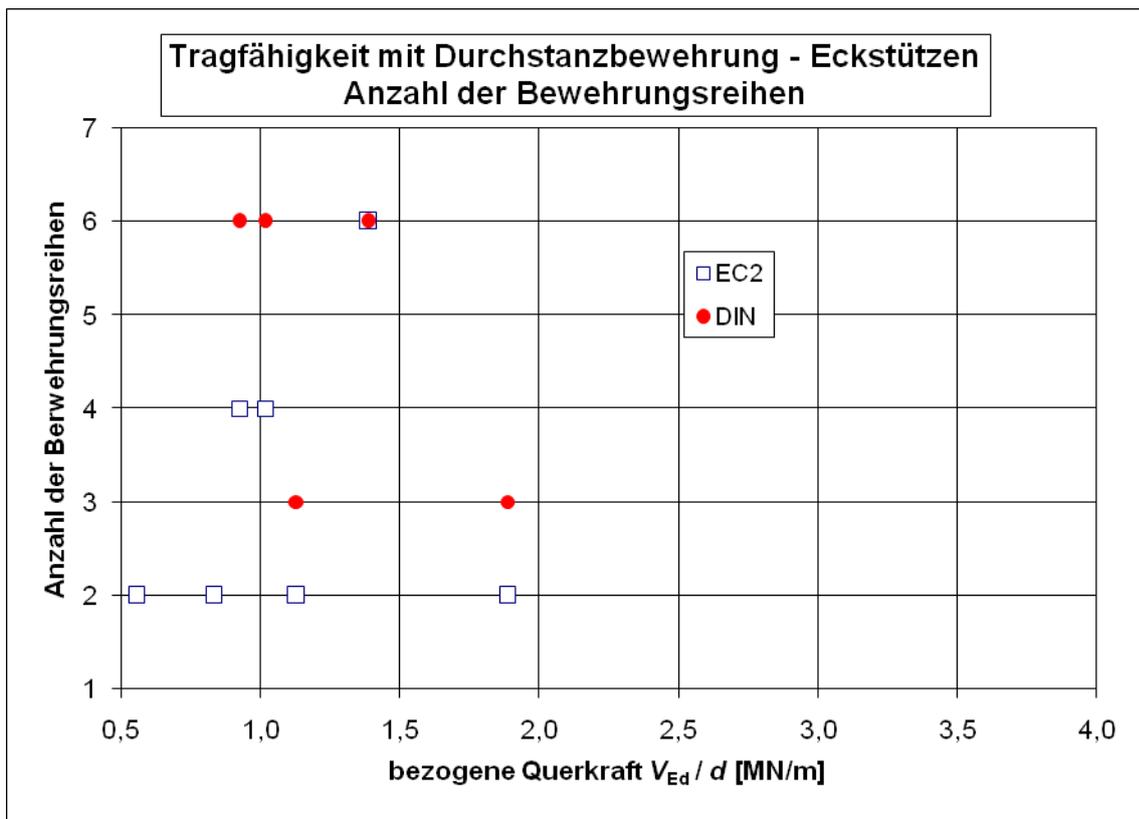
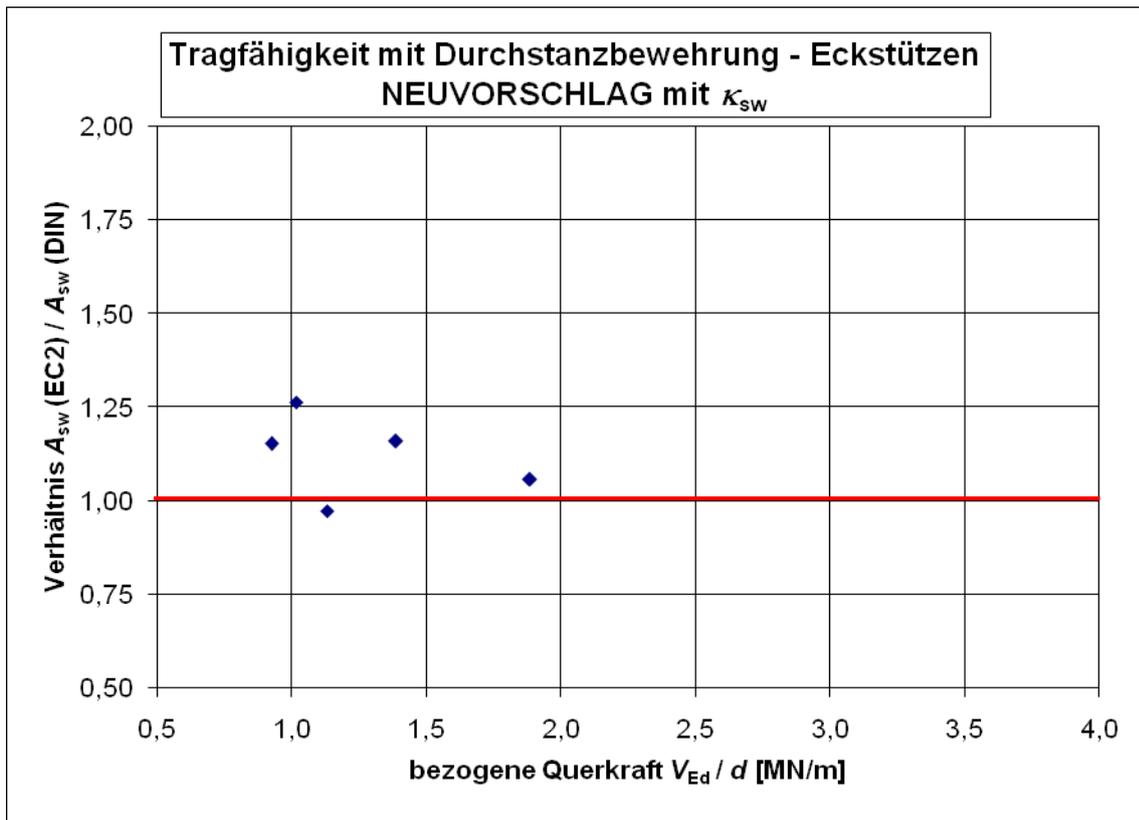


Bild 59. Vergleich der Durchstanzbewehrung für Eckstützen mit Neuvorschlag

4.6.9 Tragfähigkeit Fundamente mit Durchstanzbewehrung

Bei Fundamenten und Bodenplatten wird die Tragfähigkeit der Durchstanzbewehrung und die einwirkende Querkraft v_{Ed} im Abstand a_1 des kritischen Rundschnitts ermittelt:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \left[v_{Rd,c,u1} + \frac{a_1}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}}{u_1 \cdot d} \cdot \sin \alpha \right] \quad (4.24)$$

Die so im Abstand $a_1 < 2,0d$ ermittelte Durchstanzbewehrung ist in jeder erforderlichen Bewehrungsreihe einzulegen. Dabei ist diese Durchstanzbewehrung in den Bewehrungsreihen i im Abstand a_i von der Lasteinleitungsfläche wie bei den Flachdecken mit dem Faktor

$$\kappa_{sw,i} = (a_{crit} / a_i)^{2/3} \leq 3,0 \text{ anzupassen.}$$

In [21] wird von *Hegger et.al.* empfohlen, wegen des steileren Durchstanzkegels bei Fundamenten in Anlehnung an die Zulassungen für Doppelkopfanker den radialen Abstand der 1. Bewehrungsreihe auf $0,3d$ vom Rand der Lasteinleitungsfläche und die radialen Abständen zwischen den ersten 3 Bewehrungsreihen auf $0,5d$ zu begrenzen. Dieser Vorschlag soll im NA übernommen werden:

Vorschlag 1:

Zu 6.4.5 (1) wird ergänzt:

Bei Fundamenten und Bodenplatten ist die Tragfähigkeit der Durchstanzbewehrung und die einwirkende Querkraft $v_{Ed,i}$ entlang des kritischen Umfangs u_1 im Abstand $a_{crit} < 2,0d$ zu ermitteln:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \left[v_{Rd,c,u1} + \frac{a_{crit}}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}}{u_1 \cdot d} \cdot \sin \alpha \right] \quad (6.52DE)$$

Die nach Gleichung (6.52DE) ermittelte Bewehrungsmenge ist für jede rechnerisch erforderliche Bewehrungsreihe mit dem Faktor $\kappa_{sw,i} = (a_{crit} / a_i)^{2/3} \leq 3,0$ anzupassen.

Der radiale Abstand der 1. Bewehrungsreihe ist bei gedrungene Fundamenten auf $0,3d$ vom Rand der Lasteinleitungsfläche und die Abstände s_r zwischen den ersten 3 Bewehrungsreihen auf $0,5d$ zu begrenzen.

Diesen Vorschlag haben *Hegger et.al.* in [21] verworfen und auf Basis nochmaliger Auswertung von Versuchsergebnissen einen neuen Bemessungsvorschlag in Anlehnung an die Zulassungen für Doppelkopfanker erarbeitet. Die gesamte einwirkende Querkraft ist von den ersten beiden Bewehrungsreihen neben A_{load} ohne Abzug eines Betontrageanteils aufzunehmen. Dabei wird die Bewehrungsmenge $A_{sw,1+2}$ gleichmäßig auf beide Reihen verteilt, die in den Abständen $a_1 = 0,3d$ und $a_2 = 0,8d$ anzuordnen sind:

- Bügelbewehrung:

$$V_{Rd,s} = A_{sw,1+2} \cdot f_{ywd,ef} / (1 - A_{crit} / A_F)$$

- aufgebogene Bewehrung:

$$V_{Rd,s} = 1,3 \cdot A_{sw,1+2} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha / (1 - A_{crit} / A_F)$$

Dabei ist

A_{crit} Fläche unterhalb des kritischen Rundschnitts nach 6.4.4 (2), die unter Sohldruckspannungen steht;

A_F gesamte Fundamentfläche;

α Winkel der geneigten Durchstanzbewehrung zur Plattenebene.

Da bei der Ermittlung der Durchstanzbewehrung für Bodenplatten nach diesem Vorschlag für Fundamente Auslegungsfragen zur Fundamentfläche A_F zu erwarten sind und der Ansatz für Bodenplatten mit $A_{crit} / A_F = 0$ zu konservativ wäre, wird die Bemessungsgleichung wie folgt umgestellt:

$$V_{Rd,s} = A_{sw,1+2} \cdot f_{ywd,ef} / (1 - A_{crit} / A_F)$$

$$\rightarrow V_{Rd,s} \cdot (1 - A_{crit} / A_F) = A_{sw,1+2} \cdot f_{ywd,ef} \rightarrow \text{mit } V_{Rd,s} = V_{Ed} \text{ wird}$$

$$\rightarrow V_{Ed} - V_{Ed} / A_F \cdot A_{crit} = A_{sw,1+2} \cdot f_{ywd,ef}$$

$$\rightarrow V_{Ed} - \sigma_{bd} \cdot A_{crit} = A_{sw,1+2} \cdot f_{ywd,ef}$$

$$\rightarrow V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = A_{sw,1+2} \cdot f_{ywd,ef}$$

$$\rightarrow V_{Ed,red} = A_{sw,1+2} \cdot f_{ywd,ef}$$

Vorschlag 2:

Zu für 6.4.5 (1) wird ergänzt:

Die reduzierte einwirkende Querkraft $V_{Ed,red}$ nach Gl. (6.48) ist von den ersten beiden Bewehrungsreihen neben A_{load} ohne Abzug eines Betontraganteils aufzunehmen. Dabei wird die Bewehrungsmenge $A_{sw,1+2}$ gleichmäßig auf beide Reihen verteilt, die in den Abstände $a_1 = 0,3d$ und $a_2 = 0,8d$ anzuordnen sind:

- Bügelbewehrung:

$$\beta \cdot V_{Ed,red} \leq V_{Rd,s} = A_{sw,1+2} \cdot f_{ywd,ef} \quad (6.52.1DE)$$

- aufgebogene Bewehrung:

$$\beta \cdot V_{Ed,red} \leq V_{Rd,s} = 1,3 \cdot A_{sw,1+2} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha \quad (6.52.2DE)$$

Dabei ist

β der Erhöhungsfaktor für die Querkraft mit

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,red}} \cdot \frac{u}{W} \geq 1,10$$

α Winkel der geneigten Durchstanzbewehrung zur Plattenebene.

Wenn bei Fundamenten und Bodenplatten ggf. weitere Bewehrungsreihen erforderlich werden, sind je Reihe jeweils 33 % der Bewehrung $A_{sw,1+2}$ nach Gl. (6.52.1DE) vorzusehen. Der Abzugswert der Sohlpressung ΔV_{Ed} in Gl. (6.48) darf mit der Fundamentfläche innerhalb der betrachteten Bewehrungsreihe angesetzt werden.

Anmerkung: Dieser Vorschlag 2 wurde in den NA übernommen.

Die Ergebnisse aus Vorschlag 2 sind für Bodenplatten in Bild 60 dargestellt. Die Ergebnisse der Pilotbeispiele nach EC2-1-1 sind weitgehend günstiger als nach DIN 1045-1. Das ist darauf zurückzuführen, dass für diese Nachweise der kritische Rundschnitt iterativ mit $a_{crit} > 1,0d$ ermittelt wurde (vgl. Bild 48). Der Abzugswert infolge Sohlendrucks wird dadurch größer als nach DIN 1045-1. Bei Ansatz der vereinfachten Annahme $a_{crit} = 1,0d$ ist nach EC2-1-1 mehr Durchstanzbewehrung zu erwarten.

Die Einzelfundamente der EC2-Pilotprojekte benötigen weder nach EC2-1-1 noch nach DIN 1045-1 (bis auf eine Ausnahme) eine Durchstanzbewehrung. Das eine Fundament mit Durchstanzbewehrung benötigt nach EC2-1-1 nur 75 % der Bewehrung nach DIN 1045-1.

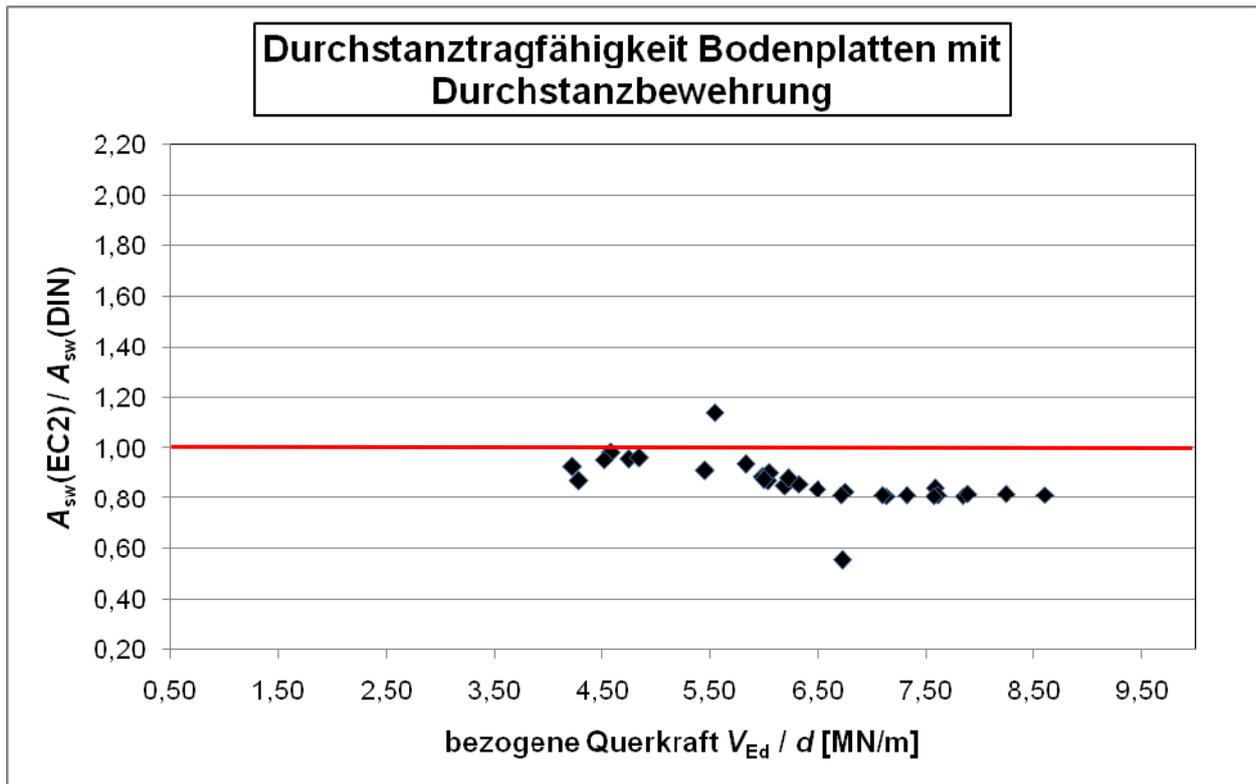
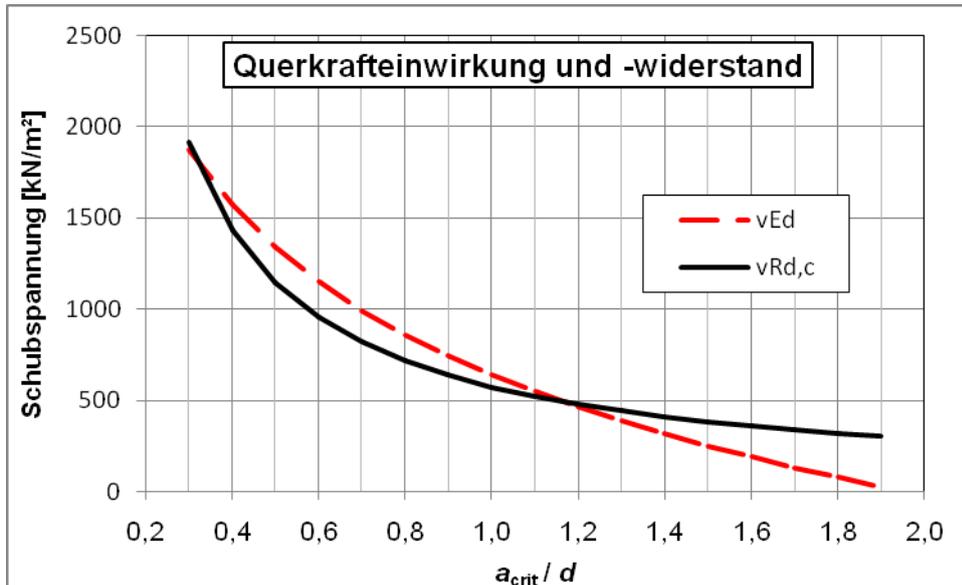


Bild 60. Bodenplatten mit Durchstanzbewehrung – Neuvorschlag 2 (Hegger et.al. [21])

Beispiel: gedrungenes quadratisches Einzelfundament (aus 4.6.6)

Der maßgebende kritische Rundschnitt ergibt sich iterativ bei $\max v_{Ed} / v_{Rd,c} = 1,212$ im Abstand $a_{crit} = 0,70d$. Durchstanzbewehrung wird wegen $v_{Ed} / v_{Rd,c} > 1$ erforderlich.


Äußerer Rundschnitt u_{out}

Der Rundschnitt, ab dem die Tragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung (Rundschnitt u_{out}) nachweisbar ist, wird nach Gleichung (6.54) ermittelt.

$$v_{Rd,c} = (0,15 / \gamma_c) \cdot k (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \quad \text{EC2(6.47)}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 \quad \text{C30/37}$$

$$k = 1 + (200 / 740)^{1/2} = 1,52 < 2,0$$

$$\rho = 0,0017 \quad (\text{siehe 4.6.6})$$

$$v_{Rd,c} = 0,10 \cdot 1,52 \cdot (0,17 \cdot 30)^{1/3} = 0,261 \text{ MN/m}^2 = 261 \text{ kN/m}^2$$

$$v_{min} = (0,042 / \gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad \text{EC2(6.3DE)}$$

$$= (0,042 / 1,5) \cdot 1,52^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,287 \text{ MN/m}^2 = 287 \text{ kN/m}^2$$

$$u_{out,ef} = \beta \cdot V_{Ed} / (v_{Rd,c} \cdot d) \quad \text{EC2-1-1, (6.54)}$$

Für V_{Ed} darf der Abzug des Sohldrucks ohne Fundamenteigenlast $\sigma_{gd,m} = 452 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt werden. Da die Fläche unter dem Umfang u_{out} noch nicht bekannt ist, ist die exakte Lösung nur iterativ zu ermitteln. Alternativ kann eine Abzugsfläche angenommen werden. Solange diese kleiner oder gleich der Fläche unter u_{out} ist, liegt der äußere Rundschnitt auf der sicheren Seite weiter von der Lasteinleitungsfläche entfernt.

Annahme: $a_{out} = 1,75d$ am Fundamentrand (entspricht ca. der ersten Bewehrungsreihe bei $a_1 = 0,3d$ zzgl. $1,5d$)

Liegt $a_{out} \leq 1,75d$ ist ohnehin keine weitere Durchstanzbewehrung erforderlich.

a_i / d	u_i m	A_i m^2	$\beta \cdot V_{Ed,red}$ kN
1,75	9,74	7,50	751

$$\beta \cdot V_{Ed,red} = 1,10 \cdot (4073 - 7,50 \cdot 452) = 751 \text{ kN}$$

$$u_{out,ef} = 751 / (287 \cdot 0,74) = 3,54 \text{ m}$$

$$a_{out} = (u_{out,ef} - u_0) / (2 \cdot \pi) = (3,54 - 4 \cdot 0,40) / (2 \cdot \pi) = 0,31 \text{ m}$$

Der Rundschnitt u_{out} , ab dem die Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung erreicht wird, liegt demnach im Abstand $a_{out} < 1,75d$.

Der exakte Abstand liegt ca. bei $a_{out} \approx 1,45d$:

a_i / d	u_i m	A_i m ²	$\beta \cdot V_{Ed,red}$ kN
1,45	8,342	5,494	1749

$$u_{out,ef} = 1749 / (287 \cdot 0,74) = 8,24 \text{ m}$$

$$a_{out} = (u_{out,ef} - u_0) / (2 \cdot \pi) = (8,24 - 4 \cdot 0,40) / (2 \cdot \pi) = 1,06 \text{ m} = 1,43d$$

Die dazugehörige letzte Bewehrungsreihe ergäbe sich im Abstand $a_{out} - 1,5d$ innerhalb der Lasteinleitungsfläche, d. h. dass rechnerisch eine Bewehrungsreihe ausreicht und konstruktiv eine zweite Reihe anzuordnen ist.

Der einfachste Nachweis des durchstanzbewehrten Bereichs ohne Iteration besteht darin, dass im Abstand $a_{out} \leq 1,5d$ hinter der ersten Bewehrungsreihe nachgewiesen wird, dass $V_{Ed,red} \leq V_{Rd,c}$ beträgt. Das wäre i. d. R. bei $1,8d$ nachzuweisen. Liegt dieser Schnitt schon außerhalb des Fundamentes, wird am Fundamentrand $a_\lambda < 1,8d$ nachgewiesen :

$$a_\lambda = 1,75d \rightarrow v_{Ed,red} = \beta \cdot V_{Ed} / (u \cdot d) = 751 / (9,74 \cdot 0,74) = 104 \text{ kN/m}^2 < 287 \text{ kN/m}^2$$

Dass rechnerisch nur eine Bewehrungsreihe erforderlich ist, wird der Regelfall für gedrungene Fundamente sein.

Gewählte Bügelbewehrung 90°:

$$\beta \cdot V_{Ed,red} = 3570 \text{ kN im kritischen Rundschnitt (im Abstand } a_{crit} = 0,70d)$$

$$A_{sw,1+2} = \beta \cdot V_{Ed,red} / f_{ywd,ef}$$

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d = 250 + 0,25 \cdot 740 = 435 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ywd}$$

$$A_{sw,1+2} = 3,570 \cdot 10^4 / 435 = \mathbf{82,1 \text{ cm}^2}$$

1. Bewehrungsreihe (im Abstand 0,3d):

$$A_{sw,1} = 82,1 / 2 = 41,0 \text{ cm}^2$$

2. Bewehrungsreihe (im Abstand 0,8d):

$$A_{sw,2} = 41,0 \text{ cm}^2$$

Zum Vergleich: Ergebnisse nach DIN 1045-1:

$$A_{sw,1} = 48,8 \text{ cm}^2 \text{ bei } 0,3d$$

$$A_{sw,2} = 12,4 \text{ cm}^2 \text{ bei } 0,8d$$

4.6.10 Mindestbewehrung Durchstanzen

Die Mindestdurchstanzbewehrung wird im EC2-1-1 auf den Wirkungsbereich eines einzelnen Bügelschenkels bezogen. In DIN 1045-1 wurde dagegen der Bezug auf den Wirkungsbereich entlang des Umfangs einer Bewehrungsreihe gewählt.

Bei Schrägaufbiegungen ist darüber hinaus zu beachten, dass in DIN 1045-1 die Mindestbewehrung für die Stäbe aus der 90°-Komponente mit $\sin\alpha$ in Gleichung (114) enthalten ist, während sich die EC2-1-1-Gleichung (9.11) auf den Mindestwert der 90°-Komponente allein bezieht. Die Mindestbewehrung der aufgebogenen Stäbe ist daher im EC2-1-1 mit $A_{s\alpha} = A_{sw\alpha} / \sin\alpha$ zu ermitteln.

In Tabelle 19 werden die Regeln für die Mindest-Durchstanzbewehrung verglichen.

Tab. 19. Vergleich der Mindest-Durchstanzbewehrung nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1	2	3
	Nachweis	DIN 1045-1 [R6]	EC2-1-1 [R1] mit NA [R2]
1	Mindest-Bewehrungsgrad	Gleichung (114): $A_{sw,min} = \min \rho_w \cdot s_w \cdot u$ 13.3.3 (2): $\min \rho_w = 0,6\rho$ $A_{sw,min} = 0,6 \cdot 0,16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot s_r \cdot u$ → 90°-Bügel, je Bügelschenkel: $A_{sw,min} = 0,096 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot s_r \cdot s_t$ → $\rho_{sw,min} = 0,096 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$	Gleichung (9.11): $A_{sw,min} = \kappa_{min} \cdot 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot \frac{s_r \cdot s_t}{1,5 \cdot \sin\alpha + \cos\alpha}$ mit (9.4.3 (2)NA) $\kappa_{min} = 1,5$ für 90°-Bügel $\kappa_{min} = 1,5 + \cot\alpha$ für Schrägstäbe → 90°-Bügel: $A_{sw,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot s_r \cdot s_t$ → $\rho_{sw,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$
			EC2-1-1 [R1] ohne NA
			→ 90°-Bügel ohne κ_{min} : $A_{sw,min} = \frac{0,08}{1,5} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot s_r \cdot s_t = 0,0533 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot s_r \cdot s_t$ → $\rho_{sw,min} = 0,0533 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$
2	Konstruktionsregeln	Bild 72: $s_t \leq 1,5d$	9.4.3 (1) - bis zum kritischen Rundschnitt bei $2,0d$ $s_t \leq 1,5d$ - außerhalb des kritischen Rundschnitts $s_t \leq 2,0d$

Mit dem im NA:2008 eingeführten Erhöhungsfaktor ($1,5 + \cot\alpha$) wäre der Mindestbewehrungsgrad auf das Niveau von Balken nach DIN 1045-1 angehoben worden.

In Bild 61 werden die Bewehrungsgrade **ohne** den im NA vorgeschlagenen Erhöhungsfaktor verglichen. Die Übereinstimmung EC2-1-1 mit DIN 1045-1 ist in diesem Vergleich sichergestellt.

Der Bewehrungsgrad nach EC2-1-1 ist mit dem Faktor ($1,5 \cdot \sin\alpha + \cos\alpha$) verknüpft. Dieser Faktor ist 1,5 bei einer Neigung von $\alpha = 90^\circ$ und erreicht bei ca. $\alpha = 60^\circ$ ein Maximum mit 1,8.

Im Bild 61 werden die Mindestbewehrungsgrade verglichen. Die Übereinstimmung nach EC2-1-1 mit DIN 1045-1 ist für 90°-Bügel gut (Bild 61 a). Mit flacher werdender Neigung der Durchstanzbewehrung nimmt das Verhältnis der Mindestbewehrung nach (EC2-1-1 / DIN 1045-

1) ab. Der größte Unterschied ergibt sich mit ca. 80 % bei geneigter Bewehrung mit $\alpha = 60^\circ$ und C50/60 (Bild 61 b), in allen anderen Fällen wird die Differenz geringer.

Diese Differenzen werden im NA behoben, wenn in Gleichung (9.11DE) der Faktor $(1,5 \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) = 1,5$ konstant für alle Winkel α festgelegt wird. Der radiale Abstand für aufgebogene Bewehrung ist mit $s_r = 1,0d$ anzusetzen. Die Differenz zu DIN 1045-1 ist damit weitgehend behoben (wie in Bild 14 a)):

$$A_{sw,min} = A_s \cdot \sin\alpha = \frac{0,08}{1,5} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot s_r \cdot s_t \quad (9.11DE) \text{ vereinfacht}$$

Darüber hinaus greifen in den Bewehrungsreihen mit zunehmendem Umfang die Konstruktionsregeln für den maximalen tangentialen Stababstand s_t , die zusammen mit einem üblichen Mindestdurchmesser 6 mm die Mindestbewehrung bestimmen.

Vorschlag:

NA zu 9.4.3 (2) streichen (Vergrößerung Gleichung (9.11N)).

Gleichung (9.11N) ersetzen:

$$A_{sw,min} = A_s \cdot \sin\alpha = \frac{0,08}{1,5} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot s_r \cdot s_t \quad (9.11DE) \text{ vereinfacht}$$

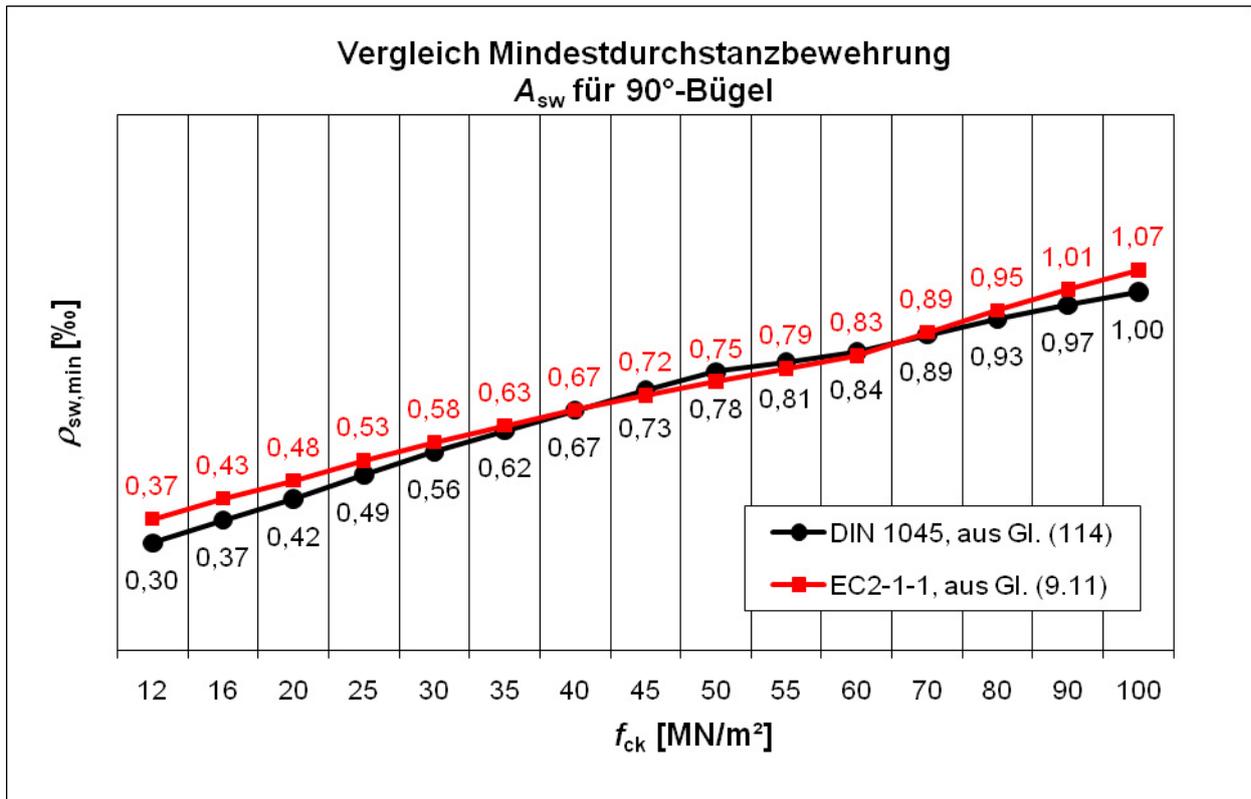


Bild 61 a). Vergleich der Mindestdurchstanzbewehrungsgrade für Bügel 90°

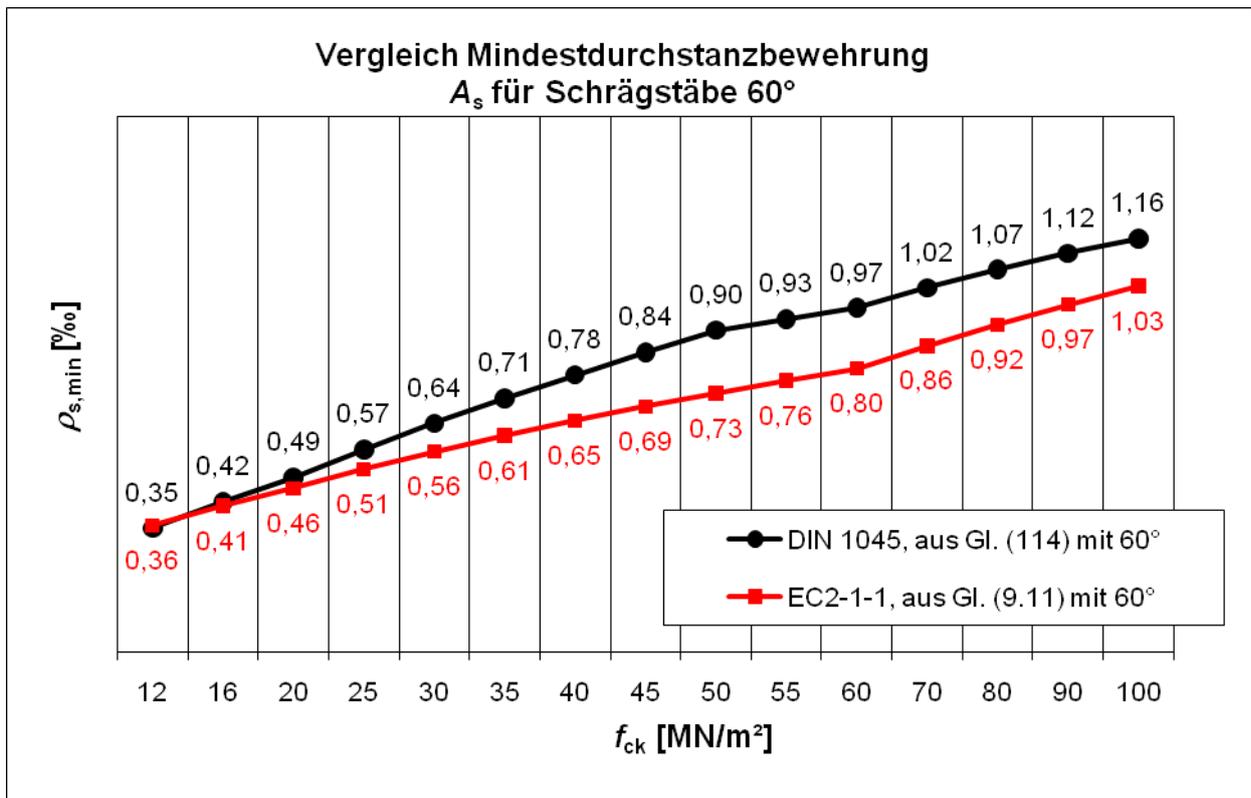


Bild 61 b). Vergleich der Mindestdurchstanzbewehrungsgrade für Schrägaufbiegung 60°

4.7 Schubkraftübertragung in Verbundfugen

4.7.1 Nachweisformate

In Tabelle 20 werden die Nachweisformate für die Verbundfugenbemessung mit Schub in Fugenlängsrichtung verglichen.

Tab. 20. Vergleich Verbundfugennachweis nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

		1		2				3			
		Nachweis		DIN 1045-1 [R6]				EC2-1-1 [R1] mit NA [R2]			
1	Fugen-kategorien	sehr glatt	Oberfläche gegen Stahl oder glatte Holzschalung betoniert		sehr glatt	Oberfläche gegen Stahl, Plastik oder speziell geglättete Holzschalungen betoniert; unbehandelte Fugenoberflächen bei Beton (1. Betonierabschnitt) mit fließfähiger bzw. sehr fließfähiger Konsistenz ($\geq F5$)					
		glatt	Oberfläche abgezogen oder im Gleit- bzw. Extruderverfahren hergestellt, oder nach dem Verdichten ohne weitere Behandlung		glatt	Oberfläche abgezogen oder im Gleit- bzw. Extruderverfahren hergestellt, oder nach dem Verdichten ohne weitere Behandlung					
		rau	Oberfläche mit definierter Rauigkeit (DAfStb-Heft [525]): $R_t \geq 0,9 \text{ mm}$ (mittlere Rautiefe)		rau	Oberfläche mit $\geq 3 \text{ mm Rauigkeit}$ mit ca. 40 mm Abstand, erzeugt durch Rechen, Freilegen der Gesteinskörnungen; oder andere Methoden, die ein äquivalentes Verhalten herbeiführen; Korngerüst $\geq 3 \text{ mm}$ freigelegt; $R_t \geq 1,5 \text{ mm}$ (mittlere Rautiefe)					
		verzahnt	Geometrie nach Bild 35a) oder Korngerüst freigelegt		verzahnt	eine verzahnte Oberfläche, gemäß Bild 6.9; Korngerüst ($D_{\max} \geq 16 \text{ mm}$) $\geq 6 \text{ mm}$ freigelegt; $R_t \geq 3 \text{ mm}$ (mittlere Rautiefe)					
		Fugen-Beiwerte:				Fugen-Beiwerte:					
			β_{ct}	μ	ν		c	μ	ν		
		verzahnt	2,4	1,0	-	verzahnt	0,5	0,9	0,7		
		rau	2,0	0,7	0,525	rau	0,4	0,7	0,5		
		glatt	1,4	0,6	0,210	glatt	0,2	0,6	0,2		
		sehr glatt	0	0,5	0	sehr glatt	0	0,5	0		
2	einwirkende Schubkraft	Gleichung (83): [MN/m] $V_{Ed} = \frac{F_{cdj}}{F_{cd}} \cdot \frac{V_{Ed}}{z}$				Gleichung (6.24): [MN/m ²] $V_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i} \quad \text{mit} \quad \beta = \frac{F_{cdj}}{F_{cd}}$					
3	Betontraganteil + Reibung	Gleichung (84): [MN/m] $V_{Rd,ct} = (0,042 \cdot \beta_{ct} \cdot f_{ck}^{1/3} - \mu \cdot \sigma_{nd}) \cdot b$				Gleichung (6.25): [MN/m ²] $V_{Rd,c} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n$					
4	Traganteile Verbundbewehrung + Beton	Gleichung (85): [MN/m] $V_{Rd,sy} = a_s \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha$ mit Gleichung (86): $\cot\theta = 1,2\mu / (1 - V_{Rd,ct} / V_{Ed})$				Gleichung (6.25): [MN/m ²] $V_{Rdi} = V_{Rd,c} + \rho \cdot f_{yd} \cdot (1,2\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha)$					
5	maximale Tragfähigkeit	Gl. (86): Begrenzung mit $\cot\theta \geq 1,0$ $\rightarrow 1,0 = 1,2\mu / (1 - V_{Rd,ct} / V_{Ed})$ $V_{Ed} \leq f_{ck}^{1/3} \cdot (0,042 \cdot \beta_{ct}) / (1 - 1,2\mu)$ $\rightarrow V_{Rd,max} = f_{ck}^{1/3} \cdot \nu$ bzw. $V_{Rd,max}$ nach Gl. (78) für verzahnte Fuge (Querkraftdruckstrebe)				Gleichung (6.25): [MN/m ²] $V_{Rd,max} = 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd}$					

Für die Pilotprojekte war DIN 1045-1:2001-07 maßgebend. In der Ausgabe DIN 1045-1:2008-08 wurde zwischenzeitlich das EC2-1-1-Konzept mit NA vollständig übernommen. Die folgenden Vergleiche zeigen somit zugleich die Unterschiede zwischen den beiden Ausgaben von DIN 1045-1 auf.

4.7.2 Fugentragfähigkeit ohne Verbundbewehrung

In folgendem Bild 62 werden die Tragfähigkeiten $v_{Rd,c}$ (EC2-1-1) / $v_{Rd,ct}$ (DIN 1045-1) ins Verhältnis gesetzt.

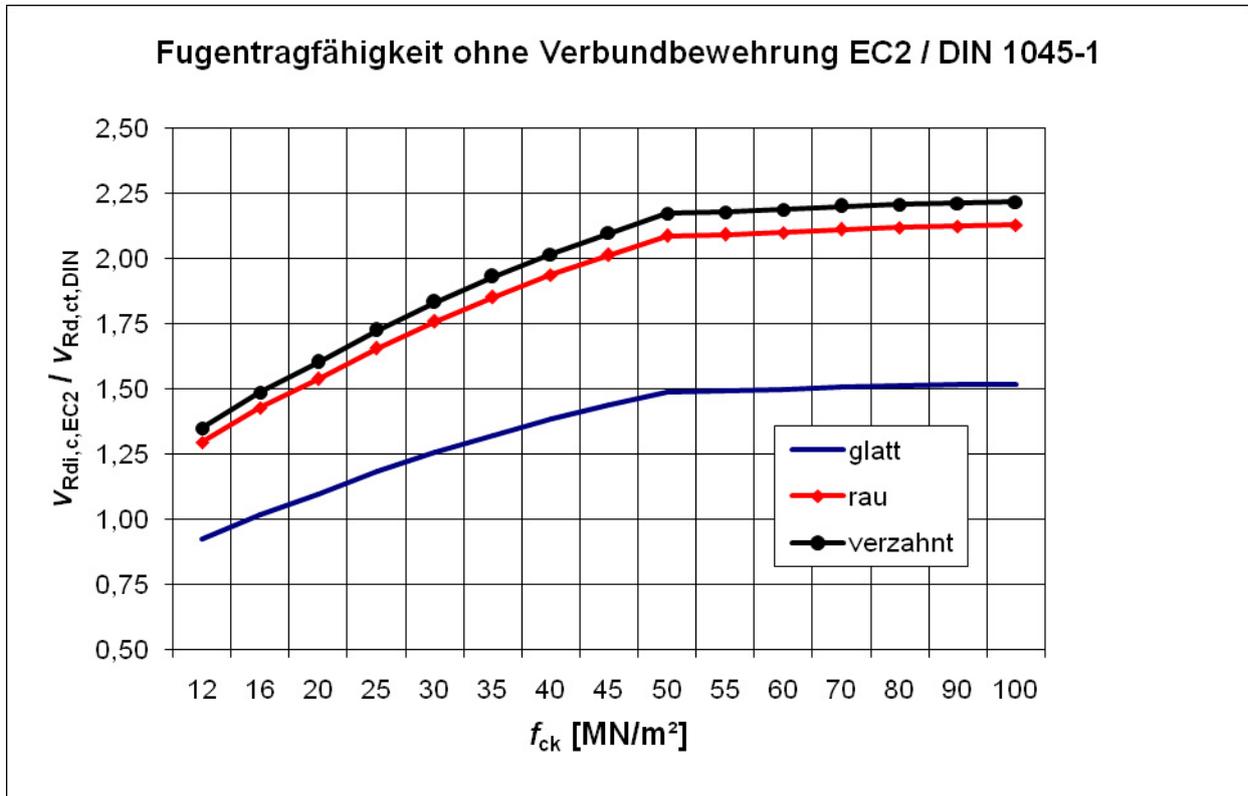


Bild 62. Vergleich der Fugentragfähigkeiten ohne Verbundbewehrung

Die Fugentragfähigkeit ohne Verbundbewehrung nach EC2-1-1 ist gegenüber DIN 1045-1:2001-07 durchgehend erhöht. Für glatte Fugen beträgt die Tragfähigkeit nach EC2-1-1 100 % bis 150 %, für raue 130 % bis 210 % und für verzahnte 135 % bis 220 % von DIN 1045-1. Hinzuweisen ist in diesem Zusammenhang auch auf die im EC2-1-1 vergrößerte Rautiefe bei rauen Fugen.

Die z. T. sehr hohen Tragfähigkeiten bei rauen und verzahnten Fugen werden jedoch teilweise durch die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung $v_{Rd,c}$ nach EC2-1-1, 6.2.2, stärker begrenzt bzw. durch erforderliche Querkraftbewehrung ersetzt.

Die Ableitung der Fugenbeiwerte wurde in [12] so vorgenommen, dass ein ausreichendes Sicherheitsniveau im Sinne von DIN 1055-100 sichergestellt wird. Insoweit lagen die Regelungen nach DIN 1045-1:2001 zum großen Teil weit auf der sicheren Seite.

4.7.3 Maximale Fugentragfähigkeit mit Verbundbewehrung

Im folgenden Bild 63 werden die Maximaltragfähigkeiten $v_{Rd,max}$ (EC2-1-1) / $v_{Rd,max}$ (DIN 1045-1) ins Verhältnis gesetzt.

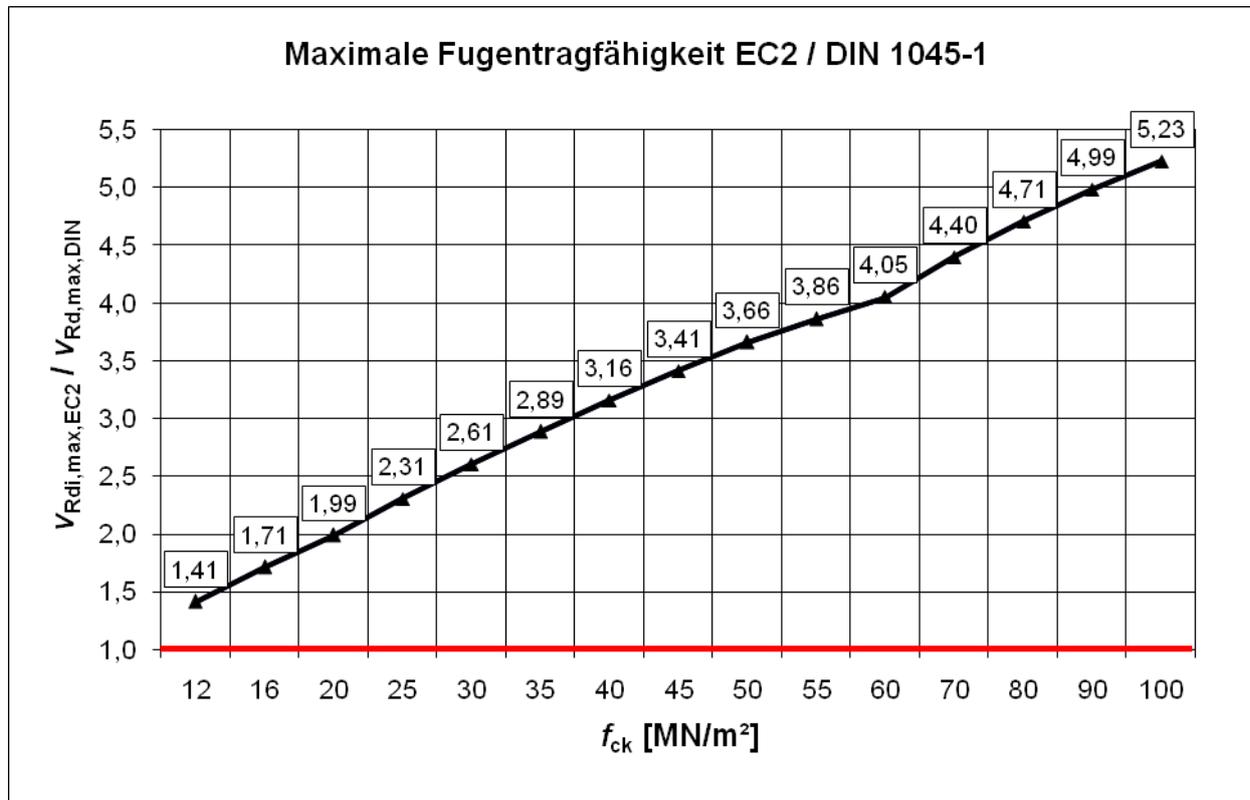


Bild 63. Vergleich der maximalen Fugentragfähigkeiten für glatte und verzahnte Fugen

Die maximale Fugentragfähigkeit nach EC2-1-1 ist gegenüber DIN 1045-1:2001-07 durchgehend erhöht. Die Tragfähigkeit nach EC2-1-1 beträgt 141 % bis 523 % von DIN 1045-1:2001-07.

Das Tragfähigkeitsverhältnis ist für glatte und raue Fugen in jeder Betonfestigkeitsklasse identisch, da auch die Verhältnisse der Fugenbeiwerte ν identisch sind: $\nu_{\text{glatt}} / \nu_{\text{rau}} = 0,210 / 0,525 = 0,2 / 0,5 = 0,4$.

Die Ableitung der Fugenbeiwerte wurde in [12] so vorgenommen, dass ein ausreichendes Sicherheitsniveau im Sinne von DIN 1055-100 sichergestellt wird. Insoweit lagen die Regelungen nach DIN 1045-1:2001 zum großen Teil weit auf der sicheren Seite.

4.7.4 Fugentragfähigkeit mit Verbundbewehrung

Im folgenden Bild 64 werden vergleichsweise die Fugentragfähigkeiten $v_{Rdi, sy}$ nach EC2-1-1 und DIN 1045-1:2001-07 abhängig vom Verbundbewehrungsgrad $\rho_{si} = a_{sw} / b_i$ gegenübergestellt. Es wird die Betonfestigkeitsklasse C50/60 gewählt, da ab dieser der Unterschied in den Betontraganteilen $v_{Rdi, c}$ (Ordinaten, vgl. 4.7.2) am größten ist (an der Abzisse $\rho_{si} = 0$).

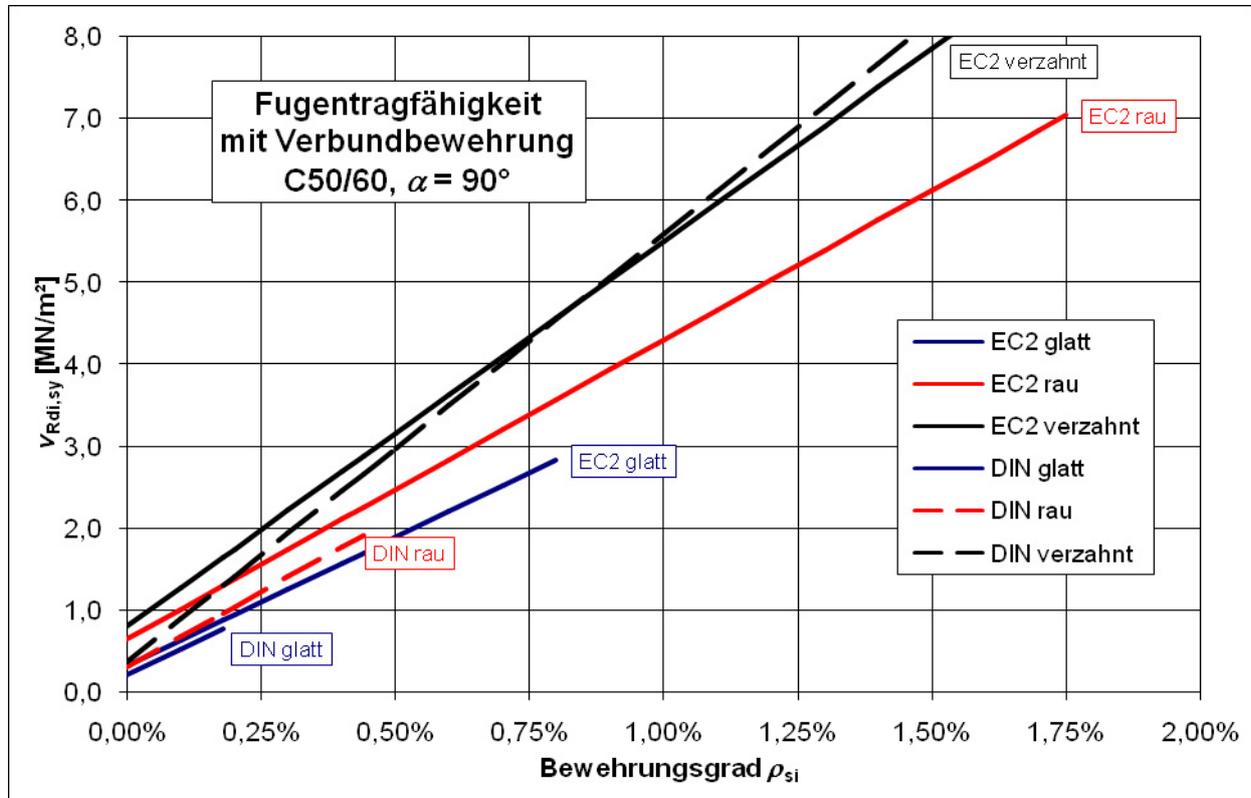


Bild 64. Vergleich der Fugentragfähigkeiten mit 90°-Verbundbewehrung für C50/60

Auffällig sind wieder die deutlich größeren maximalen Fugentragfähigkeiten nach EC2-1-1, die mit zunehmender Verbundbewehrung erreicht werden können (vgl. 4.7.3). Der Anstieg der Tragfähigkeitskurven ist für glatte und raue Fugen identisch, für verzahnte Fugen nach EC2-1-1 etwas geringer (abhängig vom Verhältnis der Reibungsbeiwerte $\mu_{EC2} / \mu_{DIN} = 0,9$). Ansonsten unterscheiden sich die Tragfähigkeiten bei identischer Verbundbewehrung durch den unterschiedlichen Betontraganteil in beiden Normen (bei glatten Fugen unwesentlich). Der Unterschied nimmt mit der Betonfestigkeitsklasse $< C50/60$ weiter ab.

Eine Übersicht der Verbundbewehrungsmengen in den Vergleichsrechnungen liefern die Bilder 65 bis 66.

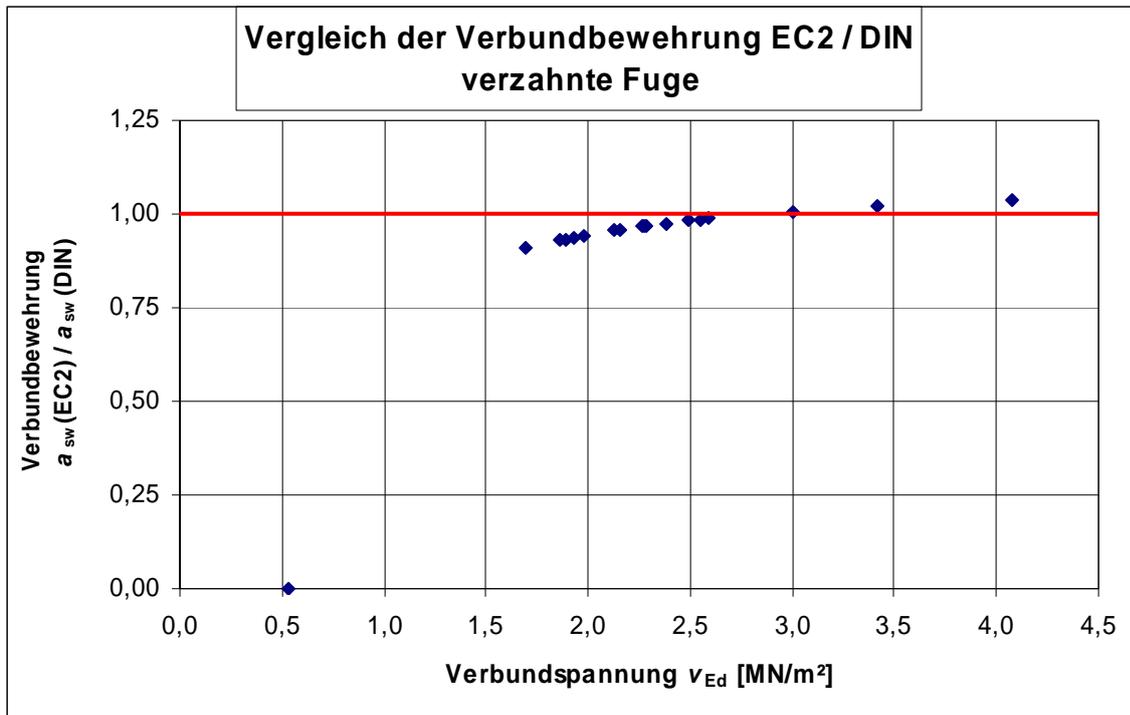


Bild 65. Vergleich der Fugentragfähigkeiten mit Verbundbewehrung für verzahnte Fugen

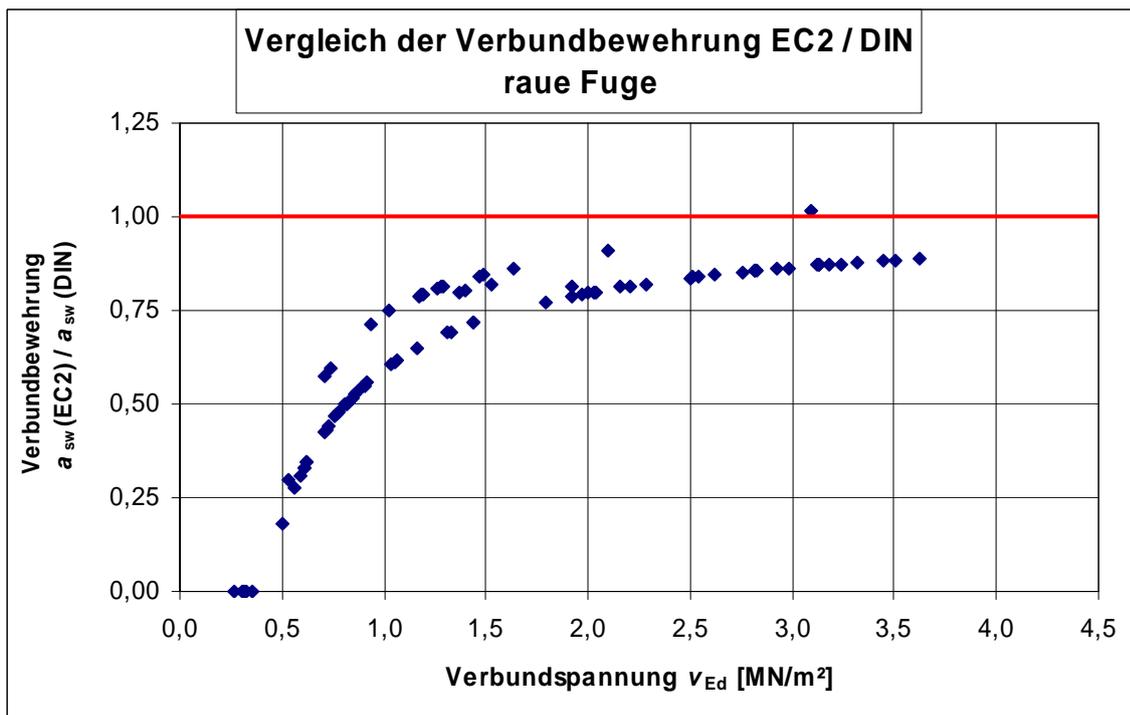


Bild 66. Vergleich der Fugentragfähigkeiten mit Verbundbewehrung für raue Fugen

4.8 Druckglieder

4.8.1 Nachweise am Gesamttragwerk nach Theorie II. Ordnung im Hochbau

In Tabelle 21 werden die Regeln für die Aussteifungskriterien für die Verschieblichkeit des Gesamttragwerks verglichen. Dabei wird das Nachweisformat des EC2-1-1 aus Gleichung (5.18) so umgestellt, dass die Aussteifungskriterien direkt mit denen nach DIN 1045-1 vergleichbar sind.

Tab. 21. Vergleich Aussteifungskriterien nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1	2	3
	Nachweis	DIN 1045-1 [R6]	EC2-1-1 [R1] mit NA
1	Kriterium Seitensteifigkeit	Theorie I. Ordnung, wenn Gl. (25): $\frac{1}{h_{\text{ges}}} \sqrt{\frac{E_{\text{cm}} I_{\text{c}}}{F_{\text{Ed};1,0}}}$ $\geq 1 / (0,2 + 0,1 m) \quad \text{für } m \leq 3$ $\geq 1 / 0,6 \quad \text{für } m \geq 4$ Dabei ist m die Anzahl der Geschosse; h_{ges} die Gesamthöhe des Tragwerkes von der Fundamentoberkante oder einer nicht verformbaren Bezugsebene; F_{Ed} die Summe der Bemessungswerte der Vertikallasten mit $\gamma_{\text{F}} = 1,0$; $E_{\text{cm}} I_{\text{c}}$ die Summe der Nennbiegesteifigkeiten aller lotrechten aussteifenden Bauteile, die in der betrachteten Richtung wirken ... Betonzugspannung unter der maßgebenden Einwirkungskombination im GZG	Theorie I. Ordnung, wenn Gl. (5.18): $F_{\text{V,Ed}} \leq K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{\text{cd}} I_{\text{c}}}{L^2}$ $\rightarrow \gamma_{\text{F}} \cdot F_{\text{Ed};1,0} \leq K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{\text{cm}} I_{\text{c}}}{\gamma_{\text{cE}} \cdot L^2}$ $\rightarrow \sqrt{\frac{1}{K_1} \cdot \frac{n_s + 1,6}{n_s} \cdot \gamma_{\text{cE}} \cdot \gamma_{\text{F}}} \leq \frac{1}{L} \cdot \sqrt{\frac{\sum E_{\text{cm}} I_{\text{c}}}{F_{\text{Ed};1,0}}}$ Dabei ist $F_{\text{V,Ed}}$ die gesamte vertikale Last (auf aussteifte und aussteifende Bauteile) $K_1 = 0,31$ im GZT gerissen (mit $0,4 E_{\text{cd}} I_{\text{c}}$) $K_1 = 0,62$ im GZT ungerissen (mit $0,8 E_{\text{cd}} I_{\text{c}}$) n_s die Anzahl der Stockwerke L die Gesamthöhe des Gebäudes oberhalb der Einspannung (= h_{ges}) E_{cd} der Bemessungswert des Elastizitätsmoduls Beton, $E_{\text{cd}} = E_{\text{cm}} / \gamma_{\text{cE}}$ $\gamma_{\text{cE}} = 1,2$ (\rightarrow 5.8.6 (3)NA) I_{c} Trägheitsmoment (ungerissene) aussteifende Bauteile

Ein wesentlicher Unterschied zwischen beiden Normen besteht darin, dass die Aussteifungskriterien in DIN 1045-1 auf Gebrauchstauglichkeitsniveau und die im EC2-1-1 auf Bemessungsniveau abgeleitet sind. Voraussetzung in DIN 1045-1 ist, dass die Aussteifungsbauteile im Gebrauchszustand ungerissen sind ($\sigma_{\text{c}} \leq f_{\text{ctm}}$), im EC2-1-1 dagegen wird unterschieden, ob diese Bauteile im GZT gerissen ($\sigma_{\text{cd}} > f_{\text{ctm}}$) oder ungerissen ($\sigma_{\text{cd}} \leq f_{\text{ctm}}$) sind.

Im Bild 67 werden die Labilitätszahlen verglichen. Die Teilsicherheitsbeiwerte des EC2-1-1 werden als Durchschnittswert auf der Einwirkungsseite mit $\gamma_{\text{F}} \approx 1,4$ (Bild 67) und $\gamma_{\text{F}} = 1,0$ (Bild 68, analog DIN 1045-1) sowie für den Bemessungswert des Beton-E-Moduls mit $\gamma_{\text{cE}} = 1,2$ angesetzt. Der Regelfall im EC2-1-1 wird sein, dass die Querschnitte im GZT unter γ_{F} -fachen Einwirkungen als gerissen anzunehmen sind. Deutlich wird in diesem Fall, dass die Aussteifungskriterien praktisch immer größer sind als nach DIN 1045-1 (außer bei $m = 1$ und $\gamma_{\text{F}} = 1,0$). Bei Aussteifungsbauteilen, die sogar im GZT ungerissen nachgewiesen werden können, liegen die Aussteifungskriterien des EC2-1-1 mit $\gamma_{\text{F}} \approx 1,4$ etwas über und mit $\gamma_{\text{F}} \approx 1,0$ dann etwas unter denen nach DIN 1045-1.

Der Ansatz der Vertikallasten mit $\gamma_{\text{F}} \approx 1,4$ im Regelfall (gerissen im GZT) führt dazu, dass einige Aussteifungstragwerke im EC2-1-1 nach Theorie II. Ordnung bemessen werden müssen, wel-

che nach DIN 1045-1 noch nach Theorie I. Ordnung nachweisbar sind. Der Ansatz mit $\gamma_F \approx 1,0$ führt zu größerer Übereinstimmung.

Den größten Einfluss auf die Knicklast hat natürlich die Annahme der wirksamen Biegesteifigkeiten, die zu den K_1 -Faktoren führen (vgl. Anhang H). Für genauere Nachweise lassen sich für die Aussteifungskriterien auch realistischere Biegesteifigkeiten abschätzen.

Vorschlag: Zu 5.8.3.3 (1) aufnehmen:

Der Bemessungswert der Vertikallasten $F_{V,Ed}$ darf mit $\gamma_F = 1,0$ angesetzt werden.

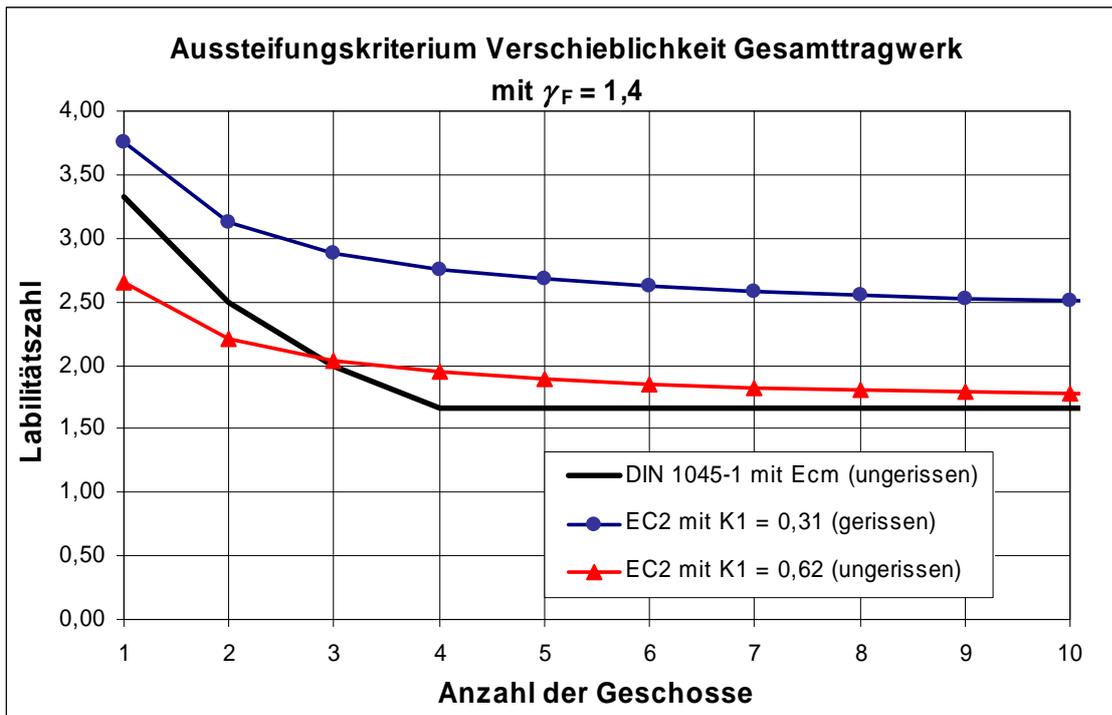


Bild 67. Vergleich der Aussteifungskriterien für verschiebliche Gesamtsysteme mit $\gamma_F = 1,4$

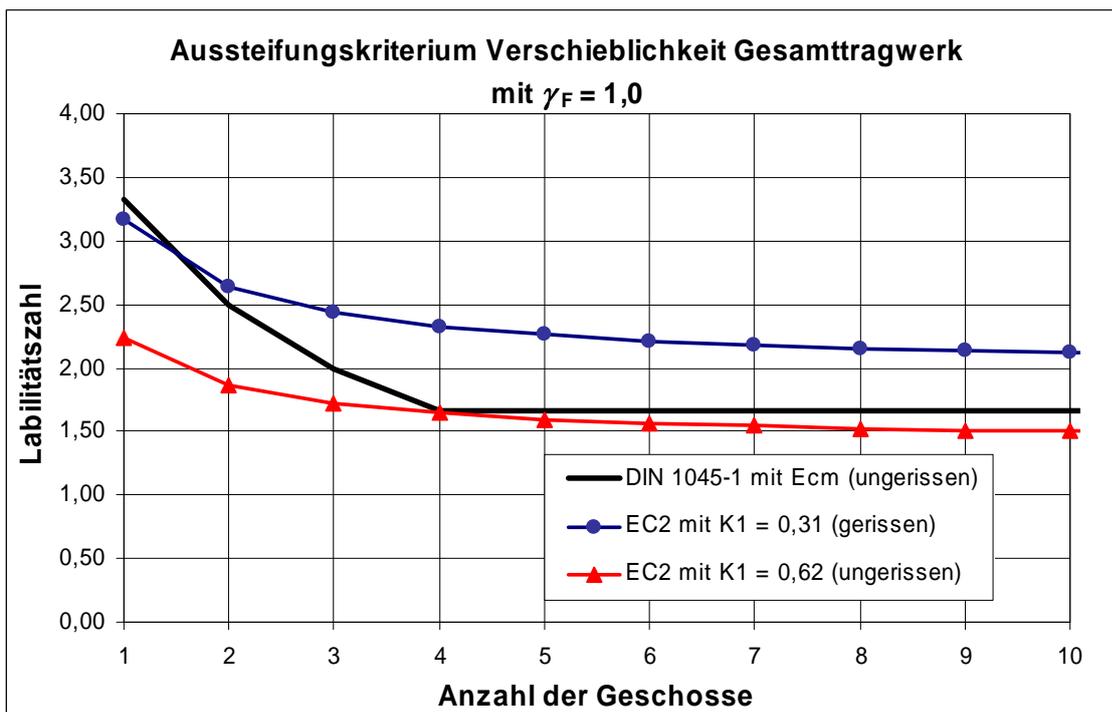


Bild 68. Vergleich der Aussteifungskriterien für verschiebliche Gesamtsysteme mit $\gamma_F = 1,0$

Das Kriterium für die Verdrehsteifigkeit des Aussteifungssystems fehlt im EC2-1-1 und sollte im NA noch ergänzt werden. Um das EC2-1-1-Format anzunähern, werden der E-Modul und der G-Modul als Bemessungswerte eingeführt (mit $\gamma_{\text{E}} = 1,2$ (\rightarrow 5.8.6 (3)NA)) und der Reziprokwert der DIN 1045-1-Gleichung (26) gebildet. Dieser Wert ist dann noch zu quadrieren, um mit den Grenzwerten des EC2-1-1 vergleichbar zu sein.

Vorschläge:

In 5.8.3.3 (1) sollte Gleichung (5.18) in die in Deutschland gebräuchliche Form gebracht werden:

$$\frac{F_{\text{V,Ed}} \cdot L^2}{\sum E_{\text{cd}} I_{\text{c}}} \leq K_1 \cdot \frac{n_{\text{s}}}{n_{\text{s}} + 1,6} \quad (5.18\text{DE})$$

Zu 5.8.3.3 (2) sollte ergänzt werden:

ANMERKUNG 3 Die aussteifenden Bauteile dürfen als nicht gerissen angenommen werden, wenn die Betonzugspannungen den Wert f_{ctm} nach Tabelle 3.1 nicht überschreiten.

ANMERKUNG 4 In Gleichung (5.18.1DE) darf ebenfalls K_1 durch K_2 ersetzt werden.

Zu 5.8.3.3 wird Absatz (3) ergänzt:

Wenn die lotrechten aussteifenden Bauteile nicht annähernd symmetrisch angeordnet sind oder nicht vernachlässigbare Verdrehungen zulassen, muss zusätzlich die Verdrehsteifigkeit aus der Kopplung der Wölbsteifigkeit $E_{\text{cd}} I_{\omega}$ und der Torsionssteifigkeit $G_{\text{cd}} I_{\text{T}}$ der Gleichung (5.18.1DE) genügen, um Nachweise am Gesamttragwerk nach Theorie II. Ordnung zu vernachlässigen:

$$\frac{1}{\left(\frac{1}{L} \sqrt{\frac{E_{\text{cd}} I_{\omega}}{\sum_j F_{\text{V,Ed},j} \cdot r_j^2}} + \frac{1}{2,28} \sqrt{\frac{G_{\text{cd}} I_{\text{T}}}{\sum_j F_{\text{V,Ed},j} \cdot r_j^2}} \right)^2} \leq K_1 \cdot \frac{n_{\text{s}}}{n_{\text{s}} + 1,6} \quad (5.18.1\text{DE})$$

Dabei ist

- r_j der Abstand der Stütze j vom Schubmittelpunkt des Gesamtsystems;
- $F_{\text{V,Ed},j}$ der Bemessungswert der Vertikallast der aussteifenden und ausgesteiften Bauteile j mit $\gamma_{\text{F}} = 1,0$;
- $E_{\text{cd}} I_{\omega}$ die Summe der Nennwölbsteifigkeiten aller gegen Verdrehung aussteifenden Bauteile (Bemessungswert);
- $G_{\text{cd}} I_{\text{T}}$ die Summe der Torsionssteifigkeiten aller gegen Verdrehung aussteifenden Bauteile (St. Venant'sche Torsionssteifigkeit, Bemessungswert).

4.8.2 Verfahren mit Nennkrümmung

In Tabelle 22 werden die Nachweise für Druckglieder nach dem Näherungsverfahren mit Nennkrümmung (Modellstützenverfahren) verglichen.

Tab. 22. Vergleich Modellstützenverfahren nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1	2	3
	Nachweis	DIN 1045-1 [R6]	EC2-1-1 [R1] mit NA
1	Bemessungsmoment	$M_{Ed,II} = M_1 + M_2 = M_0 + M_a + M_2$ $= N_{Ed} \cdot (e_0 + e_a + e_2)$	Gleichung (5.31): $M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 = M_0 + M_1 + M_2$ $= N_{Ed} \cdot (e_0 + e_1 + e_2)$
1	Gesamtausmitte für die Modellstütze	Gleichung (34) + (35): $e_{tot} = e_1 + e_2 = (e_0 + e_a) + e_2$ Dabei ist e_0 Lastausmitte nach Th. I. O. = M_{Ed0} / N_{Ed} ; M_{Ed0} Biegemoments nach Th. I. O.; N_{Ed} Längskraft; e_a ungewollte Lastausmitte; e_2 Lastausmitte Th. II. O.	Dabei ist M_{0Ed} Moment nach Th. I. O., einschließlich der Auswirkungen von Imperfektionen e_1 M_2 Moment nach Th. II. O.
2	Imperfektion	Gleichung (33) + (4) mit (5): $e_a = \alpha_{a1} \cdot l_0 / 2$ $\alpha_{a1} = \frac{1}{100 \sqrt{l_{col}}} \leq 1/200$ → Abminderung bei n -lastabtragenden Bauteilen nebeneinander mit α_n : $\alpha_n = \sqrt{\frac{1+1/n}{2}}$	Gleichung (5.2) und (5.1): $e_1 = \theta_1 \cdot l_0 / 2$ $\theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha_m \rightarrow \theta_0 = \frac{1}{100 \sqrt{l}} \leq 1/200$ → Abminderung bei m -lastabtragenden Bauteilen nebeneinander mit α_m : $\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1+1/m)}$
3	unterschiedliche Lastausmitten Th. I. O.	Gleichung (36) + (37): $e_0 = 0,6 e_{02} + 0,4 e_{01}$ $e_0 = 0,4 e_{02}$ Dabei ist e_{01} , e_{02} die jeweilige Ausmitte der Längskraft nach Theorie I. Ordnung an den beiden Stützenenden mit $ e_{02} \geq e_{01} $.	Gleichung (5.32): $M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01}$ $\geq 0,4 M_{02}$ mit $ M_{02} \geq M_{01} $
4	Lastausmitte Th. II. O.	Gleichung (38) bis (40): $e_2 = K_1 \cdot [1/l] \cdot l_0^2 / 10$ $e_2 = 2 \cdot K_1 \cdot [K_2 \cdot \varepsilon_{yd} / (0,9d)] \cdot l_0^2 / 10$ $K_1 = \lambda / 10 - 2,5 \quad \text{für } 25 \leq \lambda \leq 35$ $= 1 \quad \text{für } \lambda > 35$ $K_2 = (N_{ud} - N_{Ed}) / (N_{ud} - N_{bal}) \leq 1$	Gleichung (5.33) + (5.34) + (5.36): $e_2 = K_1 \cdot [1/l] \cdot l_0^2 / c \rightarrow c = 10 \text{ (bis 8)}$ $e_2 = K_1 \cdot [K_r \cdot K_\varphi \cdot \varepsilon_{yd} / (0,45d)] \cdot l_0^2 / 10$ $K_1 = \lambda / 10 - 2,5 \leq 1,0$ $K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1$
5	Lastausmitte Kriechen		Gleichung (5.37) und (5.19): $K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1$ mit $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed}$ $\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150$

Die Zusammenstellung verdeutlicht, dass es beim Näherungsverfahren mit Nennkrümmung praktisch bis auf die Berücksichtigung von Kriechauswirkungen keine Unterschiede gibt. Seit der DIN 1045-1-Fassung von 2008-08 [R7] ist auch dieser Unterschied beseitigt.

Die Ergebnisse in den Vergleichsrechnungen bestätigen dies durchgehend (Bild 69).

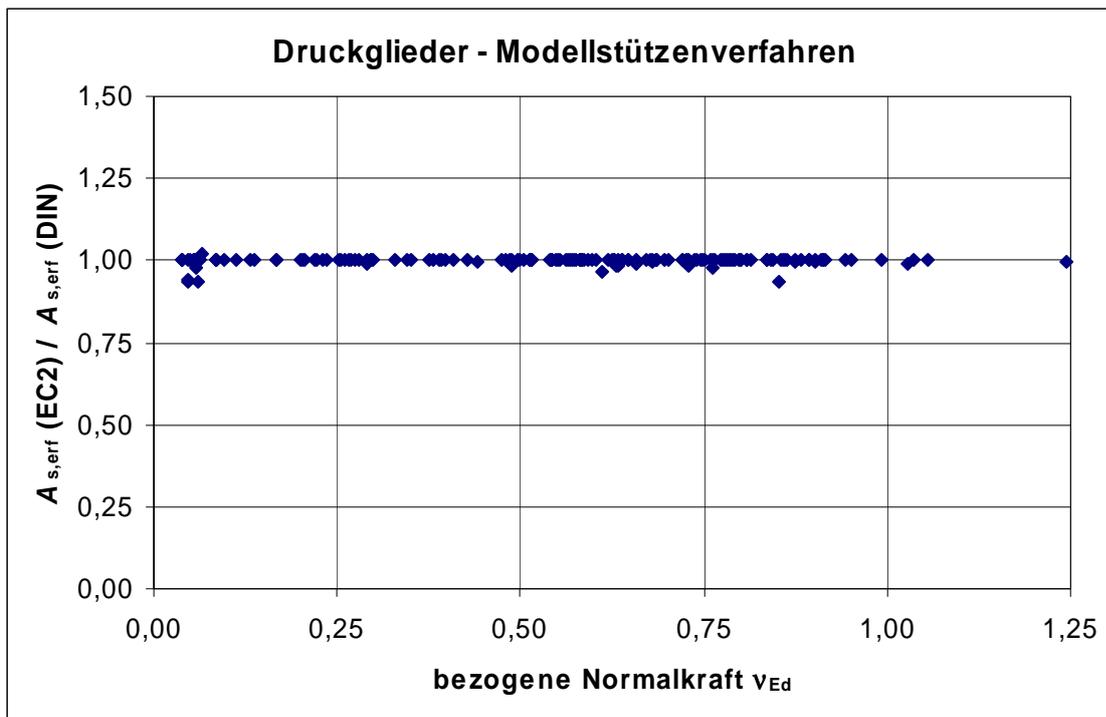


Bild 69. Vergleich der Stützenbewehrung nach Modellstützenverfahren

Die statische Nutzhöhe d wird im EC2-1-1, 5.8.8.3 (2) für angerechnete Stützenbewehrung, die nicht vollständig an den gegenüberliegenden Seiten, sondern teilweise auch parallel zur Biegeebene angeordnet ist, mit $d = (h / 2) + i_s$ definiert. Dabei ist i_s der Trägheitsradius der gesamten Bewehrung. Bei einer Vielzahl der Stützen in der Praxis erfolgt die Bewehrungsaufteilung gleichmäßig über den Stützenumfang und ein reduziertes d muss nach Gleichung (5.35) bestimmt werden. Dafür muss A_s vorgeschätzt und dann ggf. mittels Iteration genauer bestimmt werden. Dies gilt jedoch streng genommen auch nach DIN 1045-1 und ist in der Praxis ohne Bedeutung.

4.8.3 Verfahren mit Nennsteifigkeiten

Die Ergänzung im NA zu 5.8.7, die das allgemeinere Verfahren nach DIN 1045-1, 8.6.1 (7), auch im EC2-1-1 umsetzen soll, gehört zum Abschnitt 5.8.6, wo auch der Teilsicherheitsbeiwert γ_{cE} definiert wird.

Vorschlag:

Zu 5.8.6 (3)

Die Formänderungen dürfen auf der Grundlage von Bemessungswerten, die auf den Mittelwerten der Baustoffkennwerte beruhen (z. B. f_{cm} / γ_c , E_{cm} / γ_{cE}), ermittelt werden. Die Kriechauswirkungen dürfen dadurch berücksichtigt werden, dass die Betonstauchungen in der Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons nach Bild 3.2 mit dem Faktor $(1 + \varphi_{ef})$ vergrößert werden. Für die Ermittlung der Grenztragfähigkeit im kritischen Querschnitt sind dann jedoch die Bemessungswerte der Baustofffestigkeiten anzusetzen.

In 5.8.7 dafür streichen!

Das Näherungsverfahren mit Nennsteifigkeiten nach EC2-1-1, 5.8.7, ist im Entwurf des NA wegen fehlender Erfahrungen zunächst für Deutschland nicht freigegeben worden. Innerhalb der EC2-Pilotprojekte sollte überprüft werden, ob dieses Verfahren ausreichend sichere Ergebnisse liefert und für Deutschland zusätzlich zum Modellstützenverfahren erlaubt werden kann.

Die Anwendung des Verfahrens mit Nennsteifigkeiten ist einfach zu verstehen und durchgängig. Aufwändig ist die notwendige Wahl und ggf. iterative Anpassung der Stützenbewehrung im Laufe der Berechnung. Die Anordnung (Trägheitsmoment I_s) und die Größe dieser Stützenbewehrung ist von entscheidender Bedeutung für die Biegemomente nach Theorie II. Ordnung. Da der Einfluss aus der Wahl und der Anordnung der Bewehrung auf das Bemessungsmoment $M_{Ed,II}$ sehr groß ist, reagiert das Verfahren z. T. sehr empfindlich. Bei sehr schlanken Druckgliedern kann es vorkommen, dass die Knicklast N_B in Bezug auf die Stützenlängskraft N_{Ed} relativ klein ist. Die Berechnung muss dann mit deutlicher Vergrößerung der Bewehrung wiederholt werden. Dies liegt hauptsächlich an dem sehr kleinen Abminderungsbeiwert K_c für die Ersatzbiegesteifigkeit, jedoch auf der sicheren Seite.

Die Unterschiede zwischen den Verfahren mit Nennsteifigkeiten und dem Modellstützenverfahren sind in der Tendenz nicht in allen Parameterbereichen gleich (vgl. Bilder 70 und 71). Insgesamt ist das Verfahren mit Nennsteifigkeiten empfindlicher bei der Berücksichtigung von Kriechen. Die Steifigkeiten werden deshalb im NA auf der sicheren Seite liegend zu weich angenommen ($\gamma_{cE} = 1,5$). Der Kriecheinfluss wird überproportional berücksichtigt. Alle Ergebnisse liegen daher i. d. R. über denen des allgemeinen Verfahrens.

Das Verfahren mit Nennsteifigkeiten ist als annähernd gleichwertig zum Modellstützenverfahren anzusehen. Die Ergebnisse aus den Pilotprojekten sprechen dafür (vgl. Bilder 70 und 71). Die These stützen auch Vergleichsrechnungen in [15] auf Basis des österreichischen Nationalen Anhangs, wo das allgemeine nichtlineare Verfahren mit den beiden Näherungsverfahren mit Nennsteifigkeiten und Nennkrümmungen verglichen wurde. Gegenüber den Vergleichen in [15] mit $\gamma_{cE}(AT) = 1,2$ liegt die Annahme des Sicherheitsbeiwerts für den Mittelwert des E-Moduls von Beton mit $\gamma_{cE}(DE) = 1,5$ (nach 5.8.6 (3)) weiter auf der sicheren Seite. Wegen der relativ unwirtschaftlichen Ergebnisse und der notwendigen Iteration wird das Verfahren in der Praxis vermutlich jedoch wenig Bedeutung erlangen.

Vorschlag:

Das Verfahren mit Nennsteifigkeiten kann zusätzlich in DE zugelassen werden.

Der Entfall dieses (überflüssigen) Verfahrens wird empfohlen, um die Norm etwas zu verschlanken.

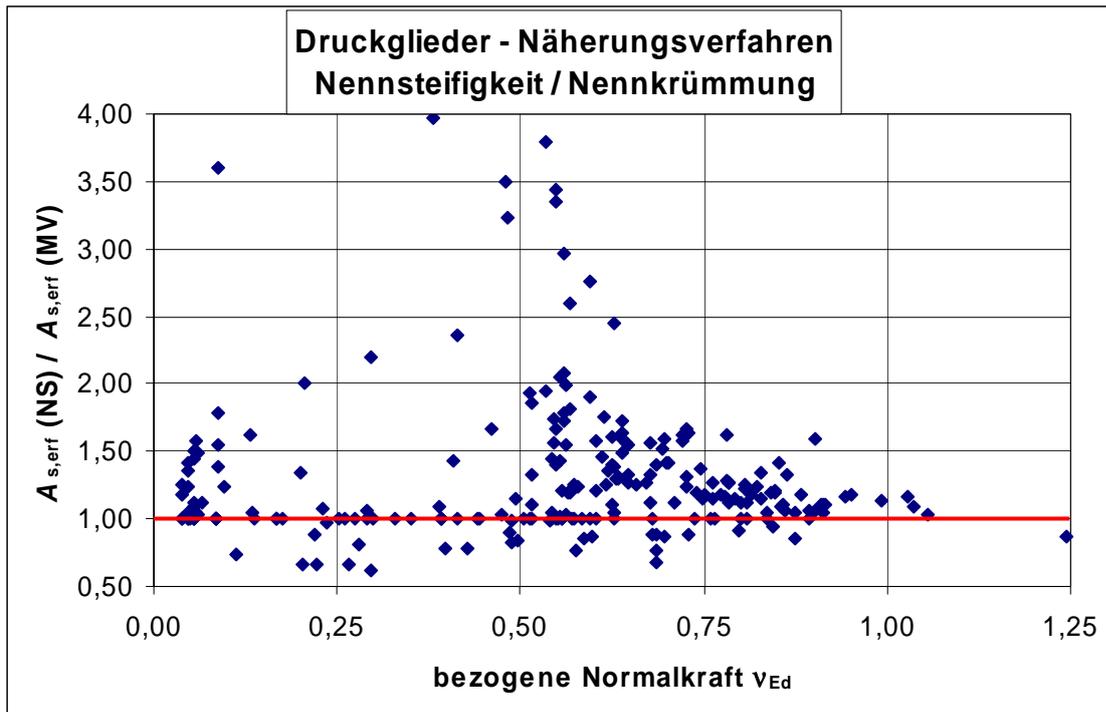


Bild 70. Vergleich der Stützenbewehrung nach Verfahren mit Nennsteifigkeiten (NS) und Modellstützenverfahren (MV) abhängig von der Normalkraftauslastung

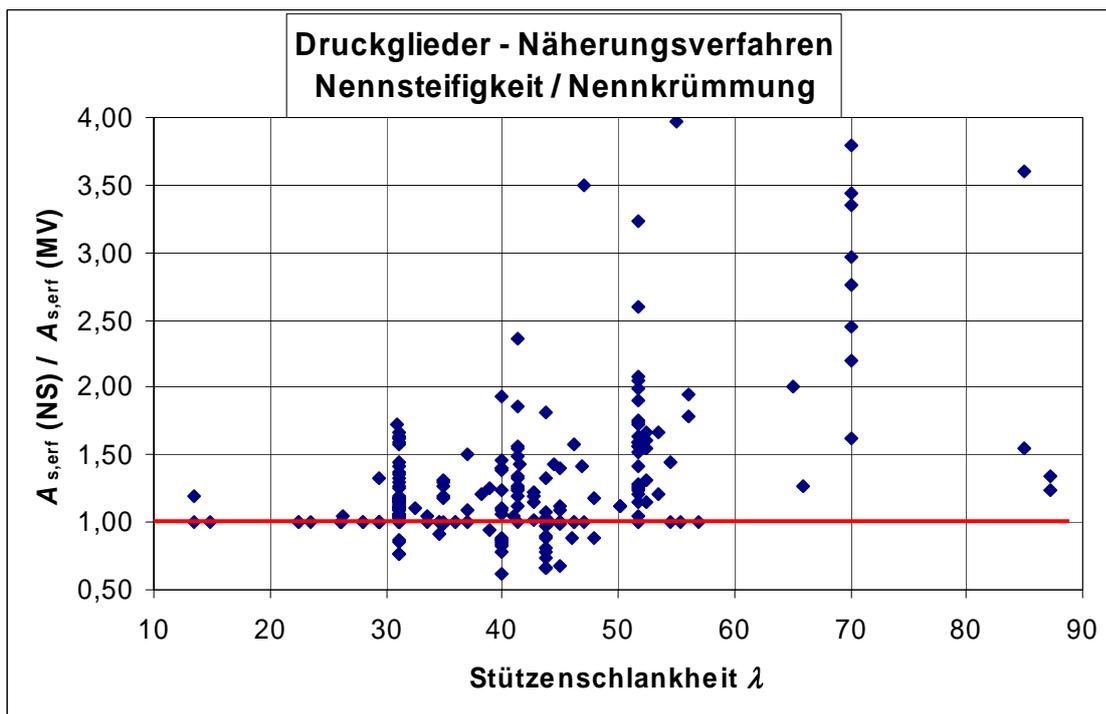


Bild 71. Vergleich der Stützenbewehrung nach Verfahren mit Nennsteifigkeiten (NS) und Modellstützenverfahren (MV) abhängig von der Stützenschlankheit

5 Vergleichsergebnisse Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

5.1 Begrenzung der Rissbreiten

5.1.1 Anforderungen

Die Anforderungen an die Rissbreitenbegrenzung werden in DIN 1045 über Anforderungsklassen in den Tabellen 18 und 19 geregelt.

DIN 1045-1: Tabelle 18 – Anforderungen an die Begrenzung der Rissbreite und die Dekompression

	Anforderungs- klasse	1		2		3	
		Einwirkungskombination für den Nachweis der Dekompression		Rissbreitenbegrenzung		Rechenwert der Rissbreite w_k mm	
1	A	selten		–		0,2	
2	B	häufig		selten			
3	C	quasi-ständig		häufig			
4	D	–		häufig			
5	E	–		quasi-ständig		0,3	
6	F	–		quasi-ständig		0,4	

DIN 1045-1: Tabelle 19 — Mindestanforderungsklassen in Abhängigkeit von der Expositionsklasse

	Spalte	1				2				3				4			
		Mindestanforderungsklasse															
		Vorspannart															
Expositionsklasse		Vorspannung mit nachträglichem Verbund				Vorspannung mit sofortigem Verbund				Vorspannung ohne Verbund				Stahlbetonbauteile			
1	XC1	D				D				F				F			
2	XC2, XC3, XC4	C ^a				C				E				E			
3	XD1, XD2, XD3 ^b , XS1, XS2, XS3	C ^a				B				E				E			

^a Wird der Korrosionsschutz anderweitig sichergestellt, darf Anforderungsklasse D verwendet werden. Hinweise hierzu sind den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der Spannverfahren zu entnehmen.
^b Im Einzelfall können zusätzlich besondere Maßnahmen für den Korrosionsschutz notwendig sein.

Im NA des EC2-1-1 wird dies in Tab. 7.1DE fast gleichwertig umgesetzt.

Vorschläge:

Das Adjektiv „Empfohlene“ sollte aus der Tabellenüberschrift gestrichen werden, um den Verbindlichkeitsgrad zu erhöhen.

In Fußnote 3) der Tab. 7.1DE ist der Dekompressionsbereich um das Spannglied herum von 50 mm auf 100 mm (= beidseitig 50 mm) zu erhöhen.

Auf die schärfere Anforderung in DIN 1045-1, 11.2.1 (9):

„Die Einhaltung des Grenzzustands der Dekompression bedeutet, dass der Betonquerschnitt unter der jeweils maßgebenden Einwirkungskombination im Bauzustand am Rand der infolge Vorspannung vorgedrückten Zugzone und im Endzustand vollständig unter Druckspannungen steht.“

wird im EC2-1-1 verzichtet. Das kann akzeptiert werden. Die Hinweise zur Empfindlichkeit der Nachweise und der Beachtung veränderlicher Spanngliedlagen im DAfStb-Heft [525] (→ DAfStb-Heft [600]) sind zu beachten.

EC2-NA: 7.3.1 (5), Tab. 7.1DE: **Empfohlene** Werte für w_{max} (mm)

Expositionsklasse	Stahlbeton und Vorspannung ohne Verbund	Vorspannung mit nachträglichen Verbund	Vorspannung mit sofortigen Verbund	
	mit Einwirkungskombination			
	quasi-ständig	häufig	häufig	selten
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2	0,2	
XC2 – XC4	0,3	0,2 ^{2) 4)}	0,2 ²⁾	
XS1 – XS3 XD1, XD2, XD3 ⁵⁾			Dekom- pression ³⁾	0,2

¹⁾ Bei den Expositionsklassen X0 und XC1 hat die Rissbreite keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit und dieser Grenzwert wird i. Allg. zur Wahrung eines akzeptablen Erscheinungsbildes gesetzt. Fehlen entsprechende Anforderungen an das Erscheinungsbild, darf dieser Grenzwert erhöht werden.
²⁾ Zusätzlich ist der Nachweis der Dekompression³⁾ unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination zu führen.
³⁾ Die Einhaltung des Grenzzustands der Dekompression bedeutet, dass der Betonquerschnitt um das Spannglied im Bereich von **100 mm** oder von 1/10 der Querschnittshöhe unter Druckspannungen steht. Der größere Bereich ist maßgebend.
⁴⁾ Wenn der Korrosionsschutz anderweitig sichergestellt wird (Hinweise hierzu in den Zulassungen der Spannverfahren), darf der Dekompressionsnachweis entfallen.
⁵⁾ beachte 7.3.1 (7)

5.1.2 Mindestbewehrung

Die Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite wird in Tabelle 23 gegenübergestellt:

Tab. 23. Vergleich Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1	2	3
	Nachweis	DIN 1045-1 [R6]	EC2-1-1 [R1] mit NA
1	$A_{s,min}$	Gleichung (127): $A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$	Gleichung (7.1): $A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct}$
2	k_c	Gleichung (128): <i>Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung innerhalb der Zugzone A_{ct} vor der Erstrissbildung sowie der Änderung des inneren Hebelarmes beim Übergang in den Zustand II:</i> $k_c = 0,4 \left[1 + \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1$	Gleichung (7.2) und (7.3): <i>Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung innerhalb des Querschnitts vor der Erstrissbildung sowie der Änderung des inneren Hebelarmes:</i> Bei reinem Zug: $k_c = 1,0$ Bei Biegung oder Biegung mit Normalkraft: - RQ und Stegen von Hohlkästen- oder T-Q: $k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 (h/h^*) f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (7.2)$ - Gurte von Hohlkästen- oder T-Q: $k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad (7.3)$
3	k_1	= 1,5 h / h' für Drucknormalkraft = 2/3 für Zugnormalkraft $h' = h$ für $h < 1$ m $h' = 1$ m für $h \geq 1$ m	= 1,5 falls N_{Ed} Druckkraft = 2 $h^* / (3 h)$ falls N_{Ed} Zugkraft $h^* = h$ für $h < 1,0$ m $h^* = 1,0$ m für $h \geq 1,0$ m
4	k	<i>der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen. Werte für k sind nachfolgend für unterschiedliche Fälle angegeben:</i> a) <i>Zugspannungen infolge im Bauteil selbst hervorgerufenen Zwangs (z. B. Eigenspannungen infolge Abfließen der Hydratationswärme):</i>	<i>der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen, die zum Abbau von Zwang führen</i> $k = 1,0$ für Stege mit $h \leq 300$ mm oder Gurte mit $b \leq 300$ mm $k = 0,65$ für Stege mit $h \geq 800$ mm oder Gurte mit $b \geq 800$ mm

		<p>$k = 0,8$ für $h \leq 300$ mm $k = 0,5$ für $h \geq 800$ mm Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden. Dabei ist für h der kleinere Wert von Höhe oder Breite des Querschnitts oder Teilquerschnitts zu setzen. b) Zugspannungen infolge außerhalb des Bauteils hervorgerufenen Zwangs (z. B. Stützensenkung): $k = 1,0$</p>	<p>Zwischenwerte dürfen interpoliert werden. (Anmerkung: Gurt- „Höhen“ → „Breiten“ = Übersetzungsfehler in [R1])</p>
5	$f_{ct,eff}$	<p>die wirksame Zugfestigkeit des Betons zum betrachteten Zeitpunkt. Für $f_{ct,eff}$ ist bei diesem Nachweis der Mittelwert der Zugfestigkeit f_{ctm} einzusetzen. Dabei ist diejenige Festigkeitsklasse anzusetzen, die beim Auftreten der Risse zu erwarten ist. In vielen Fällen, z. B. wenn der maßgebende Zwang aus dem Abfließen der Hydratationswärme entsteht, kann die Rissbildung in den ersten 3 bis 5 Tagen nach dem Einbringen des Betons in Abhängigkeit von den Umweltbedingungen, der Form des Bauteils und der Art der Schalung entstehen. In diesem Fall darf, sofern kein genauere Nachweis erfolgt, die Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ zu 50 % der mittleren Zugfestigkeit nach 28 Tagen gesetzt werden. Falls diese Annahme getroffen wird, ist dies durch Hinweis in der Baubeschreibung und auf den Ausführungsplänen dem Bauausführenden rechtzeitig mitzuteilen, damit bei der Festlegung des Betons eine entsprechende Anforderung aufgenommen werden kann. Wenn der Zeitpunkt der Rissbildung nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann, sollte mindestens eine Zugfestigkeit von 3 N/mm² für Normalbeton ... angenommen werden;</p>	<p>der Mittelwert der wirksamen Zugfestigkeit des Betons, der beim Auftreten der Risse zu erwarten ist: $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ oder niedriger, ($f_{ctm}(t)$), falls die Rissbildung vor Ablauf von 28 Tagen erwartet wird Wenn der Zeitpunkt der Rissbildung nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann, sollte mindestens eine Zugfestigkeit $f_{ct,eff} \geq 2,9$ N/mm² angenommen werden.</p>
6	A_{ct}	<p>die Fläche der Betonzugzone im Querschnitt oder Teilquerschnitt. Die Zugzone ist derjenige Teil des Querschnitts oder Teilquerschnitts, der unter der zur Erstrissbildung am Gesamtquerschnitt führenden Einwirkungskombination im ungerissenen Zustand rechnerisch unter Zugspannungen steht;</p>	<p>die Fläche der Betonzugzone. Die Zugzone ist derjenige Teil des Querschnitts oder Teilquerschnitts, der unter der zur Erstrissbildung am Gesamtquerschnitt führenden Einwirkungskombination im ungerissenen Zustand rechnerisch unter Zugspannungen steht.</p>
7	σ_s	<p>die zulässige Spannung in der Betonstahlbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite in Abhängigkeit vom Grenzdurchmesser d_s^* nach Tabelle 20.</p>	<p>der Absolutwert der maximal zulässigen Spannung in der Betonstahlbewehrung unmittelbar nach Rissbildung. Diese darf als die Streckgrenze der Bewehrung f_{yk} angenommen werden. Zur Einhaltung der Rissbreitengrenzwerte kann allerdings ein geringerer Wert erforderlich sein, gemäß dem Grenzdurchmesser der Stäbe oder der Höchstwerte der Stababstände (siehe 7.3.3 (2)).</p>
8	σ_c	<p>die Betonspannung in Höhe der Schwerlinie des Querschnitts oder Teilquerschnitts im ungerissenen Zustand unter der Einwirkungskombination, die am Gesamtquerschnitt zur Erstrissbildung führt</p>	

Der Ergänzung für den Beiwert k_c für Gurte gegliederter Querschnitte wurde zwischenzeitlich in die Fassung DIN 1045-1:2008-08 [R7] übernommen. In dieser DIN-Ausgabe wurden erleichternde Nachweise für dicke Bauteile unter zentrischem Zwang aufgenommen. Diese sind im NA gleichwertig übernommen worden.

Die k -Beiwerte des EC2-1-1 sind ca. 25 % größer als die nach DIN 1045-1, wobei keine Unterscheidung in inneren und äußeren Zwang vorgenommen wird. Sie werden jedoch i. d. R. (bei schlanken Teilquerschnitten) auf die größere Dimension bezogen (Steghöhe bzw. Gurtbreite, vgl. Bild 72). Dabei wird davon ausgegangen, dass die nichtlinear verteilten Eigenspannungen

über die größere Bauteildimension ausgeprägter sind als über die kleinere und diese für den Zwangsabbau immer maßgebend sind.

Die DIN 1045-1-Werte beziehen sich dagegen auf der sicheren Seite liegend immer auf die kleinere Abmessung des betrachteten (Teil-)Querschnitts (Bild 72). Dies berücksichtigt, dass die Eigenspannungen z. B. infolge Abfließens der Hydratationswärme, bei dünneren Querschnitten wegen des kleineren Temperaturgradienten zwischen Bauteiloberfläche und Kern geringer ausfallen können. Dafür werden dann mit Blick auf weitere, nicht genau quantifizierbare, risskraftreduzierende Einflüsse die k -Werte reduziert.

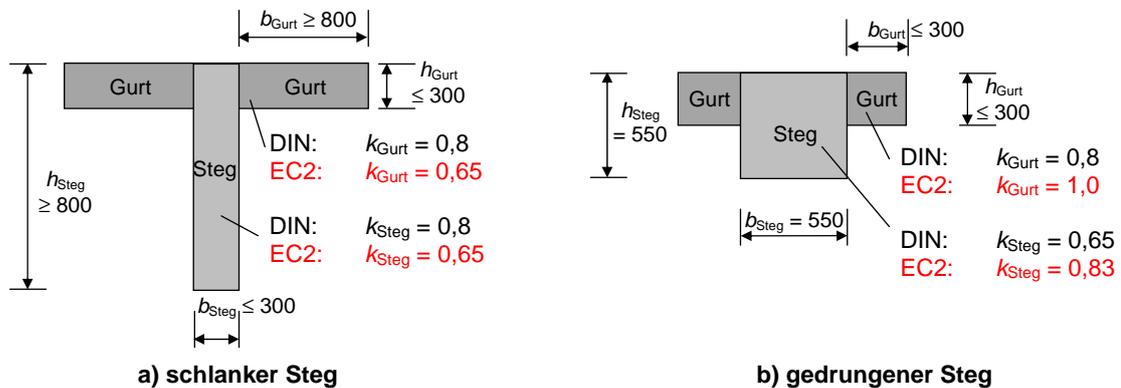


Bild 72. Beispiele für unterschiedliche k -Beiwerte bei Teilquerschnitten

Für den EC2-1-1/NA wurden daher die „bewährten“ Festlegungen von DIN 1045-1 reproduziert, indem die k -Beiwerte des EC2-1-1-Originals bei innerer Zwangsbeanspruchung mit 0,8 multipliziert und dafür wieder auf die kleinere Abmessung des (Teil-)Querschnitts bezogen werden:

$$k_{300\text{mm}} = 1,0 \cdot 0,8 = 0,8 \quad \text{und} \quad k_{800\text{mm}} = 0,65 \cdot 0,8 = 0,52.$$

Für äußeren Zwang ist immer $k = 1,0$ zu verwenden.

Vorschläge:

Die Beiwerte k im NA sollten mit dem Faktor 0,8 abgemindert werden, so dass die wirtschaftlichere und erfahrungsgemäß bewährte Mindestbewehrungsmenge von DIN 1045 erreicht wird. Dafür sind die Werte wieder auf die kleinere Abmessung des Querschnitts bzw. Teilquerschnitts zu beziehen.

Die Unterscheidung in inneren und äußeren Zwang ($k = 1,0$) ist wieder aufzunehmen.

5.1.3 Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung

In DIN 1045 und EC2-1-1 wird ein indirekter Nachweis der Rissbreitenbegrenzung über zwei Konstruktionsregeln erlaubt. Die Regeln sind:

- die Begrenzung des Grenzdurchmessers bei Beanspruchungen aus Last oder Zwang bzw.
- die Begrenzung der Stababstände bei Beanspruchungen aus Last.

Die Konstruktionsregeln werden in Tabelle 24 verglichen. Bild 73 visualisiert grafisch die Grenzdurchmessertabelle.

Tab. 24. Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

1		2			3						
Nachweis		DIN 1045-1 [R6]			EC2-1-1 [R1] mit NA						
1	Grenzdurchmesser	Tab. (20):			Tab. (7.2DE):						
			1	2	3		1	2	3		
		Stahlspannung σ_s N/mm ²	Grenzdurchmesser der Stäbe in mm in Abhängigkeit vom Rechenwert der Rissbreite w_k			Grenzdurchmesser der Stäbe in mm in Abhängigkeit vom Rechenwert der Rissbreite w_k					
			$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm			
		1	160	56	42	28	1	160	54	41	27
		2	200	36	27	18	2	200	35	26	17
		3	240	25	19	13	3	240	24	18	12
		4	280	18	14	9	4	280	18	13	9
		5	320	14	11	7	5	320	14	10	7
		6	360	11	8	6	6	360	11	8	5
7	400	9	7	5	7	400	9	7	4		
8	450	7	5	4	8	450	7	5	3		
		ANMERKUNG: Die Beziehung für die Grenzdurchmesser ist: $d_s^* = 3,6 \cdot 10^6 \cdot w_k / \sigma_s^2$									
2	Modifikation des Grenzdurchmessers	Gleichung (129): Risschnittgröße / zentrischer Zwang: $d_s = d_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_t}{4(h-d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{3,0} \geq d_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{3,0}$			Gleichung (7.6DE) und (7.7DE): Biegung (Querschnitt zumindest teilweise unter Druck) $\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_{cr}}{4(h-d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (7.6DE)$						
		mit h_t die Höhe der Zugzone im Querschnitt bzw. Teilquerschnitt vor Beginn der Erstrissbildung (bei zentrischem Zug $h_t = 0,5h$ bei beidseitiger Bewehrungslage)			Zug (gleichmäßig verteilte Zugnormalspannung) $\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_{cr}}{8(h-d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (7.7DE)$						
		Gleichung (131): Last $d_s = d_s^* \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_s}{4(h-d) \cdot b \cdot 3,0} \geq d_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct,0}}$			mit h_{cr} die Höhe der Zugzone unmittelbar vor Rissbildung unter Berücksichtigung der charakteristischen Werte der Vorspannung und der Normalkräfte unter quasi-ständiger Einwirkungskombination						
		mit σ_s die Betonstahlspannung im Zustand II									

Die Unterschiede bestehen in:

- Bezug der Grenzdurchmessertabelle nach DIN 1045-1 auf eine Betonzugfestigkeit von 3,0 N/mm² und nach EC2-1-1 auf 2,9 N/mm² (= f_{ctm} von C30/37). Dies kann zu einer geringfügigen Erhöhung der Rissbewehrung nach EC2-1-1 von unter 3 % führen, wenn auf eine Modifikation des Grenzdurchmessers verzichtet wird.
- Die Modifikationsmöglichkeit des Grenzdurchmessers abhängig von der tatsächlichen Betonstahlspannung unter direkter Beanspruchung (Last) fehlt im EC2-1-1.

Die Modifikation des Grenzdurchmessers für die Risschnittgrößen zentrischer Zug nach DIN-Gleichung (129) und EC2-1-1-Gleichung (7.7DE) stimmt ansonsten überein. Die DIN-Gleichung (129) bezieht sich immer auf eine Bewehrungslage und deckt somit den Fall Erreichen des Rissmomentes (eine Lage unter Zug, Biegezugzone bis zur Schwerelinie des Querschnitts im Zustand I) als auch den Fall Rissnormalkraft (jeweils eine beide Lagen unter Zug, jedoch Zugzone auf jeweils eine Lage bezogen) ab. Im EC2-1-1 werden beide Fälle mit 2 Gleichungen (7.6) und (7.7) abgedeckt.

Vorschläge:

Die Beziehung für den Grenzdurchmesser bei Berücksichtigung von 2,9 N/mm² sollte im NA ergänzt werden:

$$\sigma_s = \sqrt{w_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{\phi_s^*}}$$

Der NA zu 7.3.3 (2) sollte wie folgt modifiziert und ergänzt werden:

- Mindestbewehrung Rissmoment Biegung nach 7.3.2:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_{cr}}{4(h-d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (7.6DE)$$

- Mindestbewehrung zentrischer Zug nach 7.3.2:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_{cr}}{8(h-d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (7.7DE)$$

- Lastbeanspruchung:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_s}{4(h-d) \cdot 2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (7.7.1DE)$$

mit σ_s – Betonstahlspannung im Zustand II; bei Spanngliedern im Verbund nach 7.3.3 (2)NA.

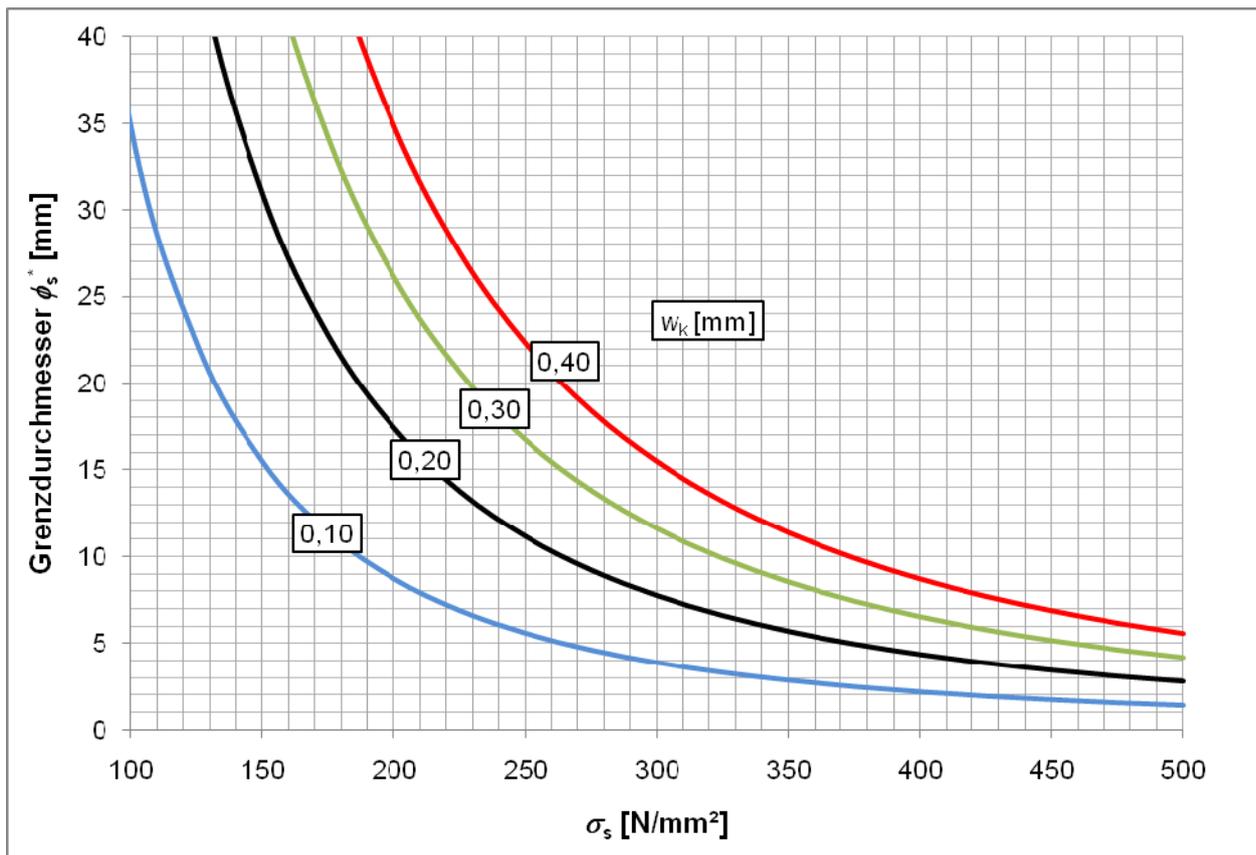


Bild 73. Grenzdurchmessertabelle grafisch

5.1.4 Begrenzung der Rissbreite mit direkter Berechnung

Die direkte Rissbreitenberechnung nach DIN 1045-1 und EC2-1-1 wird in Tabelle 25 verglichen:

Tab. 25. Begrenzung der Rissbreite mit direkter Berechnung nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1	2	3
	Nachweis	DIN 1045-1 [R6]	EC2-1-1 [R1] mit NA
1	Rechenwert Rissbreite	Gleichung (135): $w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	Gleichung (7.8):
2	Dehnungsdifferenz	Gleichung (136): $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - 0,4 \frac{f_{ct,eff}}{eff \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot eff \rho)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	Gleichung (7.9): $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ mit k_t – der Faktor der von der Dauer der Lasteinwirkung abhängt $k_t = 0,6$ bei kurzzeitiger Lasteinwirkung $k_t = 0,4$ bei langfristiger Lasteinwirkung
3	effektiver Bewehrungsgrad	Gleichung (133): $eff \rho = (A_s + \xi_1^2 \cdot A_p) / A_{c,eff}$ mit $A_p = A_p'$ – die Querschnittsfläche der in $A_{c,eff}$ liegenden Spannglieder im Verbund	Gleichung (7.10): $\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A_p'}{A_{c,eff}}$
4	Rissabstand	Gleichung (137): $s_{r,max} = \frac{d_s}{3,6 \cdot eff \rho} \leq \frac{\sigma_s \cdot d_s}{3,6 \cdot f_{ct,eff}}$	Gl. (7.11): $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$ $k_3 k_4$ aus NA eingesetzt: $s_{r,max} = 0 \cdot c + \left(\frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 \cdot k_2} \right) \cdot \left(\frac{1}{3,6} \right) \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$ $\rightarrow s_{r,max} = \left(\frac{1}{3,6} \right) \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$ Obere Begrenzung über k_4 fehlerhaft.
5	abweichen-der Risswinkel	Gleichung (138): Wenn Risse in orthogonal bewehrten Bauteilen einen Winkel von mehr als 15° zur Richtung der zugeordneten Bewehrung bilden: $s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,max,x}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,max,y}}}$	Gleichung (7.15): Wenn die Achsen der Hauptzugspannung in orthogonal bewehrten Bauteilen einen Winkel von mehr als 15° zur Richtung der zugeordneten Bewehrung bilden: $s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,max,z}}}$

Durch das Heraus kürzen von k_1 , k_2 , k_3 in der EC2-1-1-Gleichung (7.11) ist eine vollständige Übereinstimmung der Rissformeln nach DIN 1045-1 und EC2-1-1 erreicht worden. Der NA zum maximalen Rissabstand ist zu korrigieren. Der Faktor k_t in EC2-1-1-Gleichung (7.9) wird im DAfStb-Heft [525] ([600]) erläutert. Im NA sollte empfohlen werden, das Verbundkriechen i. d. R. zu berücksichtigen und $k_t = 0,4$ zu setzen.

Vorschlag:

Ändern bzw. ergänzen NA zu 7.3.4 (3): $k_3 = 0$; $k_4 = \left(\frac{1}{k_1 \cdot k_2} \right) \cdot \left(\frac{1}{3,6} \right)$

Dabei darf $s_{r,max}$ mit $s_{r,max} \leq \frac{\sigma_s \cdot \phi}{3,6 \cdot f_{ct,eff}}$

und bei Betonstahlmatten auf maximal zwei Maschenweiten begrenzt werden.

In der Regel ist das Verbundkriechen zu berücksichtigen und $k_t = 0,4$ zu setzen. Erläuterungen siehe DAfStb-Heft [600].

5.2 Begrenzung der Verformungen

5.2.1 Anforderungen

Die Anforderungen an die Verformungsbegrenzung sind in DIN 1045-1 und EC2-1-1 + NA fast identisch (Tab. 26). Die Ausnahme Kragträger mit Durchhang $\leq l / 100$ wird durch den NA wieder aus DIN 1045-1 identisch übernommen.

Tab. 26. Grenzwerte der Verformungen nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

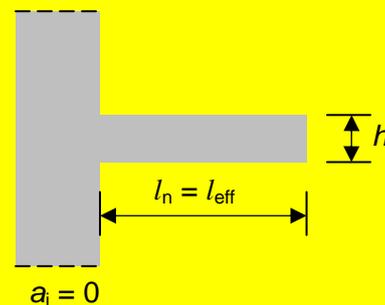
	1	2	3
	Nachweis	Grenzwert	Einwirkungs-kombination
1	Durchhang Endzustand DIN 1045-1: 11.3.1 (8); EC2-1-1: 7.4.1 (2)	$\leq l / 250$	quasi-ständig
2	Durchhang Endzustand Kragträger DIN 1045-1: 11.3.1 (8) (2,5fache Kraglänge) EC2-1-1: 7.4.1 (2)	$\leq l / 100$ $\leq l / 250$	quasi-ständig
3	Überhöhung Bauzustand DIN 1045-1: 11.3.1 (8); EC2-1-1: 7.4.1 (2)	$\leq l / 250$	quasi-ständig
4	Durchbiegung nach Einbau verformungsempfindlicher Ausbauteile DIN 1045-1: 11.3.1 (8); EC2-1-1: 7.4.1 (2)	$\leq l / 500$	quasi-ständig

Kleinere Unterschiede entstehen durch die z. T. unterschiedliche Definition der Stützweiten nach DIN 1045-1 (7.3.1 (6) + [525]) und EC2-1-1 (5.3.2.2, z. B. in Abhängigkeit von der Bauteildicke h). Im EC2-1-1 fehlt die Festlegung der Stützweite für den „freien“ Kragträger:

Vorschlag:

Definition für freien Kragträger in Bild 5.4 ergänzen.

(f) freier Kragträger



5.2.2 Vereinfachter Nachweis über zulässige Biegeschlankheiten

Die zulässigen Biegeschlankheiten im EC2-1-1 wurden aus einer Parameterstudie an Einfeldträgern abgeleitet (Platten und Balken mit Rechteckquerschnitten).

Als typische Lastgeschichte im Hochbau zur Berücksichtigung des Kriechens wurde dabei empfohlen [18]:

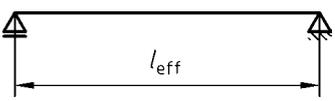
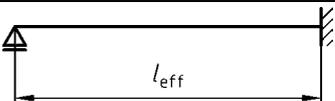
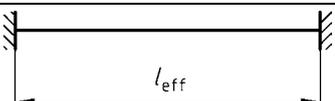
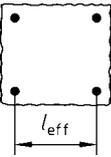
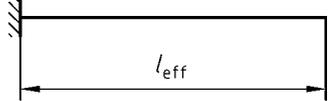
- Zeitpunkt $t_1 = 10$ d: Aufbringen der Eigenlast G_1 des Tragwerks
- Zeitpunkt $t_2 = 60$ d: Aufbringen der restlichen Eigenlasten (Ausbau) G_2
- Zeitpunkt $t_3 = 365$ d: quasi-ständige Einwirkungskombination $G_1 + G_2 + (\psi_2 \cdot Q)$

In der der EC2-1-1-Tabelle 7.4N zugrunde liegenden Studie wurden folgende Parameter untersucht [18]:

- Berücksichtigung der Lastgeschichte in 3 Stufen zu den Zeitpunkten t_1, t_2, t_3 ,
- Durchhangbegrenzung $\leq l / 250$,
- Durchbiegungsbegrenzung zur Vermeidung von Rissen an empfindlichen Bauteilen $\leq l / 500$ („aktive Durchbiegung“),
- relative Luftfeuchte zwischen 50 % und 80 % für Kriech- und Schwindbeiwerte,
- Verhältnis von vorhandener zu erforderlicher Bewehrung im GZT bis zu einem Verhältnis $A_{s,prov} / A_{s,req} \leq 1,10$ aufgrund üblicher Aufrundung bei der Bewehrungskonstruktion,
- Einfluss von abgestufter Längsbewehrung in Balken,
- Betonfestigkeiten, Bewehrungsgrade,
- Lastverhältnisse mit $\psi_2 = 0,3$:
 - einachsig gespannte Platten: $G_1 / E_{tot} = 0,45$; $G_2 / E_{tot} = 0,30$; $(\psi_2 \cdot Q) / E_{tot} = 0,075$;
 - Flachdecken: $G_1 / E_{tot} = 0,60$; $G_2 / E_{tot} = 0,20$; $(\psi_2 \cdot Q) / E_{tot} = 0,060$;

Die zulässigen Biegeschlankheitsgrenzen l_i / d werden in Tab. 27 vergleichsweise auf Ersatzstützweiten l_i bezogen. Die Umrechnungsfaktoren berücksichtigen die (elastische) Einspannung der Bauteile in Durchlaufsystemen. In Tab. 27 sind die Unterschiede dargestellt. Die Ersatzstützweiten werden im EC2-1-1 i. d. R. konservativer angenommen.

Tab. 27. Grenzwerte der Verformungen nach DIN 1045-1 und EC2

	1		2		3	
	Statisches System		DIN 1045-1 [R6], 11.3.2 (3) $\alpha = l_i / l_{eff}$		EC2-1-1 [R1], 7.4.2, Tab. 7.4 $1 / K = l_i / l_{eff}$	
1			1,00		$1 / 1,0 = \mathbf{1,00}$	
2			0,80		$1 / 1,3 = \mathbf{0,77}$ (- 4 %)	
3			0,60		$1 / 1,5 = \mathbf{0,67}$ (+ 11 %)	
4			Innenfeld \leq C25/30 Randfeld \leq C25/30	0,70 0,90	$1 / 1,2 = \mathbf{0,83}$	(+ 19 %) (- 7%)
		Innenfeld \geq C30/37 Randfeld \geq C30/37	0,60 0,80	(+ 39 %) (+ 4 %)		
5			2,40		$1 / 0,4 = \mathbf{2,50}$ (+ 4 %)	

In den Bildern 75 und 76 werden die auf die Ersatzstützweite bezogenen Biegeschlankheiten für (Decken-)Bauteile ohne Druckbewehrung und mit Betonfestigkeitsklassen C20/25 bzw. C35/45 für mittlere Bewehrungsgrade verglichen.

Daraus lassen sich folgende **Schlussfolgerungen** ziehen:

Die zulässigen Biegeschlankheiten nach EC2-1-1 werden kleiner (d. h. konservativer), wenn der erforderliche Längsbewehrungsgrad ρ und damit die Belastung größer wird. Sie werden größer, wenn die Betonfestigkeit und damit die Biegesteifigkeit größer wird. Diese Einflüsse werden in DIN 1045-1 nicht berücksichtigt.

Bei Bauteilen aus normalfestem Beton und mit Bewehrungsgraden $\rho > 0,25\%$ (C20/25) bis $\rho > 0,50\%$ (C50/60) sind die EC2-1-1-Biegeschlankheiten konservativer und führen zu gegenüber DIN 1045-1 größeren erforderlichen Deckendicken.

Bei geringer bewehrten Bauteilen können die Biegeschlankheitsgrenzen nach EC2-1-1 auch sehr hohe Werte annehmen ($l/d > 100$, siehe Bild 77 a)). Um konstruktiv unsinnige und unterdimensionierte Bauteildicken auszuschließen, sollten im NA zu 7.4.2 (2) die Biegeschlankheitsgrenzen aus DIN 1045-1 als obere Grenzwerte wieder aufgenommen werden. Die Biegeschlankheiten nach Gleichung (7.16) sollten danach auf $l/d \leq K \cdot 35$ und bei Bauteilen, die verformungsempfindliche Ausbauelemente beeinträchtigen können, auf $l/d \leq K^2 \cdot 150$ begrenzt werden.

Die Grenzbewehrungsgrade ρ_{lim} , bei denen die maximal zugelassene Biegeschlankheit $l/d = K \cdot 35$ überschritten wird, betragen z. B. $\rho_{lim} = 0,24\%$ (C20/25); $0,32\%$ (C30/37); $0,40\%$ (C40/50), $0,47\%$ (C50/60) (siehe Bild 77 a)). Für Deckenquerschnitte mit $\rho_{erf} > \rho_{lim}$ sind nunmehr strengere Biegeschlankheitsgrenzen nach EC2-1-1 einzuhalten (Bild 77 b)).

Der DIN 1045-1-Nachweis für die Durchbiegungsbegrenzung $\leq l/500$ greift erst ab 4,29 m Ersatzstützweite. Auch hier liegt die EC2-1-1-Biegeschlankheitsbegrenzung bei Betonen bis ca. C30/37 und größeren Längsbewehrungsgraden auf der sicheren Seite.

Vorschlag:

Um unsinnige unterdimensionierte Bauteildicken zu verhindern, sollte ein oberer Grenzwert für die Biegeschlankheitsbegrenzung aufgenommen werden:

Zu 7.4.2 (2):

Die Biegeschlankheiten nach Gl. (7.16) sollten jedoch allgemein auf $l/d \leq K \cdot 35$ und bei Bauteilen, die verformungsempfindliche Ausbauelemente beeinträchtigen können, auf $l/d \leq K^2 \cdot 150$ begrenzt werden.

Die Biegeschlankheitsgrenzen werden im EC2-1-1 mit den Gleichungen (7.16a) für gering und mäßig bewehrte und mit (7.16b) für hochbewehrte Bauteile (ggf. mit Druckbewehrung) ermittelt. Die Unterscheidung erfolgt mit einem von der Betonfestigkeit abhängigen Referenzbewehrungsgrad ρ_0 , der in Bild 74 grafisch aufgetragen ist. Die Längsbewehrungsgrade für Decken im üblichen Hochbau liegen i. d. R. unter $0,40\%$, so dass für viele übliche Fälle nur Gleichung (7.16a) ausgewertet werden muss.

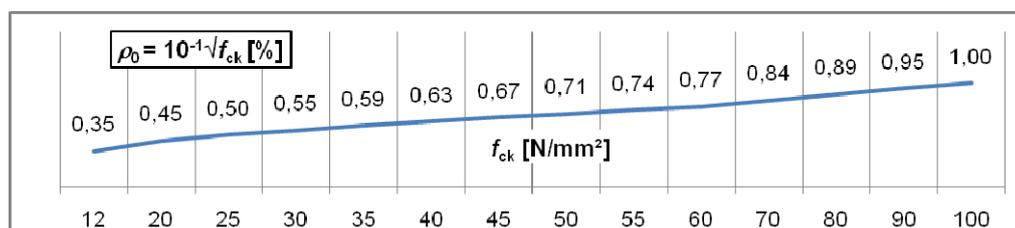


Bild 74. Referenzbewehrungsgrad ρ_0

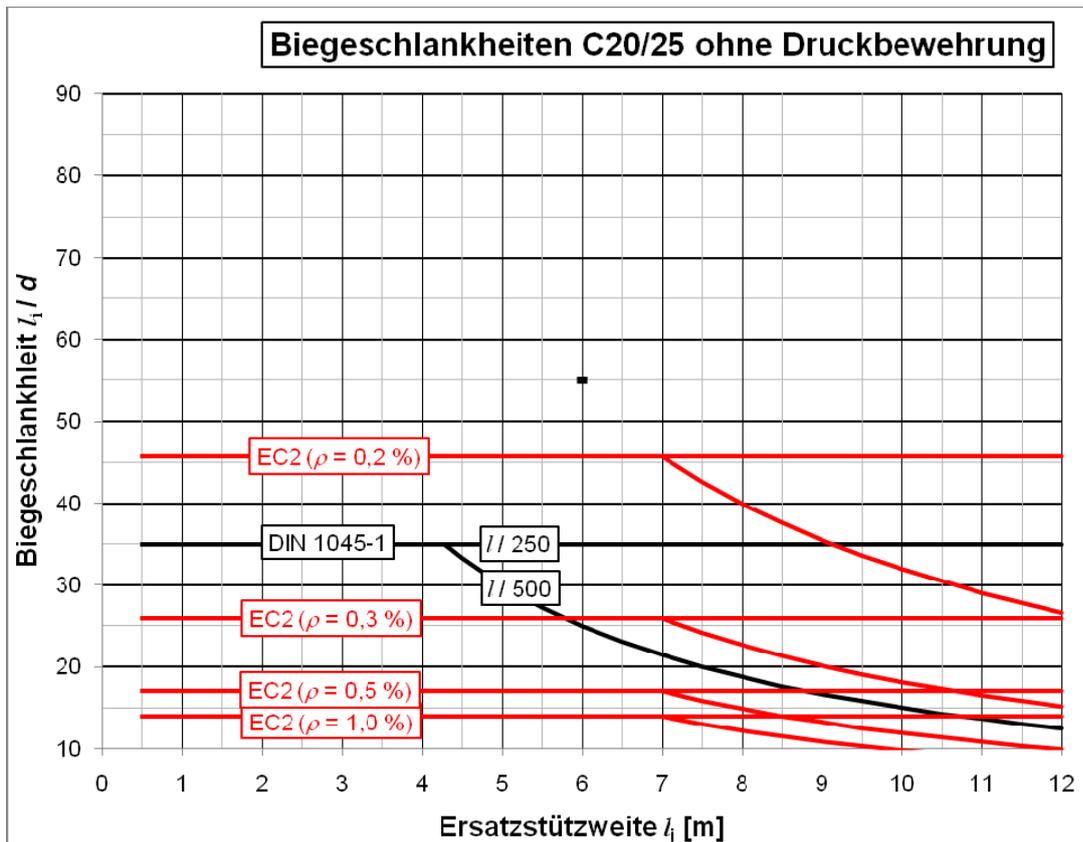


Bild 75. Biegeschlankheiten für Decken C20/25, ohne Druckbewehrung

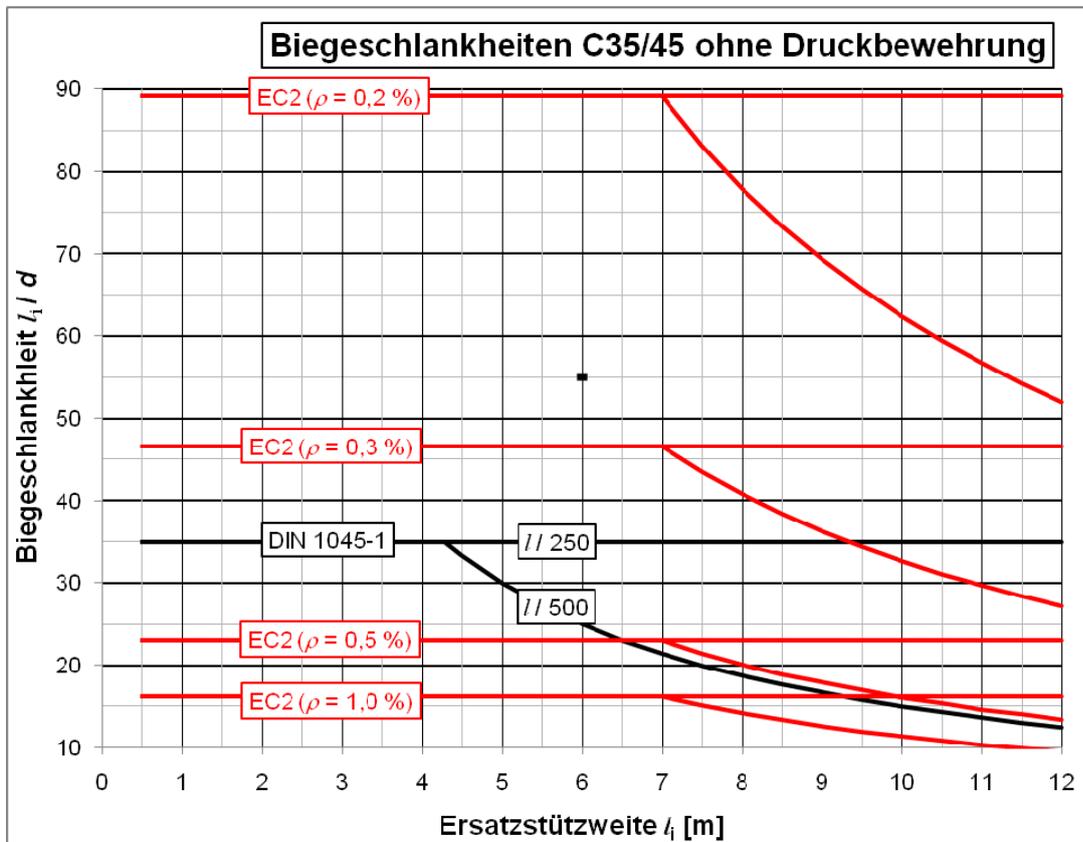


Bild 76. Biegeschlankheiten für Decken C35/45, ohne Druckbewehrung

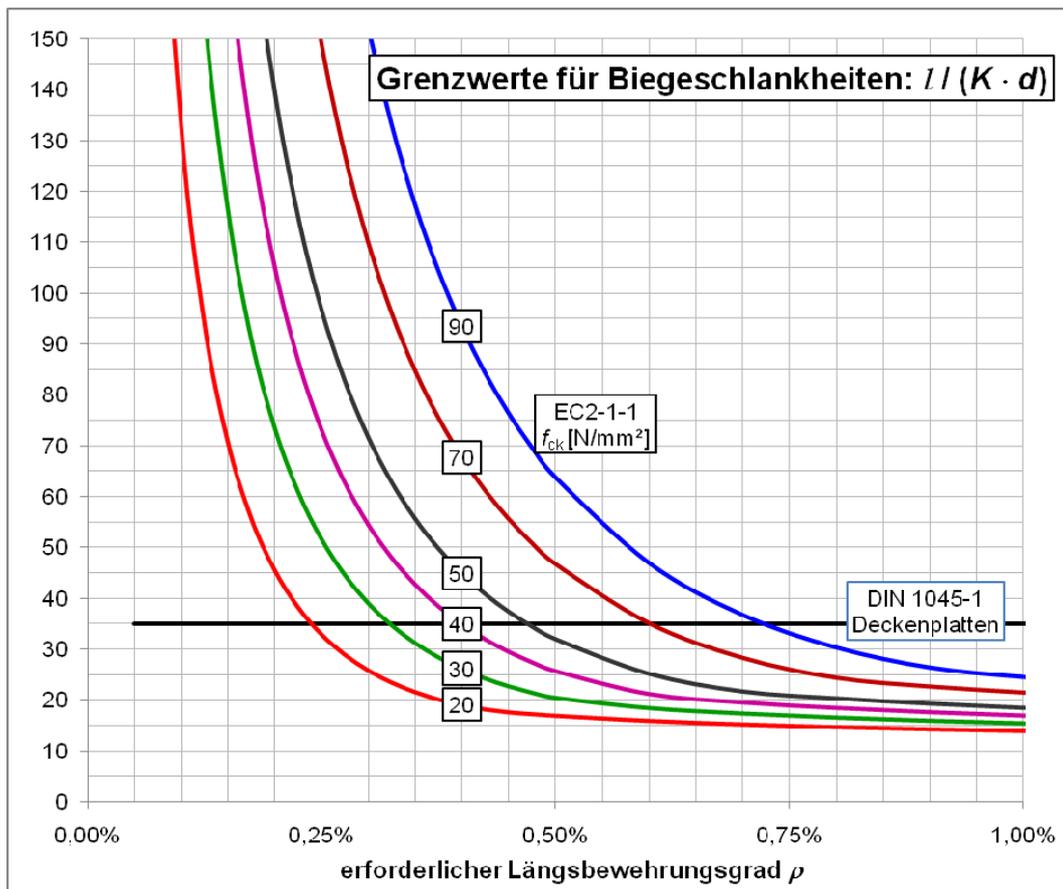


Bild 77 a). Zulässige Biegeschlankheiten nach DIN 1045-1 und EC2-1-1 ($\rho \leq 1,00\%$ ohne Druckbewehrung)

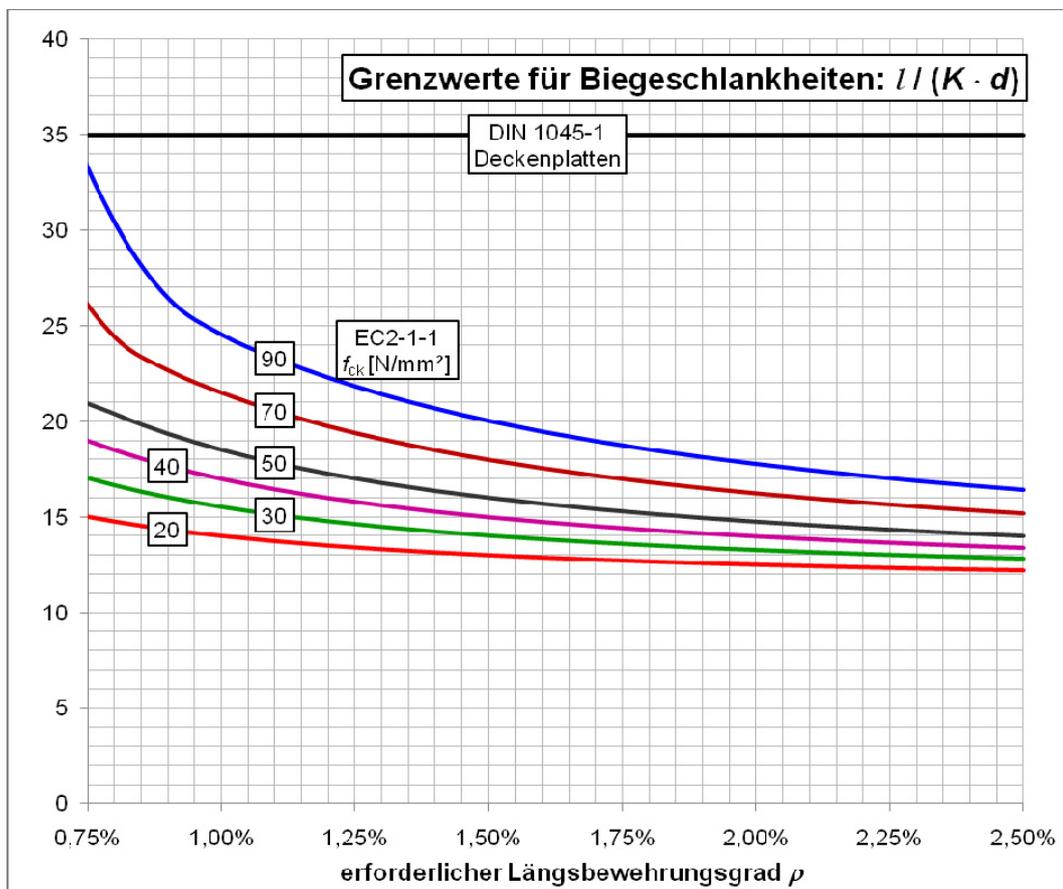


Bild 77 b). Zulässige Biegeschlankheiten nach DIN 1045-1 und EC2-1-1 ($\rho \geq 0,75\%$ ohne Druckbewehrung)

Aussagekräftig sind auch Vergleiche der erforderlichen statischen Nutzhöhen unter Berücksichtigung der abweichenden Ersatzstützweiten (vgl. Bilder 78 bis 80).

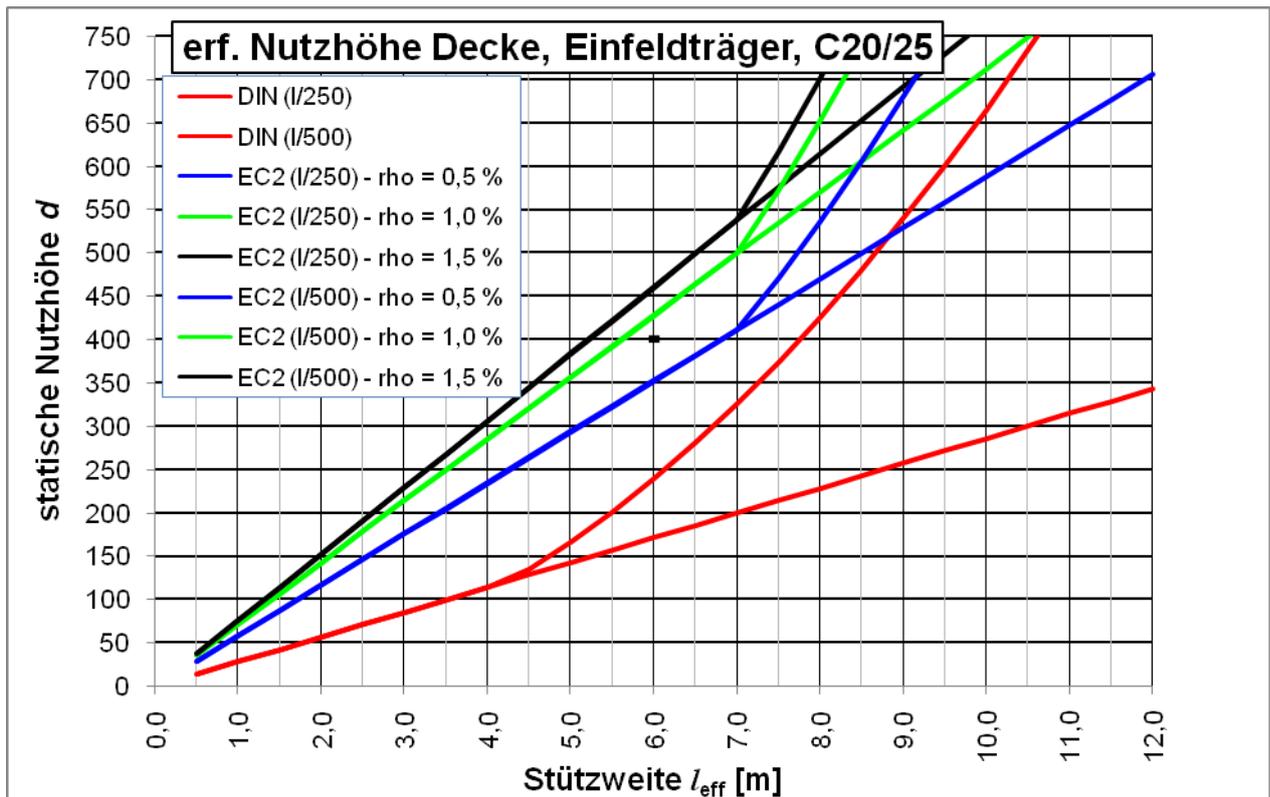


Bild 78. Mindestnutzhöhen für Decken C20/25, Einfeldträger, ohne Druckbewehrung

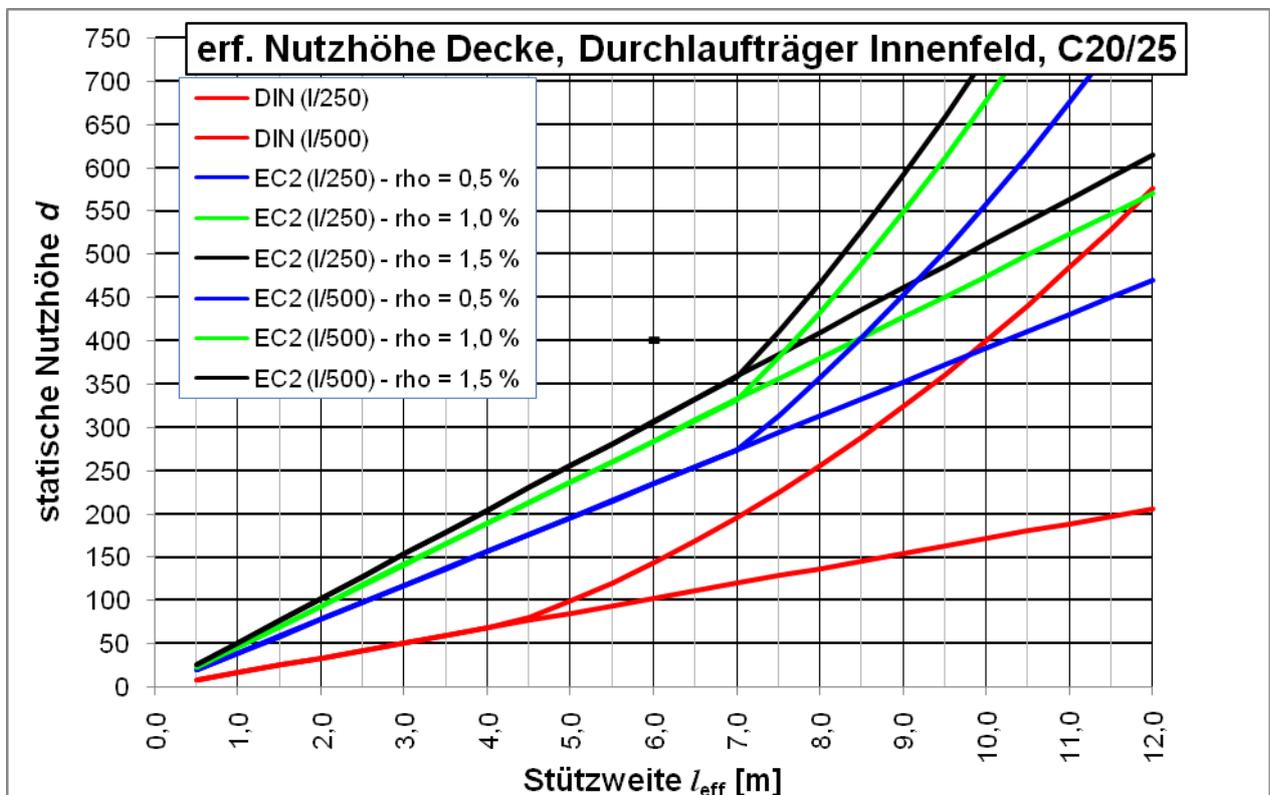


Bild 79. Mindestnutzhöhen für Decken C20/25, Durchlaufträger Innenfeld, ohne Druckbewehrung

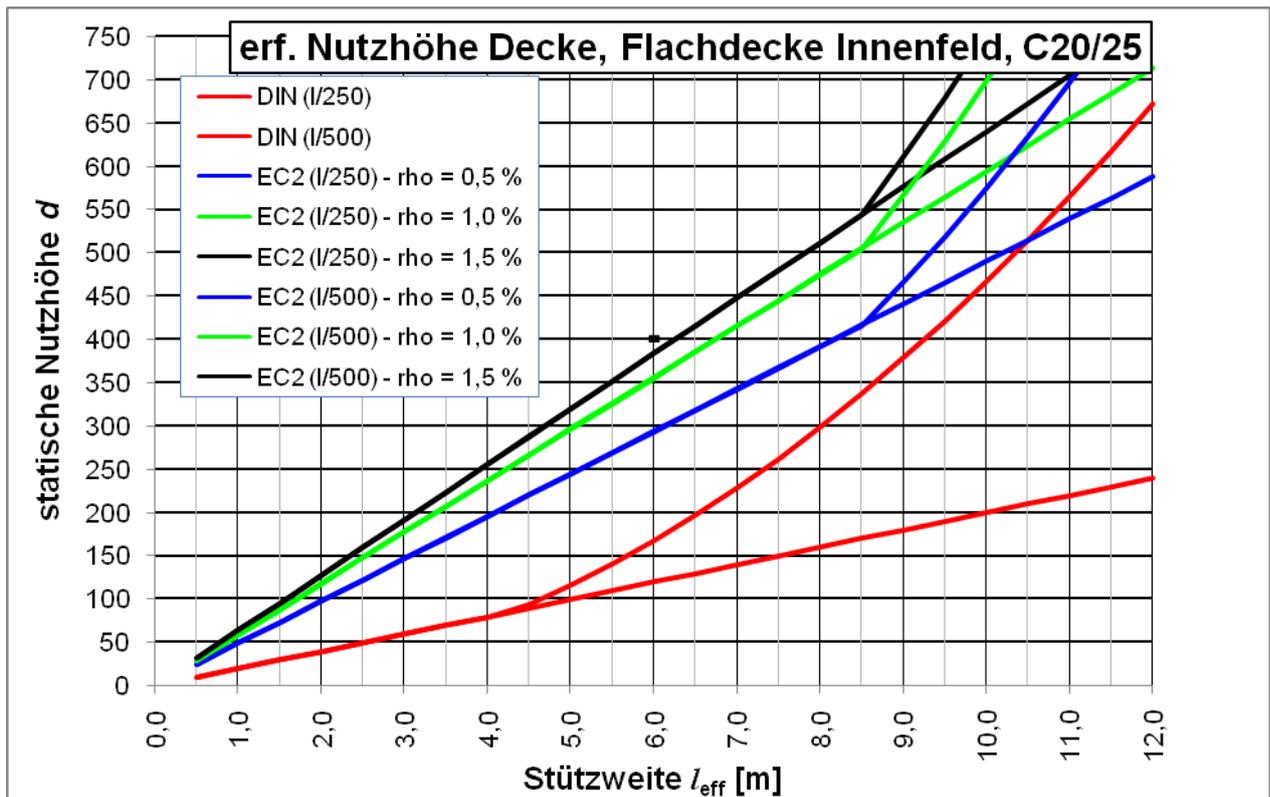


Bild 80. Mindestnutzhöhen für Decken C20/25, Flachdecke, ohne Druckbewehrung

5.2.3 Vergleichsrechnungen Durchbiegung

Die zulässigen Biegeschlankheiten für mittel bis hoch bewehrte Platten nach EC2-1-1 sind überwiegend konservativer als die nach DIN 1045-1, für gering bewehrte dagegen progressiver. Für Balken gibt es keine vergleichbaren Biegeschlankheiten in DIN 1045-1.

Zunächst wurde anhand der vorhandenen Bauteile in den EC2-Pilotprojekten überprüft, welche Auswirkungen der Ansatz der EC2-1-1-Biegeschlankheiten auf die Nutzhöhen aus der DIN 1045-1-Tragwerksplanung haben würde (siehe Tabelle 28 und 29). Die zulässigen Biegeschlankheiten nach EC2-1-1 wurden hier ohne die zusätzliche obere Begrenzung auf die Biegeschlankheiten nach DIN 1045-1 eingesetzt (daher z. B. auch Werte zu $l_{\text{eff}}/d > 35$).

Tab. 28. Einfluss der Biegeschlankheiten nach EC2-1-1 auf die Deckendicken nach DIN 1045-1

Pos.	Projekt	Bauteil	ρ [%]	l_{eff} [mm]	vorh d [mm] DIN 1045-1	erf d [mm] EC2-1-1	zul l_{eff}/d EC2-1-1
1	P1	Platte	0,63	5400	155	298	18
2	P1	Platte	0,42	2100	155	243	9
3	P1	Platte	0,29	5480	175	123	45
4	P1	Platte	0,14	5500	175	33	165
5	P1	Platte	0,18	5500	175	51	108
6	P1	Platte	0,23	5410	175	87	62
7	P4	Platte	0,13	6825	280	64	106
8	P4	Platte	0,20	6775	260	95	71
9	P4	Platte	0,20	6775	260	95	71
10	P4	Platte	0,17	6775	260	71	96
11	P4	Platte	0,13	4865	240	34	141
12	P4	Platte	0,29	2525	180	151	17
13	P4	Platte	0,04	2430	180	3	811
14	P5	Platte	0,58	6800	190	281	24
15	P5	Platte	0,42	6800	220	215	32
16	P6	Platte	0,57	7300	225	251	29
17	P6	Platte	0,57	9500	225	365	26
18	P6	Platte	0,57	7600	225	261	29
19	P6	Platte	0,57	6000	225	206	29
20	P6	Platte	0,20	3250	228	23	140
21	P7	Platte	0,73	5350	158	332	16
22	P7	Platte	0,39	5800	135	194	30
23	P7	Platte	0,30	1620	100	126	13
24	P9	Platte	0,26	8000	280	137	58
25	P9	Platte	0,43	8000	280	280	29
26	P9	Platte	0,46	8000	280	303	26
27	P9	Platte	0,22	6000	280	80	75
28	P9	Platte	0,41	6000	280	197	30
29	P9	Platte	0,17	3900	120	31	127
30	P9	Platte	0,32	6000	200	173	35
31	P9	Platte	0,28	6000	200	144	42
32	P9	Platte	0,23	3500	180	75	47

Für 10 von 32 Deckenpositionen ($\approx 30\%$) kann der Biegeschlankheitsnachweis nach EC2-1-1 nicht erbracht werden.

Tab. 29. Einfluss der Biegeschlankheiten nach EC2-1-1 auf die Balkendicken

Pos.	Projekt	Bauteil	ρ [%]	l_{eff} [mm]	vorh d [mm] DIN 1045-1	erf d [mm] EC2-1-1	zul l_{eff} / d EC2-1-1
1	P1	Balken	1,12	16300	2600	2321	7
2	P1	Plattenbalken	2,03	16300	2950	3400	5
3	P1	Balken	0,52	16300	2950	1544	11
4	P1	Balken	1,06	16300	2600	2234	7
5	P1	Balken	0,29	16300	5900	892	18
6	P1	Plattenbalken	0,65	16300	5900	2600	6
7	P1	Balken	0,22	16300	5450	591	28
8	P5	Balken	0,50	17500	1105	862	20
9	P6	Balken	1,03	7200	950	371	19
10	P6	Balken	0,69	7400	850	108	68
11	P6	Balken	0,47	7400	1250	59	125
12	P6	Balken	0,55	15950	3350	1227	13
13	P6	Balken	0,15	6000	3350	25	241
14	P6	Balken	0,12	3000	2250	15	195
15	P6	Balken	0,36	3380	550	83	41
16	P6	Balken	0,74	10800	2500	735	15
17	P6	Balken	1,12	4000	250	179	22
18	P7	Balken	1,30	10920	730	933	12
19	P7	Balken	1,57	5900	530	339	17
20	P7	Balken	0,83	7800	400	503	16
21	P9	Balken	0,51	3930	400	196	20
22	P9	Balken	0,40	10000	400	317	32
23	P9	Balken	0,28	8750	400	166	53
24	P9	Balken	0,16	3900	400	37	106
25	P9	Balken	0,39	10000	400	308	33
26	P9	Balken	0,32	8750	400	203	43
27	P9	Balken	0,22	6600	250	87	76
28	P9	Balken	0,24	6900	250	107	65
29	P9	Balken	0,82	7500	720	455	16
30	P9	Balken	1,04	7500	720	376	20

Für 3 von 30 Balkenpositionen ($\approx 10\%$) kann der Biegeschlankheitsnachweis nach EC2-1-1 nicht erbracht werden.

Um die Nachvollziehbarkeit der Biegeschlankheitsgrenzen des EC2-1-1 zu überprüfen, wurden Testbeispiele für Einfeld-Decken und -Balken in der Weise generiert, dass sie gerade die Biegeschlankheitsgrenzen des EC2-1-1 erfüllen und mit verschiedenen Softwarelösungen und nach EC2-1-1, 7.4.3 mit DAfStb-Heft [425] nachgerechnet.

Im Vergleich zur EC2-Parameterstudie wurden hier deutlich konservativere Annahmen getroffen, um obere Grenzwerte zu erhalten. In der Praxis wird man i. d. R. günstigere Verformungswerte feststellen können, weil die Lastgeschichte und Rissbildung anders verläuft und günstige Effekte auftreten, wie z. B. höhere Betonfestigkeiten und E-Moduln im Verlauf der Nacherhärtung oder unberücksichtigte Einspannungen.

Als ungünstigste Lastgeschichten für die Testbeispiele wurden dabei vorgegeben:

(L1) Ermittlung des maximalen Durchhangs

- Zeitpunkt $t_0 = 28$ d: Aufbringen der seltenen Einwirkungskombination $G_1 + G_2 + Q$ mit $\varphi = 0,8$; $\varepsilon = 0\%$; Feststellung der gerissenen Bauteilbereiche \rightarrow Steifigkeit $B_0(\zeta)$
- Zeitpunkt $t_1 = \infty$: quasi-ständige Einwirkungskombination $G_1 + G_2 + (\psi_2 \cdot Q)$ mit $\varphi = 2,5$; $\varepsilon = -0,45\%$ und Steifigkeit $B_0(\zeta)$

(L2) Ermittlung der Durchbiegung nach Einbau verformungsempfindlicher Bauteile

- Zeitpunkt $t_0 = 10$ d: Aufbringen der Eigenlast G_1 des Tragwerks \rightarrow minimale Erstverformung $f_{0,G1}$
- Zeitpunkt $t_1 = 28$ d: Aufbringen der seltenen Einwirkungskombination $G_1 + G_2 + Q$ mit $\varphi = 0,8$; $\varepsilon = 0$ ‰; Feststellung der gerissenen Bauteilbereiche \rightarrow Steifigkeit $B_0(\zeta)$
- Zeitpunkt $t_2 = \infty$: quasi-ständige Einwirkungskombination $G_1 + G_2 + (\psi_2 \cdot Q)$ mit $\varphi = 2,5$; $\varepsilon = -0,45$ ‰ und Steifigkeit $B_0(\zeta) \rightarrow$ maximale Endverformung f_{max}
- Differenzverformung $f_{vorh} = f_{max} - f_{0,G1}$

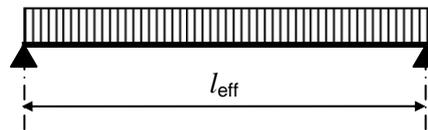
Bei den Deckenplatten wurde eine heute typische Betonfestigkeitsklasse C30/37 gewählt. Die Spannweiten wurden im Bereich 3,0 m bis 7,0 m variiert. Das Verhältnis von vorhandener zu erforderlicher Längsbewehrung wurde mit $A_{s,prov} / A_{s,req} = 1,0 / 1,5 / 2,0$ variiert, wobei die dazugehörige minimale Nutzhöhe gewählt wurde.

Bei den Balken wurden die Betonfestigkeitsklassen C35/45 und C50/60 untersucht. Die Spannweiten wurden im Bereich 6,34 m bis 9,78 m variiert. Das Verhältnis von vorhandener zu erforderlicher Längsbewehrung wurde mit $A_{s,prov} / A_{s,req} = 1,0$ festgelegt. Die Beispiele wurden mit geringem und hohem quasi-ständigem Lastanteil nachgewiesen.

a) Deckenplatten als Einfeldträger

Eingangsparmeter:

$$\psi_2 = 0,3$$



Lfd.	f_{ck}	l_{eff} [mm]	h [mm]	d [mm]	g_k [kN/m ²]	q_k [kN/m ²]	q_{Ed} [kN/m ²]	M_{Ed} [MN]	$A_{s,req}$ [cm ² /m]	$A_{s,prov}$ [cm ² /m]	ρ
1	30	3000	140	100	5,00	5,00	14,25	0,0160	3,67	3,67	0,0037
2	30	3000	140	100	5,00	5,00	14,25	0,0160	3,67	3,67	0,0037
3	30	3000	130	90	4,75	5,00	13,91	0,0157	4,08	6,12	0,0045
4	30	3000	120	80	4,50	5,00	13,58	0,0153	4,61	9,22	0,0058
5	30	5000	220	180	7,00	5,00	16,95	0,0530	6,76	6,76	0,0038
6	30	5000	220	180	7,00	5,00	16,95	0,0530	6,76	6,76	0,0038
7	30	5000	200	160	6,50	5,00	16,28	0,0509	7,49	11,24	0,0047
8	30	5000	180	140	6,00	5,00	15,60	0,0488	8,47	16,94	0,0061
9	30	7000	305	265	9,13	5,00	19,82	0,1214	10,60	10,60	0,0040
10	30	7000	305	265	9,13	5,00	19,82	0,1214	10,60	10,60	0,0040
11	30	7000	270	230	8,25	5,00	18,64	0,1142	11,83	17,75	0,0051
12	30	7000	240	200	7,50	5,00	17,63	0,1080	13,28	26,56	0,0066

Lfd.	$310/\sigma_s$ (7.17)	ρ_0	l_{eff}/d (7.16a)	l_{eff}/d (7.16b)	l/f_{zul}	vorh l/d	zul l/d	Aus- nutzung	f_{zul} [mm]
1	1,00	< 0,00548	29,3	-	250	30,0	29,3	1,02	12,0
2	1,00	< 0,00548	29,3	-	500	30,0	29,3	1,02	6,0
3	1,50	< 0,00548	22,6	-	500	33,3	33,9	0,98	6,0
4	2,00	> 0,00548	-	18,8	500	37,5	37,6	1,00	6,0
5	1,00	< 0,00548	28,4	-	250	27,8	28,4	0,98	20,0
6	1,00	< 0,00548	28,4	-	500	27,8	28,4	0,98	10,0
7	1,50	< 0,00548	21,8	-	500	31,3	32,8	0,95	10,0
8	2,00	> 0,00548	-	18,4	500	35,7	36,9	0,97	10,0
9	1,00	< 0,00548	26,2	-	250	26,4	26,2	1,01	28,0
10	1,00	< 0,00548	26,2	-	500	26,4	26,2	1,01	14,0
11	1,50	< 0,00548	20,0	-	500	30,4	30,1	1,01	14,0
12	2,00	> 0,00548	-	17,8	500	35,0	35,6	0,98	14,0

Die Ergebnisse der Verformungsberechnungen sind in Bild 81 für die Durchhangbegrenzung $\leq l / 250$ und in Bild 82 für die Durchbiegungsbegrenzung $\leq l / 500$ dargestellt.

Bei den Decken werden zulässige Biegeschlankheiten > 30 nur durch Vergrößerung der vorhandenen zur erforderlichen Bewehrungsmenge (hier auf 150 % bzw. 200 %) erreicht, was in der Praxis vermutlich wegen der Unwirtschaftlichkeit nicht vorkommt.

Man kann feststellen (Bild 81), dass die Durchhangbegrenzung auf $\leq l / 250$ mit den Biegeschlankheiten des EC2-1-1 rechnerisch relativ gut nachvollzogen werden kann. Bei kürzeren Spannweiten (3 m) liegen die Berechnungsergebnisse im Durchschnitt unter, bei größeren Spannweiten (7 m) über dem Zielwert $l / 250$. Die Berechnung nach DAfStb-Heft [240] weist durchgängig geringere Durchhänge auf.

Die Durchbiegungsbegrenzung auf $\leq l / 500$ kann mit den Biegeschlankheiten des EC2-1-1 rechnerisch nicht nachvollzogen werden (Bild 82), trotzdem diese konservativer als die nach DIN 1045-1 sind. Das liegt zum Teil an den sehr konservativen Rechenannahmen (z. B. frühe Rissbildung unter Vollast). Bemerkenswert ist die starke Streuung der Softwareergebnisse, die z. B. auf verschiedene Berechnungsverfahren (linear oder nichtlinear) und Ansätze (zur Betonzugfestigkeit, zur Berücksichtigung des Kriechens, tension stiffening usw.) zurückzuführen sind.

Vorschlag zu 7.4.2 (2):

Die alternative Verwendung der Biegeschlankheitsgrenzen für Deckenplatten nach DIN 1045-1 soll aus dem NA mit Blick auf die Berechnungsergebnisse und insbesondere unter Berücksichtigung der oft deutlich höheren Ausnutzung der Biegebauteile im Vergleich zu den 1960er Jahren nur noch als oberer Grenzwert beibehalten werden.

Der Hinweis auf weitere Literaturquellen kann in DAfStb-Heft [600] übernommen werden. Die Biegeschlankheitsbegrenzung nach EC2-1-1 liegt in der Regel auf der sicheren Seite.

Hinweise zu 7.4.2 (2) in DAfStb-Heft [600] aufnehmen:

Für genauere Verformungsberechnungen steht im EC2-1-1 das Verfahren nach 7.4.3 zur Verfügung. Der entsprechende erläuternde Abschnitt aus DAfStb-Heft [425] kann weiter verwendet werden und soll in redaktionell überarbeiteter Fassung mit Beispielen in das DAfStb-Heft [600] übernommen werden.

Die Annahmen und Ergebnisse bei Verformungsberechnungen sollten vom Ingenieur besonders kritisch beurteilt werden. Es kann sich wegen der i. d. R. erforderlichen vereinfachten Annahmen, der streuenden Material- und Bauteileigenschaften und insbesondere der nicht genau vorhersagbaren Lastgeschichte und der zufälligen Rissentstehung immer nur um Abschätzungen möglicher Bauteilverformungen handeln.

In der Praxis gemessene Verformungen zeigen sehr oft, dass diese rechnerisch sehr schwer vorherzusagen, nachträglich aber mit einem angepassten Parametersatz immer nachrechenbar sind. Günstige Effekte wie z. B. höhere Betonfestigkeiten und E-Moduln im Verlauf der Nacherhärtung oder unberücksichtigte Einspannungen können auftreten. Ungünstige Effekte können z. B. zu frühes Ausschalen oder reduzierte statische Nutzhöhen sein. Sinnvoll sind daher Grenzwertbetrachtungen mit konservativen und mit optimistischen Annahmen (z. B. obere und untere Werte für Beton-E-Modul oder Betonzugfestigkeit).

Für die Abschätzung des Rissmoments darf die mittlere Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}$ verwendet werden (EC2-1-1, 7.1 (2), vgl. auch Abschnitt 1).

Um **theoretische** obere rechnerische Grenzwerte zu erhalten, wären beispielsweise folgende Annahmen für die Lastgeschichte und die Biegesteifigkeit bei einer Durchbiegungsberechnung denkbar:

- **Ermittlung eines maximalen Durchhangs**

- Zeitpunkt $t_0 = 28$ d: Aufbringen der seltenen Einwirkungskombination $G_1 + G_2 + Q$, mit Kriechen $\varphi(t_0)$, noch ohne Schwinden; Feststellung der gerissenen Bauteilbereiche bei Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Betons \rightarrow Biegesteifigkeit $B_0(\zeta)$
- Zeitpunkt $t = \infty$: quasi-ständige Einwirkungskombination $G_1 + G_2 + (\psi_2 \cdot Q)$, mit Kriechen mit $\varphi(\infty)$ und Schwinden $\varepsilon(\infty) \rightarrow$ Biegesteifigkeit $B_\infty(\zeta)$ unter Berücksichtigung der Rissbildung aus $B_0(\zeta)$

- **Ermittlung einer Durchbiegung f nach Einbau verformungsempfindlicher Bauteile**

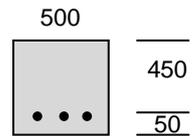
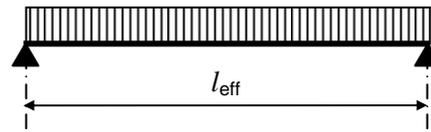
- Zeitpunkt $t_0 = 10$ d: Aufbringen der Eigenlast G_1 des Tragwerks (Ausrüsten); Feststellung der gerissenen Bauteilbereiche bei Überschreiten der (frühen) Biegezugfestigkeit des Betons \rightarrow Biegesteifigkeit $B_0(\zeta) \rightarrow$ minimale Erstverformung $f_{0,G1}$
- Zeitpunkt $t_1 = 28$ d: Aufbringen der seltenen Einwirkungskombination $G_1 + G_2 + Q$, mit Kriechen $\varphi(t_1)$, noch ohne Schwinden; Feststellung der gerissenen Bauteilbereiche bei Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Betons \rightarrow Steifigkeit $B_1(\zeta)$
- Zeitpunkt $t = \infty$: quasi-ständige Einwirkungskombination $G_1 + G_2 + (\psi_2 \cdot Q)$, mit Kriechen mit $\varphi(\infty)$ und Schwinden $\varepsilon(\infty) \rightarrow$ Biegesteifigkeit $B_\infty(\zeta)$ unter Berücksichtigung der Rissbildung aus $B_1(\zeta) \rightarrow$ maximale Endverformung f_{max}
- Differenzverformung $f_{vorth} = f_{max} - f_{0,G1}$

Der Ansatz der seltenen Einwirkungskombination (Wiederkehrperiode 50 Jahre) zum Nutzungsbeginn (28 Tage) ist eine deutlich auf der sicheren Seite liegende Annahme.

b) Balken als Einfeldträger

Eingangssparameter:

 Pos. 1-6: $\psi_2 = 0,3$

 Pos. 7-12: $\psi_2 = 0,8$


Lfd.	f_{ck}	l_{eff}	$b = h$	d	l_{eff} / d	l / f_{zul}	g_k	q_k	$A_{s,req} = A_{s,prov}$	ρ	ρ_0
		[mm]	[mm]	[mm]			[kN/m]	[kN/m]	[cm ²]		
1	50	9782	500	450	21,7	250	12,00	6,00	15,75	0,0070	< 0,00707
2	50	7763	500	450	17,3	250	31,00	15,50	27,00	0,0120	> 0,00707
3	50	6935	500	450	15,4	250	52,00	26,00	38,25	0,0170	> 0,00707
4	35	8325	500	450	18,5	250	16,00	8,00	15,75	0,0070	> 0,00592
5	35	6919	500	450	15,4	250	37,00	18,50	27,00	0,0120	> 0,00592
6	35	6340	500	450	14,1	250	58,00	29,00	38,25	0,0170	> 0,00592
7	50	9782	500	450	21,7	250	8,84	8,84	15,75	0,0070	< 0,00707
8	50	7763	500	450	17,3	250	22,84	22,84	27,00	0,0120	> 0,00707
9	50	6935	500	450	15,4	250	38,32	38,32	38,25	0,0170	> 0,00707
10	35	8325	500	450	18,5	250	11,79	11,79	15,75	0,0070	> 0,00592
11	35	6919	500	450	15,4	250	27,26	27,26	27,00	0,0120	> 0,00592
12	35	6340	500	450	14,1	250	42,74	42,74	38,25	0,0170	> 0,00592

Lfd.	$310/\sigma_s$	l_{eff} / d	l_{eff} / d	vorh	zul	Aus-	f_{zul}
	(7.17)	(7.16a)	(7.16b)	l / d	l / d	nutzung	[mm]
1	1,00	21,7	21,7	21,7	21,7	1,00	39,1
2	1,00	-	17,3	17,3	17,3	1,00	31,1
3	1,00	-	15,4	15,4	15,4	1,00	27,7
4	1,00	-	18,5	18,5	18,5	1,00	33,3
5	1,00	-	15,4	15,4	15,4	1,00	27,7
6	1,00	-	14,1	14,1	14,1	1,00	25,4
7	1,00	21,7	21,7	21,7	21,7	1,00	39,1
8	1,00	-	17,3	17,3	17,3	1,00	31,1
9	1,00	-	15,4	15,4	15,4	1,00	27,7
10	1,00	-	18,5	18,5	18,5	1,00	33,3
11	1,00	-	15,4	15,4	15,4	1,00	27,7
12	1,00	-	14,1	14,1	14,1	1,00	25,4

Die Ergebnisse der Verformungsberechnungen sind in Bild 83 für die Durchhangbegrenzung $\leq l / 250$ dargestellt.

Man kann feststellen (Bild 83), dass die Durchhangbegrenzung für Balken auf $\leq l / 250$ mit den Biegeschlankheiten des EC2-1-1 nicht ohne Weiteres nachvollzogen werden kann. Die Berechnung nach DAfStb-Heft [240] weist dabei noch eine relativ gute Übereinstimmung mit den Zielwerten auf. Die Ergebnisse nach DAfStb-Heft [425] liegen dagegen schon deutlicher über den Zielwerten.

Zur starken Streuung der Softwareergebnisse gelten die Anmerkungen für Decken.

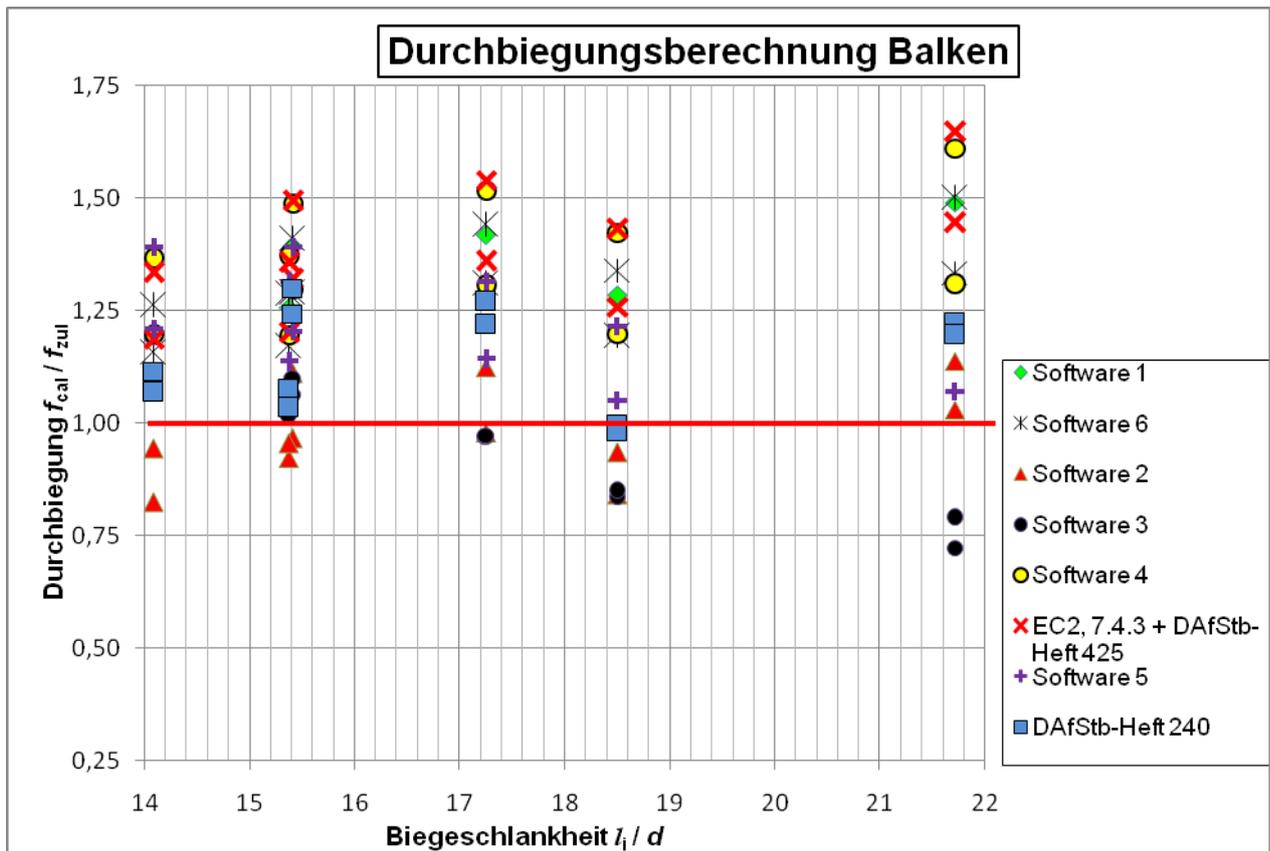


Bild 83. Durchbiegungen für Balken ohne Druckbewehrung im Vergleich mit zulässigem Durchhang $\leq l / 250$ bei Einhaltung der Biegeschlankheit nach EC2-1-1

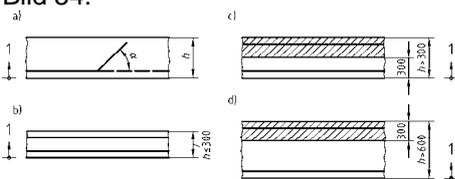
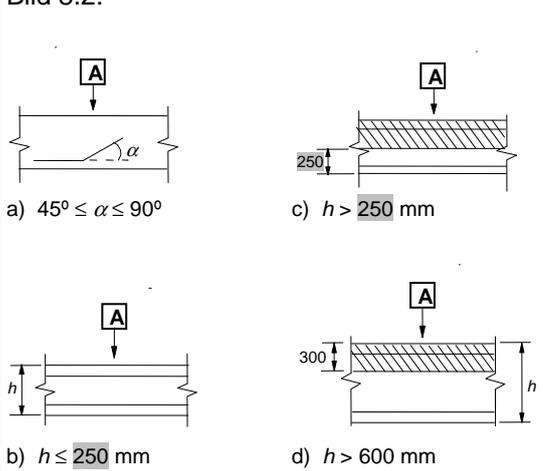
6 Bewehrungs- und Konstruktionsregeln

6.1 Verankerung der Längsbewehrung

6.1.1 Verbundbedingungen

Die Verbundbedingungen werden in gute und mäßige eingeteilt (vgl. Tab. 30):

Tab. 30. Verbundbedingungen nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1	2	3
	Qualität	DIN 1045-1 [R6], 12.4	EC2-1-1 [R1] + NA, 8.4.2
1	gut	<p>Bild 54:</p>  <p>(2) a) alle Stäbe mit einer Neigung α von 45° bis 90° zur Waagerechten während des Betonierens (siehe Bild 54 a)), b) alle Stäbe mit einer Neigung α von 0° bis 45° zur Waagerechten während des Betonierens, die – in Bauteile eingebaut sind, deren Dicke in Betonierrichtung 300 mm nicht überschreitet (siehe Bild 54 b)), – in Bauteile mit einer Dicke größer als 300 mm eingebaut sind und entweder höchstens 300 mm über der Unterkante des Frischbetons (siehe Bild 54 c)) oder mindestens 300 mm unter der Oberseite des Bauteils oder eines Betonierabschnittes liegen (siehe Bild 54 d)), c) liegend gefertigte stabförmige Bauteile (z. B. Stützen), die mit einem Außenrüttler verdichtet werden und deren äußere Querschnittsabmessungen 500 mm nicht überschreiten.</p>	<p>Bild 8.2:</p>  <p>a) $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ b) $h \leq 250$ mm c) $h > 250$ mm d) $h > 600$ mm</p> <p>\overline{A} – Betonierrichtung</p> <p>NA: Der gute Verbundbereich darf im unteren Bauteilbereich auf 300 mm Höhe angenommen werden, d. h. Bild 8.2 b): $h \leq 300$ mm Bild 8.2 c): $h > 300$ mm sowie Maß für gute Verbundbedingungen auf 300 mm erhöhen.</p>
2	mäßig	<p>(3) In allen anderen Fällen sind die Verbundbedingungen als mäßig anzusehen. (4) In Bauteilen, die im Gleitbauverfahren hergestellt werden, sind die Verbundbedingungen für alle Stäbe als mäßig anzusehen.</p>	<p>(2) für alle anderen Fälle und für Stäbe in Bauteilen, die im Gleitbauverfahren hergestellt wurden...</p>

Vorschlag:

Zu 8.4.2 (2), Bild 8.2 ergänzen:

„Der gute Verbundbereich darf auch für liegend gefertigte stabförmige Bauteile (z. B. Stützen) angenommen werden, die mit einem Außenrüttler verdichtet werden und deren äußere Querschnittsabmessungen 500 mm nicht überschreiten.“

In Bild 8.2 müssen die Pfeile zur Betonierrichtung \overline{A} von unten nach oben zeigen. In Bild 8.2a) die Aufbiegung steiler als 45° zeichnen.

6.1.2 Bemessungswert der Verbundspannung

Der Bemessungswert der Verbundspannung unterscheidet sich wie folgt (vgl. Tab. 31):

Tab. 31. Bemessungswert der Verbundspannung nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1 DIN 1045-1 [R6], 12.5	2 EC2-1-1 [R1] + NA, 8.4.2
1	<p>(2) Gleichung (139): $f_{bd} = 2,25 \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ mit $\gamma_c = 1,5 \cdot \gamma_c'$</p> <p>„mäßige“ Verbundbedingungen: $0,7 \cdot f_{bd}$</p> <p>(4) mit $(132 - d_s) / 100$ für $d_s > 32$ mm multiplizieren.</p>	<p>(2) Gleichung (8.2): $f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$ $f_{ctd} = 1,0 \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ (mit $\gamma_c = 1,5$) (3.1.6 (2)) in der Regel $f_{ctk;0,05} \leq 3,1$ N/mm² für C60/75; $\eta_1 = 1,0$ bei „guten“ Verbundbedingungen, $\eta_1 = 0,7$ bei „mäßigen“ Verbundbedingungen; $\eta_2 = 1,0$ für $\phi \leq 32$ mm, $\eta_2 = (132 - \phi) / 100$ für $\phi > 32$ mm.</p>

Die Unterschiede bestehen nur beim hochfesten Beton darin

- dass der Teilsicherheitsbeiwert für hochfesten Beton in DIN 1045-1 über 1,5 ansteigt und
- in der Begrenzung auf C60/75 im EC2-1-1.

Die Auswirkungen der Unterschiede sind in Bild 84 dargestellt.

Das Verhältnis der Verbundfestigkeiten zwischen EC2-1-1 / DIN 1045-1 beträgt

- beim C60/70: + 2,0 %
- beim C100/115: - 7,5 %

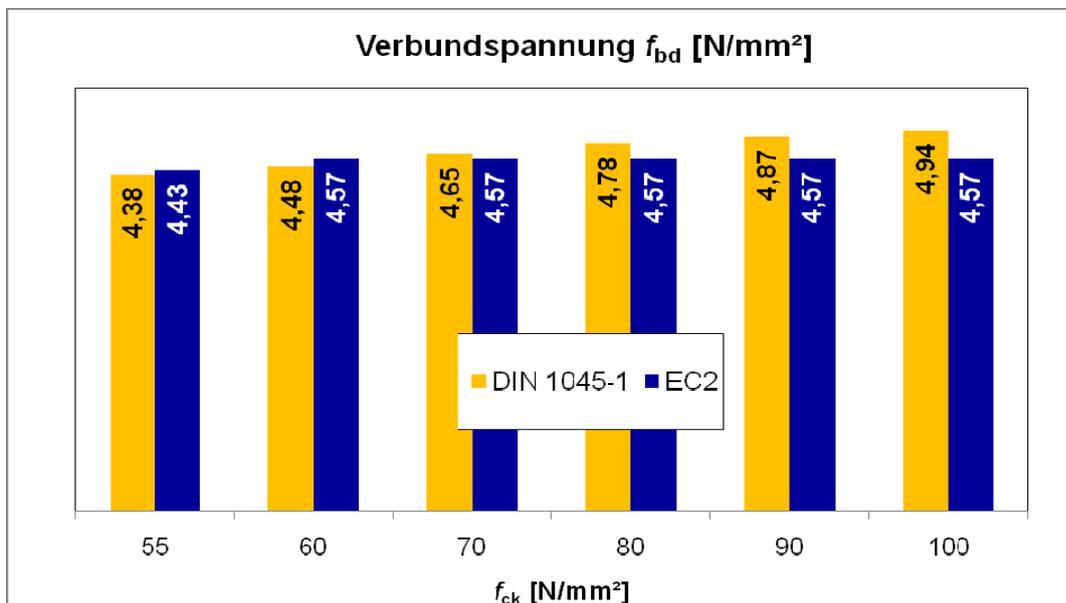


Bild 84. Vergleich der Verbundspannung f_{bd}

Die Verbundfestigkeit nach EC2-1-1 sollte ohne Änderungen mit den o.g. Abweichungen übernommen werden. Die Begrenzung der Betonzugfestigkeit auf C60/75 ist auch relativ, da der EC2-1-1-Zusatz „...außer es können höhere Werte der mittleren Verbundfestigkeit nachgewiesen werden“ hier noch Optimierungsmöglichkeiten eröffnet.

Anmerkung Prof. Elgehausen: Der EC2-1-1 stimmt mit der bisherigen Regelung in DIN 1045-1 überein, wonach für die Ausbildung von Verankerungen und Übergreifungsstößen die gleichen Vorschriften bei ruhender und nicht ruhender Belastung gelten.

Dies wurde bisher wie folgt begründet.

Die Ermüdungsfestigkeit des Verbundes entspricht etwa der Ermüdungsfestigkeit von Beton unter Druck, d. h. sie beträgt für 2 Millionen Lastwechsel etwa 60 % – 65 % der Kurzzeitverbundfestigkeit. Daher war mit dem Sicherheitsfaktor $\gamma_{\text{global}} = 2,1$ ein Ermüdungsbruch des Verbundes nicht zu erwarten. Tritt kein Ermüdungsbruch ein, wird die Verbundfestigkeit durch die vorherige Ermüdungsbelastung nicht wesentlich beeinflusst. Allerdings ist die Sicherheit gegenüber einem Ermüdungsbruch relativ gering. Dies wurde früher als akzeptabel angesehen, weil für Brücken die Ermüdungslasten „großzügig“ festgelegt waren.

Mittlerweile sind die Ermüdungslasten von Brücken im DIN-Fachbericht 101 sehr wirklichkeitsnah definiert. Daher gilt das obige Argument nicht mehr. Es liegt im Hinblick auf den Verbund etwa die gleiche Situation vor wie für den Sicherheitsbeiwert für Betonstähle bei Ermüdungsbelastung.

Vorschlag:

Bei Brücken und anderen Bauteilen unter Ermüdungsbelastung sollte die Verbundfestigkeit nach den gleichen Regeln abgemindert werden wie die Bemessungsdruckfestigkeit des Betons nach Abschnitt 6.8.

→ In 8.4.2 (2) aufnehmen:

„Die Verbundfestigkeit f_{bd} sollte für Ermüdungsnachweise analog der Betondruckfestigkeit nach Abschnitt 6.8.7 im Verhältnis $f_{\text{cd,fat}} / f_{\text{cd}}$ abgemindert werden.“

Anmerkung: Wurde in der Einspruchssitzung am 06.11.2009 abgelehnt.

6.1.3 Verankerungslänge

Das Grundmaß der Verankerungslänge wird in beiden Normen ähnlich bestimmt:

$$\text{DIN 1045-1: } l_b = (d_s / 4) \cdot (f_{yd} / f_{bd}) \quad \text{Gl. (140)}$$

$$\begin{aligned} \text{EC2-1-1: } l_{b,rqd} &= (\phi / 4) \cdot (\sigma_{sd} / f_{bd}) && \text{Gl. (8.3)} \\ &= (\phi / 4) \cdot (A_{s,erf} / A_{s,vorh}) \cdot (f_{yd} / f_{bd}) \end{aligned}$$

Dabei ist σ_{sd} die vorhandene Stahlspannung im GZT des Stabes am Beginn der Verankerungslänge, d. h. der Ausnutzungsgrad der Bewehrung wird im EC2-1-1 schon im Grundmaß berücksichtigt, in DIN 1045-1 über $(A_{s,erf} / A_{s,vorh})$ dagegen beim Bemessungswert der Verankerungslänge. Gewöhnungsbedürftig ist die Berücksichtigung verschiedener Effekte auf die Verankerung über einen Beiwertsatz α_1 bis α_5 im EC2-1-1.

Tab. 32. Bemessungswert der Verankerungslänge nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1 DIN 1045-1, 12.6.2	2 EC2-1-1 + NA, 8.4.4																																				
1	(3) Gleichung (141): $l_{b,net} = \alpha_a \cdot l_b \cdot (A_{s,erf} / A_{s,vorh}) \geq l_{b,min}$	(2) Ersatzverankerungslänge $l_{b,eq} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$ für Haken/Schlaufen $l_{b,eq} = \alpha_4 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$ für gerade Enden mit angeschweißtem Querstab																																				
2	(3) Gleichung (141): $l_{b,net} = \alpha_a \cdot l_b \cdot (A_{s,erf} / A_{s,vorh}) \geq l_{b,min}$	(1) Gleichung (8.4): $l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$																																				
3	(3) Gleichung (141): $l_{b,min} = 0,3 \cdot \alpha_a \cdot l_b \geq 10d_s$ Zug $l_{b,min} = 0,6 \cdot l_b \geq 10d_s$ Druck	(1) Gleichung (8.6) und (8.7): $l_{b,min} = 0,3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_4 \cdot l_{b,rqd} \geq 10\phi \geq 100 \text{ mm}$ Zug $l_{b,min} = 0,6 \cdot l_{b,rqd} \geq 10\phi \geq 100 \text{ mm}$ Druck																																				
4	α_a - Beiwert Verankerungsart <table border="1"> <thead> <tr> <th>Art</th> <th>Zugstab</th> <th>Druckstab</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>gerade Enden</td> <td>1,0</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>Haken / Schlaufen</td> <td>0,7 (1,0)</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>gerade Enden + 1 angeschw. Stab</td> <td>0,7</td> <td>0,7</td> </tr> <tr> <td>Haken / Schlaufen + 1 angeschw. Stab</td> <td>0,5 (0,7)</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>gerade Enden + 2 angeschw. Stab</td> <td>0,5</td> <td>0,5</td> </tr> </tbody> </table> Klammerwerte: - seitliche Betondeckung $c_d < 3d_s$ - und kein Querdruck - und keine enge Verbügelung angeschweißte Querstäbe: $d_{s,quer} / d_{s,l} \geq 0,7$	Art	Zugstab	Druckstab	gerade Enden	1,0	1,0	Haken / Schlaufen	0,7 (1,0)	-	gerade Enden + 1 angeschw. Stab	0,7	0,7	Haken / Schlaufen + 1 angeschw. Stab	0,5 (0,7)	-	gerade Enden + 2 angeschw. Stab	0,5	0,5	$(\alpha_1 \cdot \alpha_4)$ - Beiwerte Verankerungsart <table border="1"> <thead> <tr> <th>Art</th> <th>Zugstab</th> <th>Druckstab</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>gerade Enden</td> <td>1,0</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>Haken / Schlaufen</td> <td>0,7 (1,0)</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>gerade Enden + 1 angeschw. Stab</td> <td>0,7</td> <td>0,7</td> </tr> <tr> <td>Haken / Schlaufen + 1 angeschw. Stabe</td> <td>0,49 (0,7)</td> <td>0,7</td> </tr> <tr> <td>gerade Enden + 2 angeschw. Stab</td> <td>0,49 (0,7)</td> <td>0,7</td> </tr> </tbody> </table> Klammerwerte: seitliche Betondeckung $c_d \leq 3d_s$ angeschweißte Querstäbe: $\phi_{quer} / \phi \geq 0,6$	Art	Zugstab	Druckstab	gerade Enden	1,0	1,0	Haken / Schlaufen	0,7 (1,0)	1,0	gerade Enden + 1 angeschw. Stab	0,7	0,7	Haken / Schlaufen + 1 angeschw. Stabe	0,49 (0,7)	0,7	gerade Enden + 2 angeschw. Stab	0,49 (0,7)	0,7
Art	Zugstab	Druckstab																																				
gerade Enden	1,0	1,0																																				
Haken / Schlaufen	0,7 (1,0)	-																																				
gerade Enden + 1 angeschw. Stab	0,7	0,7																																				
Haken / Schlaufen + 1 angeschw. Stab	0,5 (0,7)	-																																				
gerade Enden + 2 angeschw. Stab	0,5	0,5																																				
Art	Zugstab	Druckstab																																				
gerade Enden	1,0	1,0																																				
Haken / Schlaufen	0,7 (1,0)	1,0																																				
gerade Enden + 1 angeschw. Stab	0,7	0,7																																				
Haken / Schlaufen + 1 angeschw. Stabe	0,49 (0,7)	0,7																																				
gerade Enden + 2 angeschw. Stab	0,49 (0,7)	0,7																																				
5		α_2 - Beiwert Betondeckung und Stababstand <table border="1"> <thead> <tr> <th>Stäbe</th> <th>Zugstab</th> <th>Druckstab</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>gerade</td> <td>$1 - 0,15(c_d - \phi) / \phi$ $\geq 0,7 \leq 1,0$</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>gebogen</td> <td>$1 - 0,15(c_d - 3\phi) / \phi$ $\geq 0,7 \leq 1,0$</td> <td>1,0</td> </tr> </tbody> </table> $c_d = \min \{a/2; c_1; c\}$	Stäbe	Zugstab	Druckstab	gerade	$1 - 0,15(c_d - \phi) / \phi$ $\geq 0,7 \leq 1,0$	1,0	gebogen	$1 - 0,15(c_d - 3\phi) / \phi$ $\geq 0,7 \leq 1,0$	1,0																											
Stäbe	Zugstab	Druckstab																																				
gerade	$1 - 0,15(c_d - \phi) / \phi$ $\geq 0,7 \leq 1,0$	1,0																																				
gebogen	$1 - 0,15(c_d - 3\phi) / \phi$ $\geq 0,7 \leq 1,0$	1,0																																				
6		α_3 - Beiwert nicht angeschweißte Querbewehrung <table border="1"> <thead> <tr> <th>Stäbe</th> <th>Zugstab</th> <th>Druckstab</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>alle Arten</td> <td>$0,7 \leq 1 - K \cdot \lambda \leq 1,0$</td> <td>1,0</td> </tr> </tbody> </table> $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$ - Querbewehrungsgrad	Stäbe	Zugstab	Druckstab	alle Arten	$0,7 \leq 1 - K \cdot \lambda \leq 1,0$	1,0																														
Stäbe	Zugstab	Druckstab																																				
alle Arten	$0,7 \leq 1 - K \cdot \lambda \leq 1,0$	1,0																																				
7	12.5 (5) a) Ist ein Querdruck p rechtwinklig zur Bewehrungsebene vorhanden, ist eine Erhöhung (der Verbundspannung) mit dem Faktor $1 / (1 - 0,04p) \leq 1,5$ zulässig. Für p ist der mittlere Querdruck im Verankerungs- oder Übergreifungsbereich in N/mm ² einzusetzen.	α_5 - Beiwert Querdruck <table border="1"> <thead> <tr> <th>Stäbe</th> <th>Zugstab</th> <th>Druckstab</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>alle Arten</td> <td>$0,7 \leq 1 - 0,04p \leq 1,0$</td> <td>-</td> </tr> </tbody> </table> p - Querdruck [N/mm ²] im GZT innerhalb l_{bd}	Stäbe	Zugstab	Druckstab	alle Arten	$0,7 \leq 1 - 0,04p \leq 1,0$	-																														
Stäbe	Zugstab	Druckstab																																				
alle Arten	$0,7 \leq 1 - 0,04p \leq 1,0$	-																																				

Mindestverankerungslänge $l_{b,min}$:

Im EC2-1-1 fehlt die Möglichkeit, den Mindestwert bei direkter Auflagerung auf $2/3\phi$ zu reduzieren.

Vorschlag: Zu 8.4.4 (1), Gleichung (8.6) ergänzen:

Der Mindestwert 10ϕ darf bei direkter Lagerung auf $6,7\phi$ reduziert werden.

Ersatzverankerungslänge $l_{b,eq}$:

Im EC2-1-1 fehlen die Werte für Haken und Schlaufen mit angeschweißtem Querstab innerhalb von $l_{b,rqd}$ vor Krümmungsbeginn und für gerade Stäbe mit mindestens zwei angeschweißten Querstäben. Darüber hinaus muss auch für $l_{b,eq}$ die Mindestverankerungslänge $l_{b,min}$ eingehalten werden.

Vorschlag: Zu 8.4.4 (2) ergänzen:

– $l_{b,eq} = \alpha_1 \cdot \alpha_4 \cdot l_{b,rqd}$ für Haken, Winkelhaken und Schlaufen mit mindestens 1 angeschweißtem Querstab innerhalb von $l_{b,rqd}$ vor Krümmungsbeginn

– $l_{b,eq} = 0,5 \cdot l_{b,rqd}$ für gerade Stäben mit mindestens zwei angeschweißten Stäben innerhalb $l_{b,rqd}$ (Stababstand $s < 100$ mm und $\geq 5\phi$ und ≥ 50 mm), jedoch nur zulässig bei Einzelstäben mit $\phi \leq 16$ mm und bei Doppelstäben mit $\phi \leq 12$ mm

Grundsätzlich gilt $l_{b,eq} \geq l_{b,min}$.

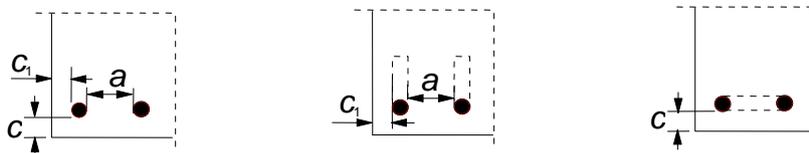
Wenn wegen Querspannungen der Beiwert $\alpha_5 > 1,0$ anzusetzen ist, muss dieser bei der Ermittlung der Ersatzverankerungslänge zusätzlich berücksichtigt werden.

Zur Berücksichtigung der Betondeckung und des Stababstandes:

In DIN 1045-1, 12.5 (5)b war zur Berücksichtigung der Betondeckung $> 3d_s$ nur die vereinfachte alte Regelung aus DIN 1045:1988-07 [R14] (vgl. DAfStb-Heft [300]) enthalten:

„Falls eine allseitige, durch Bewehrung gesicherte Betondeckung von mindestens $10d_s$ vorhanden ist, beträgt die zulässige Erhöhung (der Verbundspannung) 50 %. Dies gilt nicht für Übergreifungsstöße mit einem Achsabstand der Stöße nach Bild 57 von $s \leq 10d_s$.“

Der Stababstand spielt in DIN 1045-1 bei der Ermittlung der Verankerungslänge keine Rolle (jedoch bei der Übergreifungslänge). Im EC2-1-1 wird die Betondeckung und der lichte Stababstand (c_d) mit dem Beiwert α_2 differenzierter berücksichtigt.



a) gerade Stäbe
 $c_d = \min \{a/2; c_1; c\}$

b) gebogene Stäbe oder Haken,
 $c_d = \min \{a/2; c_1\}$

c) Schlaufen
 $c_d = c$

EC2-1-1, Bild 8.3 – Werte c_d für Balken und Platten

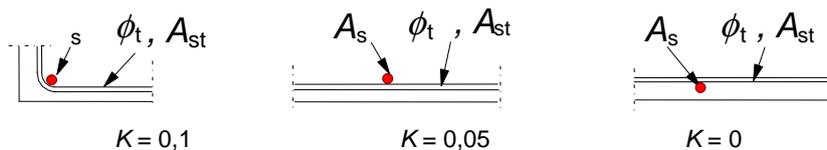
Bei geraden Stäben mit Abständen $c_d = \phi$ beträgt $\alpha_2 = 1,0$ und ab $c_d \geq 3\phi$ beträgt $\alpha_2 = 0,7$ (dazwischen wird interpoliert). Das heißt, der Bemessungswert der Verankerungslänge darf bei lichten Stababständen $\geq 6\phi$ und einer allseitigen Betondeckung $\geq 3\phi$ auf 70 % des Grundwerts der Verankerungslänge reduziert werden.

Bei gebogenen Stäben mit Abständen $c_d = 3\phi$ beträgt $\alpha_2 = 1,0$ und ab $c_d \geq 5\phi$ beträgt $\alpha_2 = 0,7$ (dazwischen wird interpoliert). Das heißt, der Bemessungswert der Verankerungslänge darf bei lichten Stababständen $\geq 10\phi$ und einer allseitigen Betondeckung $\geq 5\phi$ auf 70 % des Grundwerts der Verankerungslänge reduziert werden. Dies hat jedoch keine praktischen Auswirkungen, da für Verankerungen mit Haken, Winkelhaken und Schlaufen nur die Ersatzverankerungslänge $l_{b,eq}$ (ohne α_2) verwendet werden soll (vgl. 8.4.1 (2)NA).

Die Reduktion der Verankerungslänge unter Berücksichtigung größerer Stababstände ist jedoch nur gerechtfertigt, wenn das Verbundversagen durch „Spalten des Betons“ eingeleitet wird (i. d. R. bei Übergreifungsstößen). Im Verankerungsbereich von Auflagern tritt jedoch auch die zweite Versagensart „Herausziehen“ auf, die durch den Stababstand kaum beeinflusst wird. Die Festlegung der Verbundspannungen erfolgte in Bezug auf beide Versagensarten. Die Reduktion der Verankerungslängen auf bis zu 70 % über den Beiwert α_2 ist daher nicht in jedem Fall gerechtfertigt.

Nicht angeschweißte Querbewehrung:

Nach EC2-1-1 darf im Unterschied zu DIN 1045-1 die günstige Wirkung nicht angeschweißter Querbewehrung im Verankerungsbereich mit dem Beiwert α_3 berücksichtigt werden. Das setzt voraus, dass die Plattenquerbewehrung oder die Bügel bei Balken bis über die Auflagerlinie hinaus im Verankerungsbereich verlegt werden. Der Wirksamkeitsfaktor K für die Querbewehrung wird im EC2-1-1, Bild 8.4 definiert:



EC2-1-1, Bild 8.4 – Werte für K für Balken und Platten

D. h., Querbewehrung A_{st} , die nicht zwischen verankerter Längsbewehrung und Bauteiloberfläche in der Betondeckung liegt, darf nicht günstig angerechnet werden ($K = 0$).

Die Auswirkung wird hier an einer üblichen einachsigen gespannten Platte demonstriert:

Verankerte Längsbewehrung: $\phi 10 / 100 \text{ mm}$	$\rightarrow A_{s0} = 0,79 \text{ cm}^2$
Querbewehrung: 20 % der Längsbewehrung	$\rightarrow A_{st} = 0,20 \cdot 7,85 = 1,57 \text{ cm}^2/\text{m}$
	Gew. $\phi 8 / 250 \text{ mm} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$
Verankerungslänge: $l_{bd} = 150 \text{ mm}$	$\rightarrow A_{st} = 2,01 \cdot 0,15 = 0,30 \text{ cm}^2$
$\lambda = 0,30 / 0,79 = 0,38$ und $K = 0,05$	$\rightarrow \alpha_3 = 1 - 0,05 \cdot 0,38 = 0,981$

Die Auswirkungen des Beiwertes α_3 werden im baupraktischen Bereich sehr gering sein.

Querdruck:

Die Berücksichtigung des Querdrucks mit dem Beiwert α_5 entspricht im Prinzip der zulässigen Erhöhung der Verbundspannung nach DIN 1045-1. Der EC2-1-1 ist etwas konservativer in der unteren Beiwertbegrenzung auf 0,70, die etwas höher ist als der Kehrwert der zulässigen Erhöhung der Verbundspannung auf 150 % 2/3. Das sollte jedoch akzeptiert werden.

Zusammenfassung:

Unter Berücksichtigung der o.g. Vorschläge stimmen die EC2-1-1-Regeln zur Verankerungslänge weitgehend mit denen nach DIN 1045-1 überein. Bei Verankerungen mit Haken, Winkelhaken und Schlaufen sind sie bei Verwendung der Ersatzverankerungslänge des EC2-1-1 praktisch identisch. Der günstige Einfluss von außenliegender, nicht angeschweißter Querbewehrung darf in geringem Maße berücksichtigt werden.

Kürzere Verankerungslängen (−30 %) bei Verankerung mit geraden Stäben mit lichten Stababständen $\geq 6\phi$ und einer allseitigen Betondeckung $\geq 3\phi$ sollten nicht gestattet werden.

Vorschlag: Zu 8.4.4 (2), Tab. 8.2 ergänzen:

Der Beiwert α_2 ist i. d. R. mit $\alpha_2 = 1,0$ anzusetzen.

6.1.4 Übergreifungslänge

Die Übergreifungslänge wird in beiden Normen unterschiedlich bestimmt:

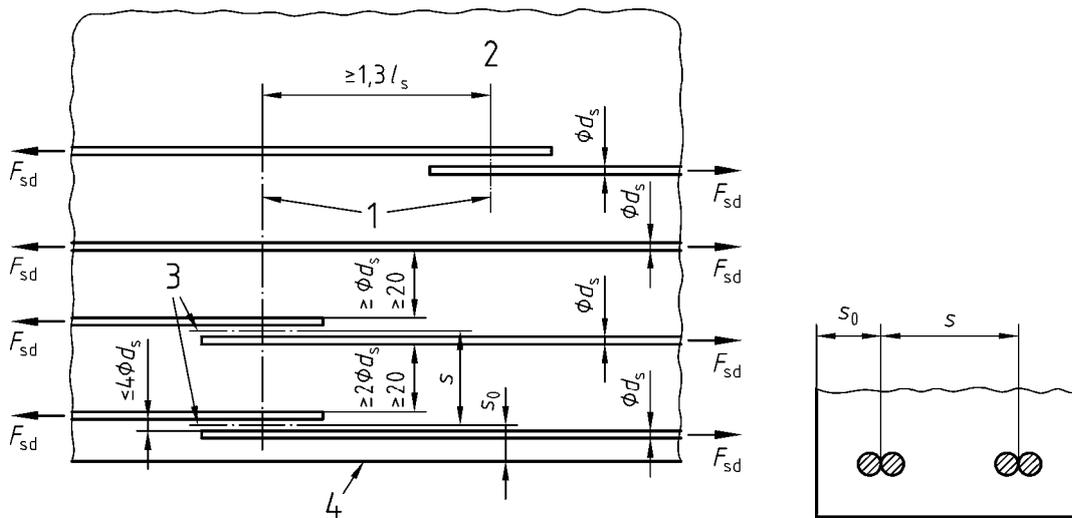
Tab. 33. Übergreifungslänge nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1 DIN 1045-1 [R6], 12.8.2	2 EC2-1-1 [R1] + NA, 8.7.3																															
1	(1) Gleichung (144): $l_s = \alpha_1 \cdot l_{b,net} \geq l_{s,min}$ mit $l_{b,net}$ – Bemessungswert Verankerungslänge	(1) Gleichung (8.10): $l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$ mit $l_{b,rqd}$ – Grundmaß Verankerungslänge																															
2	(1) Gleichung (144): $l_{s,min} = 0,3 \cdot \alpha_a \cdot \alpha_1 \cdot l_b \geq 15d_s \geq 200 \text{ mm}$	(1) Gleichung (8.11): $l_{0,min} = 0,3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq 15\phi \geq 200 \text{ mm}$																															
3	α_a - Beiwert Verankerungsart <table border="1"> <thead> <tr> <th>Art</th> <th>Zugstab</th> <th>Druckstab</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>gerade Enden</td> <td>1,0</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>Haken / Schlaufen</td> <td>0,7 (1,0)</td> <td>-</td> </tr> </tbody> </table> Klammerwerte: - seitliche Betondeckung $c_d < 3d_s$ - und kein Querdruck - und keine enge Verbügelung	Art	Zugstab	Druckstab	gerade Enden	1,0	1,0	Haken / Schlaufen	0,7 (1,0)	-	α_1 - Beiwert Verankerungsart <table border="1"> <thead> <tr> <th>Art</th> <th>Zugstab</th> <th>Druckstab</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>gerade Enden</td> <td>1,0</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>Haken / Schlaufen</td> <td>0,7 (1,0)</td> <td>1,0</td> </tr> </tbody> </table> Klammerwerte: seitliche Betondeckung $c_d \leq 3d_s$	Art	Zugstab	Druckstab	gerade Enden	1,0	1,0	Haken / Schlaufen	0,7 (1,0)	1,0													
Art	Zugstab	Druckstab																															
gerade Enden	1,0	1,0																															
Haken / Schlaufen	0,7 (1,0)	-																															
Art	Zugstab	Druckstab																															
gerade Enden	1,0	1,0																															
Haken / Schlaufen	0,7 (1,0)	1,0																															
4	In Tabelle 27 in Fußnote a und b berücksichtigt (hier jedoch Achsmaße): ^a Falls $s \geq 10d_s$ und $s_0 \geq 5d_s$ gilt $\alpha_1 = 1,0$ statt 1,4 ^b Falls $s \geq 10d_s$ und $s_0 \geq 5d_s$ gilt $\alpha_1 = 1,4$ statt 2,0 d. h. Abminderung mit Faktor 0,7	α_2 - Beiwert Betondeckung und Stababstand <table border="1"> <thead> <tr> <th>Stäbe</th> <th>Zugstab</th> <th>Druckstab</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>gerade</td> <td>$1 - 0,15(c_d - \phi) / \phi$ $\geq 0,7 \leq 1,0$</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>gebogen</td> <td>$1 - 0,15(c_d - 3\phi) / \phi$ $\geq 0,7 \leq 1,0$</td> <td>1,0</td> </tr> </tbody> </table> $c_d = \min \{a/2; c_1; c\}$	Stäbe	Zugstab	Druckstab	gerade	$1 - 0,15(c_d - \phi) / \phi$ $\geq 0,7 \leq 1,0$	1,0	gebogen	$1 - 0,15(c_d - 3\phi) / \phi$ $\geq 0,7 \leq 1,0$	1,0																						
Stäbe	Zugstab	Druckstab																															
gerade	$1 - 0,15(c_d - \phi) / \phi$ $\geq 0,7 \leq 1,0$	1,0																															
gebogen	$1 - 0,15(c_d - 3\phi) / \phi$ $\geq 0,7 \leq 1,0$	1,0																															
5		α_3 - Beiwert nicht angeschweißte Querbewehrung <table border="1"> <thead> <tr> <th>Stäbe</th> <th>Zugstab</th> <th>Druckstab</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>alle Arten</td> <td>$0,7 \leq 1 - K \cdot \lambda \leq 1,0$</td> <td>1,0</td> </tr> </tbody> </table> $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$ – Querbewehrungsgrad mit $\Sigma A_{st,min} = 1,0A_s(\sigma_{sd} / f_{yd})$	Stäbe	Zugstab	Druckstab	alle Arten	$0,7 \leq 1 - K \cdot \lambda \leq 1,0$	1,0																									
Stäbe	Zugstab	Druckstab																															
alle Arten	$0,7 \leq 1 - K \cdot \lambda \leq 1,0$	1,0																															
6	12.5 (5) a) Ist ein Querdruck p rechtwinklig zur Bewehrungsebene vorhanden, ist eine Erhöhung (der Verbundspannung) mit dem Faktor $1 / (1 - 0,04p) \leq 1,5$ zulässig. Für p ist der mittlere Querdruck im Verankerungs- oder Übergreifungsbereich in N/mm^2 einzusetzen.	α_5 - Beiwert Querdruck <table border="1"> <thead> <tr> <th>Stäbe</th> <th>Zugstab</th> <th>Druckstab</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>alle Arten</td> <td>$0,7 \leq 1 - 0,04p \leq 1,0$</td> <td>-</td> </tr> </tbody> </table> p - Querdruck [N/mm^2] im GZT innerhalb l_{bd}	Stäbe	Zugstab	Druckstab	alle Arten	$0,7 \leq 1 - 0,04p \leq 1,0$	-																									
Stäbe	Zugstab	Druckstab																															
alle Arten	$0,7 \leq 1 - 0,04p \leq 1,0$	-																															
7	α_1 - Beiwert Übergreifungslänge <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Stoß</th> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">Stoßanteil einer Bewehrungslage</th> </tr> <tr> <th>$\leq 33 \%$</th> <th>$> 33 \%$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">Zug</td> <td>$d_s < 16$</td> <td>1,2^a</td> <td>1,4^a</td> </tr> <tr> <td>$d_s \geq 16$</td> <td>1,4^a</td> <td>2,0^b</td> </tr> <tr> <td>Druck</td> <td></td> <td>1,0</td> <td>1,0</td> </tr> </tbody> </table> ^a Falls $s \geq 10d_s$ und $s_0 \geq 5d_s \rightarrow \alpha_1 = 1,0$ ^b Falls $s \geq 10d_s$ und $s_0 \geq 5d_s \rightarrow \alpha_1 = 1,4$	Stoß		Stoßanteil einer Bewehrungslage		$\leq 33 \%$	$> 33 \%$	Zug	$d_s < 16$	1,2 ^a	1,4 ^a	$d_s \geq 16$	1,4 ^a	2,0 ^b	Druck		1,0	1,0	α_6 - Beiwert Übergreifungslänge EC2-1-1-Original Tab. 8.3: <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Stoß</th> <th colspan="4">Gesamt Stoßanteil</th> </tr> <tr> <th>$< 25 \%$</th> <th>33 %</th> <th>50 %</th> <th>$> 50 \%$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>alle</td> <td>1,0</td> <td>1,15</td> <td>1,4</td> <td>1,5</td> </tr> </tbody> </table> Zwischenwerte dürfen interpoliert werden	Stoß	Gesamt Stoßanteil				$< 25 \%$	33 %	50 %	$> 50 \%$	alle	1,0	1,15	1,4	1,5
Stoß				Stoßanteil einer Bewehrungslage																													
		$\leq 33 \%$	$> 33 \%$																														
Zug	$d_s < 16$	1,2 ^a	1,4 ^a																														
	$d_s \geq 16$	1,4 ^a	2,0 ^b																														
Druck		1,0	1,0																														
Stoß	Gesamt Stoßanteil																																
	$< 25 \%$	33 %	50 %	$> 50 \%$																													
alle	1,0	1,15	1,4	1,5																													

EC2-1-1/NA Tab. 8.3DE:			
Stoß		Stoßanteil einer Bewehrungslage	
		≤ 33 %	> 33 %
Zug	$\phi < 16$	1,2 ^a	1,4 ^a
	$\phi \geq 16$	1,4 ^a	2,0 ^b
Druck		1,0	1,0
^a Falls $s \geq 10\phi$ und $s_0 \geq 5\phi \rightarrow \alpha_6 = 1,0$			
^b Falls $s \geq 10\phi$ und $s_0 \geq 5\phi \rightarrow \alpha_6 = 1,4$			

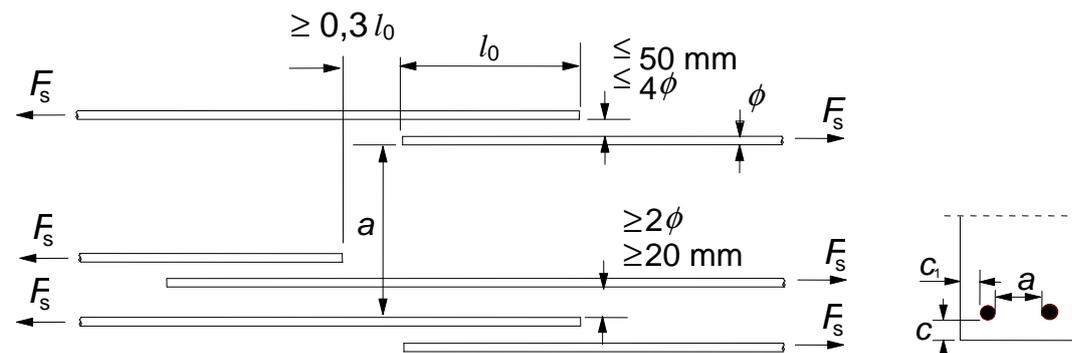
Zur Berücksichtigung der Betondeckung und des Stababstandes:

In DIN 1045-1 [R6], Tabelle 27 mit Bild 57/58 war die Reduktion der Übergreifungsbeiwerte vom Achsabstand s der Stöße abhängig:



DIN 1045-1: Bild 57 und 58 – Querabstand der Bewehrungsstäbe im Stoßbereich

Zum Vergleich die EC2-1-1-Regeln in Bild 8.3 und 8.7 in Bezug auf den Beiwert α_2 :



EC2-1-1, Bild 8.7 – Benachbarte Stöße und EC2-Bild 8.3 – c_d für Balken und Platten

Vergleicht man den Beiwert α_2 mit den Fußnoten a und b in Tabelle 27 von DIN 1045-1 bedeutet das:

- die Abminderung von $\alpha_2 < 1,0$ beginnt schon bei einem lichten Stababstand $a > 2\phi$,
- die Abminderung von $\alpha_2 < 1,0$ beginnt schon bei einem lichten Randabstand $c_1 > \phi$,
- die Abminderung von α_2 auf 0,7 wird bei einem lichten Stababstand $a > 6\phi$ erreicht, d. h. im Vergleich mit DIN 1045-1 ist $s_{EC2} \geq 8\phi$ kleiner als $s_{DIN} \geq 10d_s$,
- die Abminderung von α_2 auf 0,7 wird bei einem lichten Randabstand $c_1 > 3\phi$ erreicht, d. h. im Vergleich mit DIN 1045-1 ist $s_{0,EC2} \geq 4\phi$ kleiner als $s_{DIN} \geq 5d_s$,

- die Betondeckung rechtwinklig zur Bewehrungsebene für $\alpha_2 = 0,7$ muss ebenfalls $c_1 > 3\phi$ betragen.

Übergreifungsbeiwert α_6 :

Tabelle 8.3 von EC2-1-1 musste komplett durch Tabelle 8.3DE (Tabelle 27 aus DIN 1045-1) ersetzt werden, weil die Beiwerte α_6 insbesondere bei Zugstößen mit einem Stoßanteil $\geq 50\%$ keine ausreichende Sicherheit gewährleisten (*Feststellung Prof. Eligehausen*). Andererseits führen die EC2-1-1-Werte $\alpha_6 > 1,0$ für Druckstöße zu auf der sicheren Seite liegenden, aber unwirtschaftlichen Übergreifungslängen.

Beim Vergleich der Auswirkungen fällt auf, dass die sprunghafte Änderung nach DIN 1045-1 bei $s = 10d_s$ im EC2-1-1 durch eine lineare Interpolation ersetzt wird und diese in der Regel im Gegensatz zu DIN 1045-1 auch bei Verwendung der höheren DIN-Grundwerte α_1 für α_6 praktisch bei kleineren Stoß- und Randabständen zu z. T. deutlich reduzierten Übergreifungslängen führen würde (siehe Bild 85).

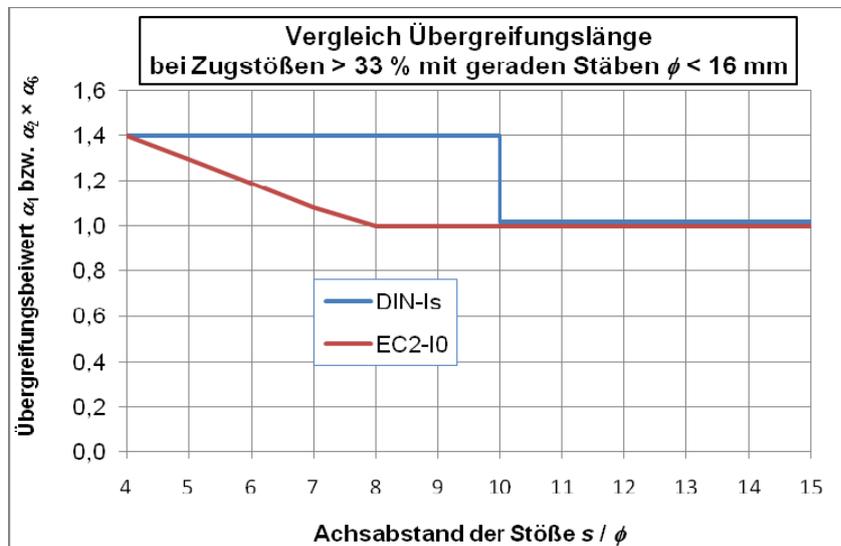


Bild 85. Vergleich der Übergreifungslängen bei Zugstößen > 33 % mit geraden Stäben $\phi < 16$ mm

Um dies zu vermeiden, muss der Beiwert α_2 bei Übergreifungsstößen grundsätzlich mit 1,0 festgelegt werden. Ersatzweise sind die Fußnoten nach DIN 1045-1 sinngemäß beizubehalten, jedoch wegen der EC2-1-1-Definitionen auf den lichten Stababstand a bzw. die seitliche Betondeckung c_1 zu modifizieren.

Vorschlag:

Zu 8.4.4 (2), Tab. 8.2: Bei der Ermittlung der Übergreifungslänge ist immer $\alpha_2 = 1,0$ anzusetzen.

Zu 8.7.3 (1), Tab. 8.3DE: Die Fußnoten in Tab. 8.3DE werden modifiziert.

Die Tabelle 8.3DE sieht dann so aus:

Stoß	Stab- ϕ	Stoßanteil einer Bewehrungslage	
		$\leq 33\%$	$> 33\%$
Zug	< 16 mm	1,2 ¹⁾	1,4 ¹⁾
	≥ 16 mm	1,4 ¹⁾	2,0 ²⁾
Druck	alle	1,0	1,0

Wenn die lichten Stababstände $a \geq 8\phi$ (Bild 8.7) und der Randabstand in der Stoßebene $c_1 \geq 4\phi$ (Bild 8.3) eingehalten werden, darf der Beiwert α_6 reduziert werden auf:

¹⁾ $\alpha_6 = 1,0$

²⁾ $\alpha_6 = 1,4$

6.1.5 Verbundspannung bei Vorspannung mit sofortigem Verbund

Die Übertragungslänge von Spannstahl im sofortigen Verbund darf auf Grundlage einer konstanten Verbundspannung ermittelt werden. Die Werte f_{bp} in DIN 1045-1 wurden aus Versuchen für Litzen bis $A_p \leq 100 \text{ mm}^2$ abgeleitet. Das Verbundverhalten von gerippten Spannstählen wird vorrangig durch den Scherverbund bestimmt, das Verbundverhalten von Litzen und profilierten Drähten dagegen vom Haft- und Reibungsverbund.

Tab. 34. Verbundspannung in der Übertragungslänge nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

		1	2	
		DIN 1045-1 [R6], 8.7.6	EC2-1-1 [R1] + NA, 8.10.2.2	
1	(4) Tabelle 7:		(1) Gleichung (8.15):	
		f_{cmj} [N/mm ²]	f_{bp} [N/mm ²]	
			Litzen profil. Drähte	
			gerippte Drähte	
		25	2,9	3,8
		30	3,3	4,3
		35	3,7	4,8
		40	4,0	5,2
		45	4,3	5,6
		50	4,6	6,0
	60	5,0	6,5	
	70	5,3	6,9	
	80	5,5	7,2	
	≥ 90	5,7	7,4	
	Werte mit 0,7 bei „mäßigen“ Verbundbedingungen abmindern.		$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}$ $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot 0,70 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_C$ (mit $\gamma_C = 1,5$) $\rightarrow f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha \cdot f_{ctm}$ $\eta_{p1} = 2,7$ für profilierte Drähte, $\eta_{p1} = 3,2$ für Litzen mit 3 und 7 Drähten, $\eta_1 = 1,0$ bei „guten“ Verbundbedingungen, $\eta_1 = 0,7$ bei „mäßigen“ Verbundbedingungen.	

Der Unterschied zwischen profiliertem und geripptem Spannstählen ist in Bild 86 beispielhaft gegenübergestellt:

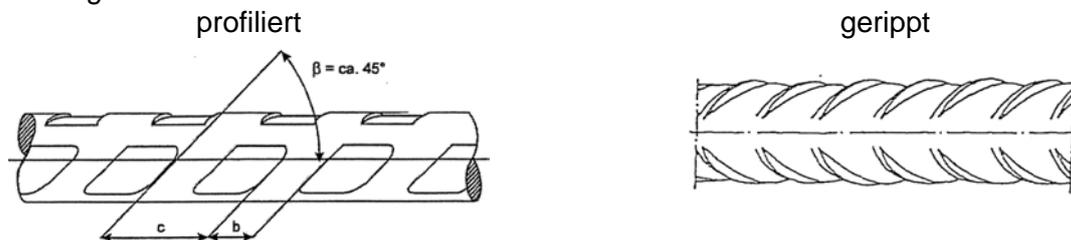


Bild 86. Unterschied profilierte und gerippte Spannstähle

Für gerippte Drähte gibt es im EC2-1-1 keine Angaben. In Bild 87 werden die Werte für profilierte Drähte und im Bild 88 für Litzen mit der Annahme $\alpha_{ct} = 0,85$ verglichen. Für die Ermittlung von $f_{ctm}(28 \text{ Tage})$ wird in die Gleichungen aus Tab. 3.1 f_{cmj} als f_{ck} eingesetzt.

Die Vergrößerung der Verbundspannung für Litzen gegenüber profilierten Drähten entspricht nicht dem deutschen Erfahrungsbereich. Es wird vorgeschlagen, im NA für Litzen und für profilierte Drähte einen identischen Beiwert $\eta_{p1} = 2,85$ zuzulassen.

Die im EC2-1-1 fehlende Angabe für gerippte Drähte (ca. 30 % höhere Verbundspannung als für profilierte Drähte) kann dann durch $\eta_{p1} = 3,7$ für gerippte Drähte ergänzt werden.

Die Abminderung zur Verbundfestigkeit unter Ermüdungsbelastung nach Abschnitt 6.1.2 müsste hier auch vorgenommen werden.

Erläuterungen zu den Vorschlägen:

Der Verbundfaktor η_{p1} des EC2-1-1 berücksichtigt zwei Effekte auf die Übertragungslänge, die in MC90 [R11], 6.9.11.4 mit den Faktoren α_9 und α_{10} bewertet wurden:

- α_9 zur Berücksichtigung der betrachteten Auswirkung: $\alpha_9 = 1,0$ für M und V im GZT bzw. $\alpha_9 = 0,5$ für den Nachweis der Quersugspannungen im Verankerungsbereich;
- α_{10} zur Berücksichtigung der Art der Spannstahloberfläche: $\alpha_{10} = 0,5$ für Litzen bzw. $\alpha_{10} = 0,7$ für profilierte Drähte (beschreibt das Verhältnis von Übertragungslänge mit *Hoyer*-Effekt zur Verankerungslänge mit Versagensart „Herausziehen“).

Aus dem Beiwert η_{p2} zur Berücksichtigung der Art des Spannglieds und den Verbundbedingungen bei der Verankerung im GZT (siehe EC2-1-1, 8.10.2.3, identisch mit η_{p1} nach MC90, 6.9.11.2)

- $\eta_{p2} = 1,4$ für profilierte Drähte
- $\eta_{p2} = 1,2$ für Litzen mit 7 Drähten

wurde der vergrößerte Beiwert η_{p1} für die Verbundspannung in der Übertragungslänge nach EC2-1-1 so abgeleitet, dass ein beanspruchungsunabhängiger Mittelwert (mit α_{9m}) unter Berücksichtigung des günstigen *Hoyer*-Effekts (mit α_{10}) berechnet wird [18]:

$$\text{- Mittelwert } \alpha_{9m} = (1,0 + 0,5) / 2 = 0,75 \quad (5.1)$$

$$\text{- } \eta_{p1,EC2} = \eta_{p1,MC90} / (\alpha_{9m} \cdot \alpha_{10}) \quad (5.2)$$

$$\rightarrow \text{für profilierte Drähte: } \eta_{p1} = 1,4 / (0,75 \cdot 0,7) = 2,7;$$

$$\rightarrow \text{für Litzen: } \eta_{p1} = 1,2 / (0,75 \cdot 0,5) = 3,2.$$

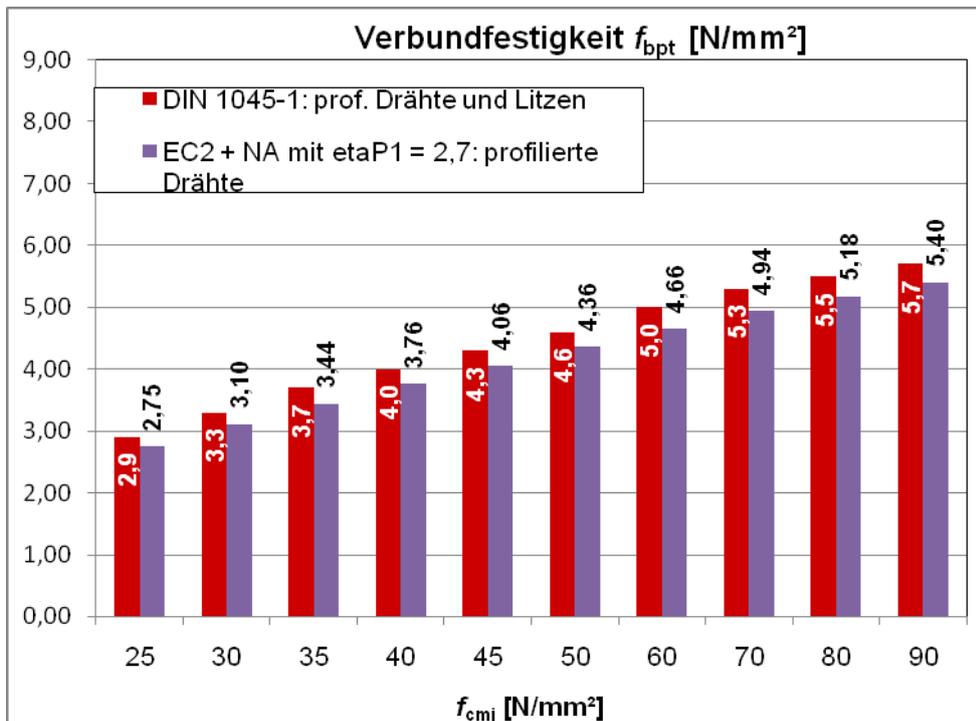
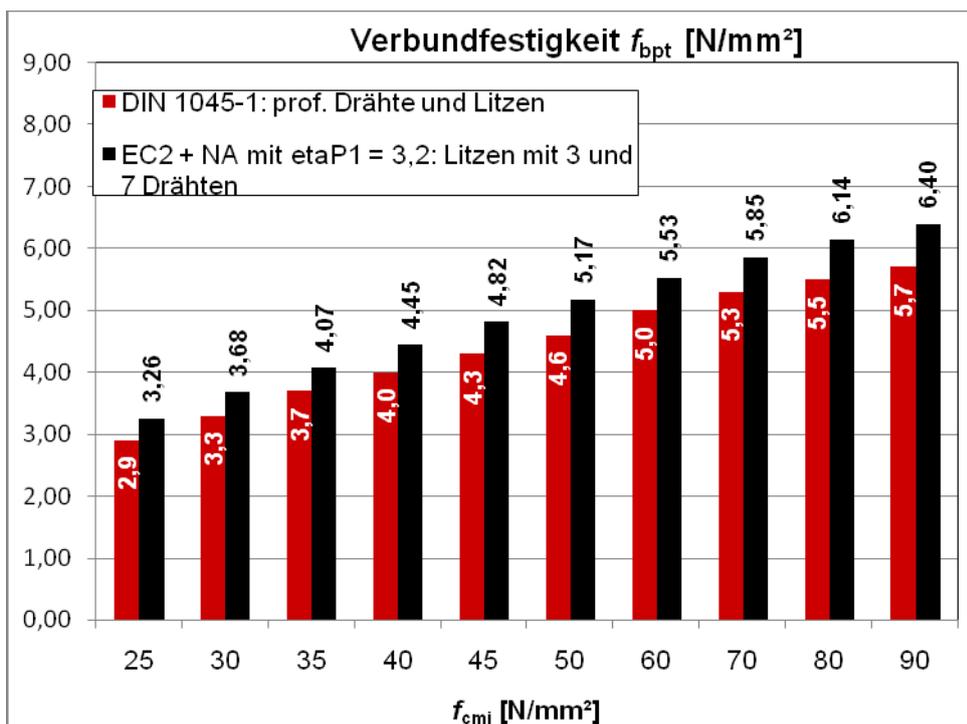
In Bild 87 und Bild 88 werden die Werte nach DIN 1045-1 und EC2-1-1-Original für profilierte Drähte und Litzen mit der Annahme $\alpha_{ct} = 0,85$ bei $f_{ctd}(t)_{EC2}$ verglichen. Die Ermittlung von $f_{ctm}(t)_{EC2} = 0,30 \cdot f_{cmj}^{2/3}$ erfolgt vereinfacht mit der Gleichung aus EC2-1-1-Tabelle 3.1. Auf die Unterscheidung zwischen Litzen und profilierten Drähten wird in Deutschland verzichtet. Es wird daher im NA für Litzen und für profilierte Drähte ein mittlerer identischer Beiwert $\eta_{p1} = 2,85$ und die Vereinfachung $f_{ctm}(t) = 0,30 \cdot f_{cm}(t)^{2/3}$ zugelassen (Bild 89).

Die tatsächliche Betondruckfestigkeit $f_{cm}(t)$ zum Zeitpunkt der Spannkraftübertragung t ist als Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit zu ermitteln (bei Verwendung von Würfeln ist im Verhältnis der Festigkeitsklassen umzurechnen).

Dieser mittlere Beiwert lässt sich analog Gleichung (2) mit folgenden Annahmen interpretieren:

- günstig: Ansatz von $\eta_{p1,MC90} = \eta_{p2,EC2} = 1,4$ für profilierte Drähte und Litzen (siehe auch 3.3)
 - günstig: gewichteter Beiwert Beanspruchung zwischen 1,0 und 0,5: $\alpha_{9w} = 0,7$
 - ungünstig: größerer Beiwert $\alpha_{10} = 0,7$ für profilierte Drähte
- $$\rightarrow \text{für profilierte Drähte und Litzen: } \eta_{p1,EC2/NA} = 1,4 / (0,7 \cdot 0,7) = 2,85. \quad (5.3)$$

Die Verbundspannung f_{bpt} nach EC2-1-1-Gleichung (8.15) gilt dabei nur für nicht verdichtete Litzen (Bild 91) mit einer Querschnittsfläche $\leq 100 \text{ mm}^2$ und für profilierte Drähte mit $\phi_p \leq 8 \text{ mm}$. Für andere Spannstahlbewehrungen sind die Verbundspannungen aus Versuchen abzuleiten bzw. abZ zu entnehmen.

Bild 87. Vergleich der Verbundspannung f_{bp} für profilierte DrähteBild 88. Vergleich der Verbundspannung f_{bp} für Litzen

Vorschlag: Zu 8.10.2.2 (1), ergänzen:

Die Verbundspannung f_{bpt} nach Gleichung (8.15) gilt nur für nicht verdichtete Litzen mit einer Querschnittsfläche $\leq 100 \text{ mm}^2$. Für profilierte Drähte mit $\phi \leq 8 \text{ mm}$ und Litzen ist $\eta_{p1} = 2,85$ anzusetzen. Für gerippte Drähte mit $\phi \leq 12 \text{ mm}$ darf $\eta_{p1} = 3,7$ angesetzt werden.

Die Verbundfestigkeit f_{bpt} sollte für Ermüdungsnachweise analog der Betondruckfestigkeit nach Abschnitt 6.8.7 im Verhältnis $f_{cd,fat} / f_{cd}$ abgemindert werden.

Anmerkung: In der Einspruchsitzung zum NA wurde beschlossen, alle Regelungen zu gerippten Drähten zu entfernen, da gerippte Drähte in Deutschland praktisch kaum verwendet werden, es gibt hierfür nur wenige aktuelle abZ.

Die Ergebnisse aus diesen Vorschlägen sind in den folgenden Bildern dargestellt.

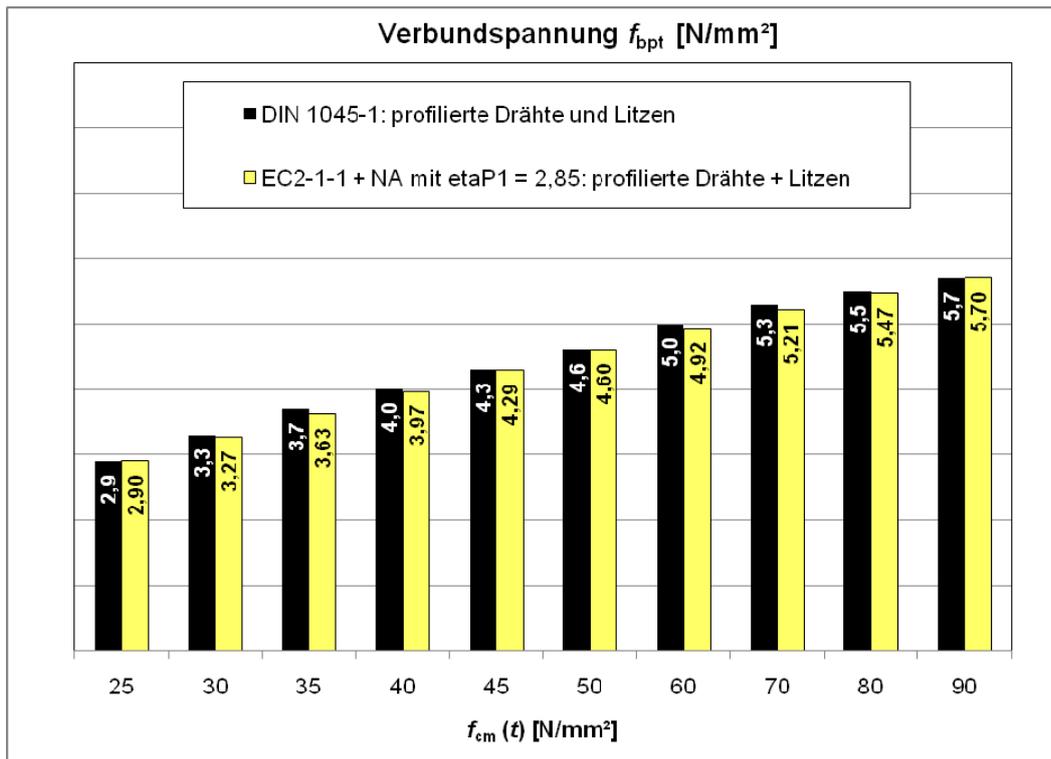


Bild 89. Vorschlag der Verbundspannung f_{bpt} für profilierte Drähte und Litzen mit $\eta_{p1} = 2,85$

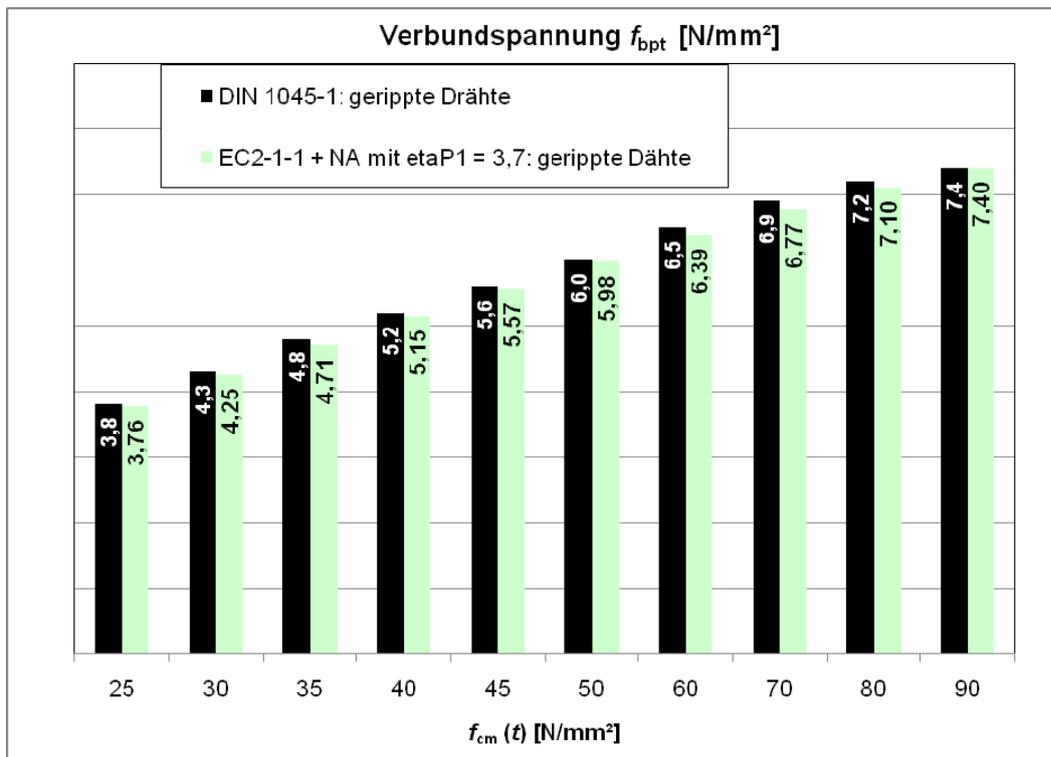


Bild 90. Vorschlag der Verbundspannung f_{bpt} für gerippte Drähte mit $\eta_{p1} = 3,7$

6.1.6 Übertragungslänge bei Vorspannung mit sofortigem Verbund

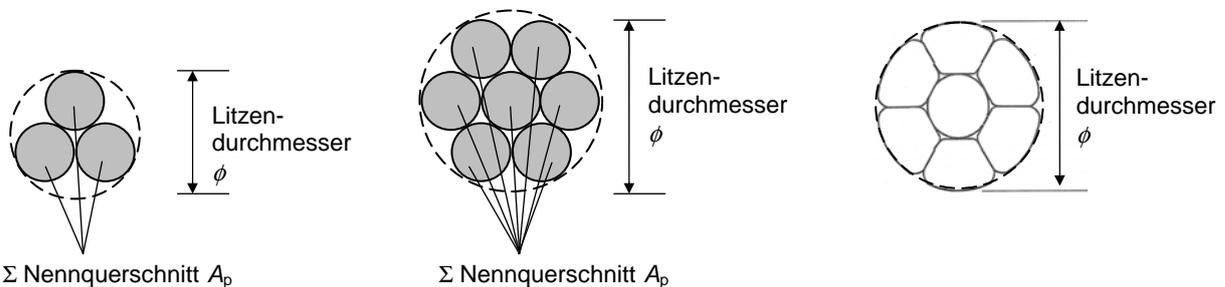
Die Übertragungslänge von Spannstahl im sofortigen Verbund darf wie folgt ermittelt werden:

Tab. 35. Übertragungslänge nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1	2
	DIN 1045-1 [R6], 8.7.6	EC2-1-1 [R1], 8.10.2.2
1	<p>(3) Gleichung (54):</p> $l_{bp} = \alpha_1 \cdot \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bp}}$ <p>$\alpha_1 = 1,0$ - stufenweises Eintragen der Vorspannung, $\alpha_1 = 1,25$ - schlagartiges Eintragen der Vorspannung; A_p - der Nennquerschnitt Litze / Draht; d_p - der Nenndurchmesser Litze / Draht; σ_{pm0} - die Spannung im Spannstahl nach der Spannkraftübertragung auf den Beton; f_{bp} - Verbundspannung nach Tabelle 7.</p>	<p>(1) Gleichung (8.16):</p> $l_{bpt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \sigma_{pm0} / f_{bpt}$ <p>$\alpha_1 = 1,0$ - stufenweises Eintragen der Vorspannung, $\alpha_1 = 1,25$ - schlagartiges Eintragen der Vorspannung; $\alpha_2 = 0,25$ für Spannstahl mit runden Querschnitten, $\alpha_2 = 0,19$ für Litzen mit 3 und 7 Drähten; ϕ - der Nenndurchmesser des Spannstahls; σ_{pm0} - die Spannstahlspannung direkt nach dem Absetzen der Spannkraft; f_{bpt} - Verbundspannung nach Gleichung (8.15).</p>

Bis auf die verbliebenen geringen Unterschiede in der Verbundspannung (siehe 6.1.5) stimmt die Übertragungslänge nach DIN 1045-1 und EC2-1-1 überein. Die Formulierung in DIN 1045-1 mit der einzutragenden Zugkraft $A_p \cdot \sigma_{pm0}$ auf die Verbundfläche $l_{bp} \cdot \pi \cdot d_p$ ist mechanisch klarer.

Der EC2-Beiwert α_2 entspricht $\alpha_2 = A_p / (\pi \cdot \phi^2)$ und beschreibt das wirksame Verhältnis zwischen Querschnittsfläche und Umfang von nicht verdichteten Litzen (siehe Bild 91). Dabei wird die Vergrößerung der Verbundfläche infolge der Zwickel bei mehrdrähtigen Litzen gegenüber einem umschreibenden Kreisumfang berücksichtigt.



a) nicht verdichtete 3-drähtige Litze b) nicht verdichtete 7-drähtige Litze c) verdichtete 7-drähtige Litze

Bild 91. Verhältnis Querschnittsfläche zu Umfang bei 3- und 7-drähtigen Litzen

Aus allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (i. d. R. 7-drähtig) lassen sich folgende Verhältniswerte von nicht verdichteten Litzen für α_2 ableiten:

Tab. 36. Querschnittswerte für 3-drähtige Litzen

	1	2	3
	Nenndurchmesser ϕ [mm]	Querschnittsfläche A_p [mm ²]	α_2
1	7,5	29	0,164

Tab. 37. Querschnittswerte für 7-drähtige Litzen

	1	2	3
	Nenndurchmesser ϕ [mm]	Querschnittsfläche A_p [mm ²]	α_2
1	6,9	29	0,194
2	9,3	52	0,191
3	11,0	70	0,184
4	12,5	93	0,189
5	12,9	100	0,191
6	15,3	140	0,190
7	15,7	150	0,194
8	18,3	200	0,190

Der EC2-1-1-Beiwert $\alpha_2 = 0,19$ beschreibt demnach die Querschnittsverhältnisse für Litzen mit 7 Drähten relativ genau (Tab. 37 → i. M. 0,191). Für 3-drähtige Litzen ist α_2 geringer, der Wert 0,19 liegt für diese also auf der sicheren Seite. Zuletzt gab es in Deutschland nur eine gültige Zulassung Z-12.3-73 für eine 3-drähtige Litze (bis 31.12.2009).

Nach DIN 1045-1, 8.7.6 (6) ist der Bemessungswert der Übertragungslänge l_{bpd} mit $0,8l_{bp}$ oder $1,2 l_{bp}$ anzunehmen; es gilt der ungünstigere Wert für die betrachtete Wirkung.

Die EC2-1-1-Regelung, 8.10.2.2 (3) ist mit $l_{pt1} = 0,8l_{pt}$ bzw. $l_{pt2} = 1,2l_{pt}$ praktisch identisch, wobei in der Anmerkung Empfehlungen zur Anwendung ergänzt werden:

ANMERKUNG In der Regel wird der niedrigere der beiden Werte zum Nachweis der örtlichen Spannungen beim Absetzen der Spannkraft verwendet und der höhere Wert für Grenzzustände der Tragfähigkeit (Querkraft, Verankerung usw.).

6.1.7 Verankerungslänge bei Vorspannung mit sofortigem Verbund

Die Verankerungslänge bei Vorspannung mit sofortigem Verbund ist nachzuweisen, wenn die Betonzugspannung im GZT im Verankerungsbereich $f_{ctk,0,05}$ überschreitet. Die Verankerungslänge ist wie folgt zu ermitteln:

Tab. 38. Verankerungslänge nach DIN 1045-1 und EC2-1-1

	1	2
	DIN 1045-1 [R6], 8.7.6	EC2-1-1 [R1] + NA, 8.10.2.3
1	(10) Gleichung (56): a) bei Rissbildung außerhalb l_{bpd} $l_{ba} = l_{bpd} + \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pmt}}{f_{bp} \cdot \eta_p}$	(4) Gleichung (8.21): $l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \cdot \phi \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{pmt}) / f_{bpd}$ Dabei ist $l_{pt2} = 1,2l_{pt}$ oberer Bemessungswert der Übertragungslänge nach siehe 8.10.2.2 (3); $\alpha_2 = 0,25$ für Spannstahl mit runden Querschnitten, $\alpha_2 = 0,19$ für Litzen mit 7 Drähten; σ_{pd} - die Spannung im Spannglied aus der Vorspannkraft für einen gerissenen Querschnitt; σ_{pmt} - die Vorspannung abzüglich aller Verluste. f_{bpd} - Verbundfestigkeit für die Verankerung im GZT:
2	(10) Gleichung (57): b) bei Rissbildung innerhalb l_{bpd} $l_{ba} = l_r + \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pt}(x = l_r)}{f_{bp} \cdot \eta_p}$ mit $\eta_p = 0,5$ für Litzen und profilierte Drähte bzw. $\eta_p = 0,7$ für gerippte Drähte; f_{bp} - Verbundspannung nach Tabelle 7.	$f_{bpd} = \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}$ η_{p2} - Beiwert zur Berücksichtigung der Art des Spannglieds und den Verbundbedingungen bei der Verankerung: $\eta_{p2} = 1,4$ für profilierte Drähte, $\eta_{p2} = 1,2$ für Litzen mit 7 Drähten; $\eta_1 = 1,0$ bei „guten“ Verbundbedingungen, $\eta_1 = 0,7$ bei „mäßigen“ Verbundbedingungen.

Folgende Unterschiede zwischen DIN 1045-1 und EC2-1-1 sind festzustellen:

- Die Verbundspannungen im GZT sind anders definiert.
- Die Verbundqualität von Litzen wird im EC2-1-1 nur mit ca. 85 % der von profilierten Drähten bewertet ($\eta_{p2} = 1,2 / 1,4$).
- Der veränderte Knickpunkt im Spannkraftanstieg abhängig vom Rissbereich wird im EC2-1-1 nicht unterschieden.

Zunächst werden die Verbundspannungen (guter Verbundbereich) verglichen. Dabei wird angenommen, dass im EC2-1-1, 3.1.6 (2) standardmäßig $f_{ctd} = 0,85 \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ anzusetzen ist.

DIN 1045-1: $f_{bpd} = \eta_p \cdot f_{bp}$ (Tabelle 7)

EC2-1-1 + NA: $f_{bpd} = \eta_{p2} \cdot f_{ctd} = \eta_{p2} \cdot 0,85 \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$

Zum Beiwert α_2 im NA siehe Abschnitt 6.1.7.

In den folgenden Bildern sind die Verbundspannungen f_{bpd} im Vergleich dargestellt.

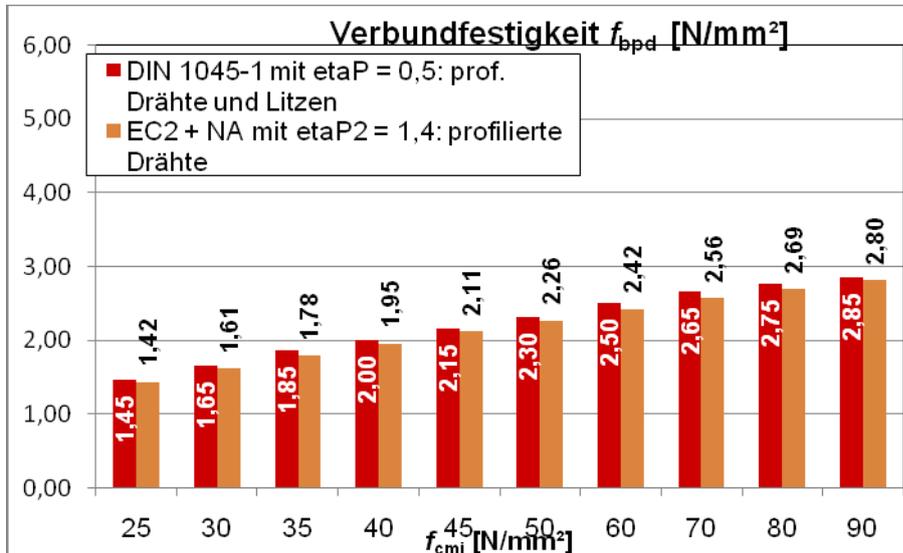


Bild 92. Vergleich der Verbundspannung f_{bpd} für profilierte Drähte

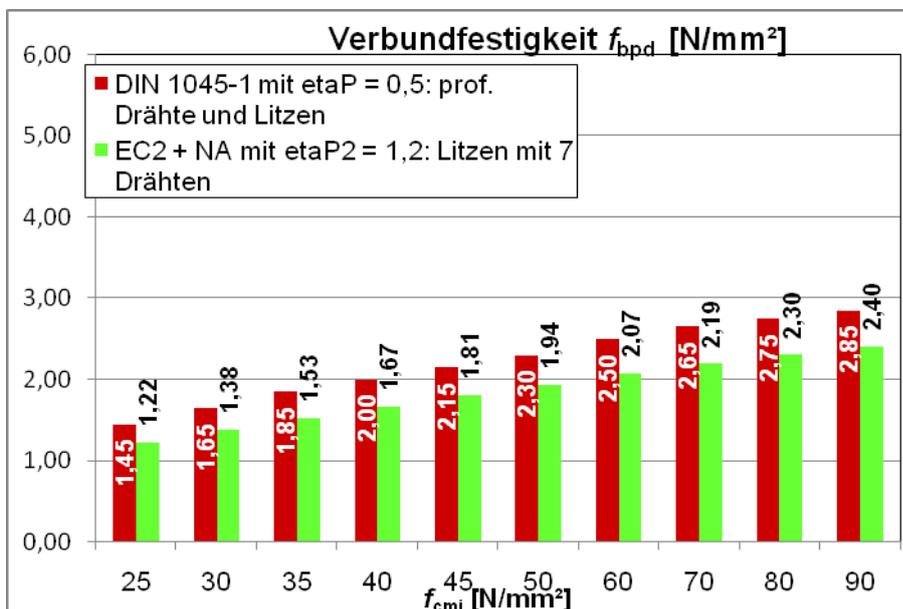


Bild 93. Vergleich der Verbundspannung f_{bpd} für Litzen

Die Abminderung der Verbundspannung für Litzen entspricht nicht dem deutschen Erfahrungsbereich. Es wird vorgeschlagen, im NA auch für 7-drähtige Litzen den Beiwert $\eta_{p2} = 1,4$ wie für profilierte Drähte zuzulassen. Damit werden dann ca. 98 % der Verbundspannungen nach DIN 1045-1 für profilierte Drähte und Litzen erreicht (siehe Bild 92).

Die im EC2-1-1 fehlende Angabe für gerippte Drähte (ca. +30 % in DIN-Tab. 7 und +40 % aus dem Verhältnis $\eta_{p2} = 0,7 / 0,5 \rightarrow$ d. h. 80 % höhere ansetzbare Verbundspannung als für profilierte Drähte) kann durch $\eta_p = 2,6$ für gerippte Drähte ergänzt werden (siehe Bild 94).

Die Abminderung zur Verbundfestigkeit unter Ermüdungsbelastung nach Abschnitt 6.1.2 müsste hier auch vorgenommen werden.

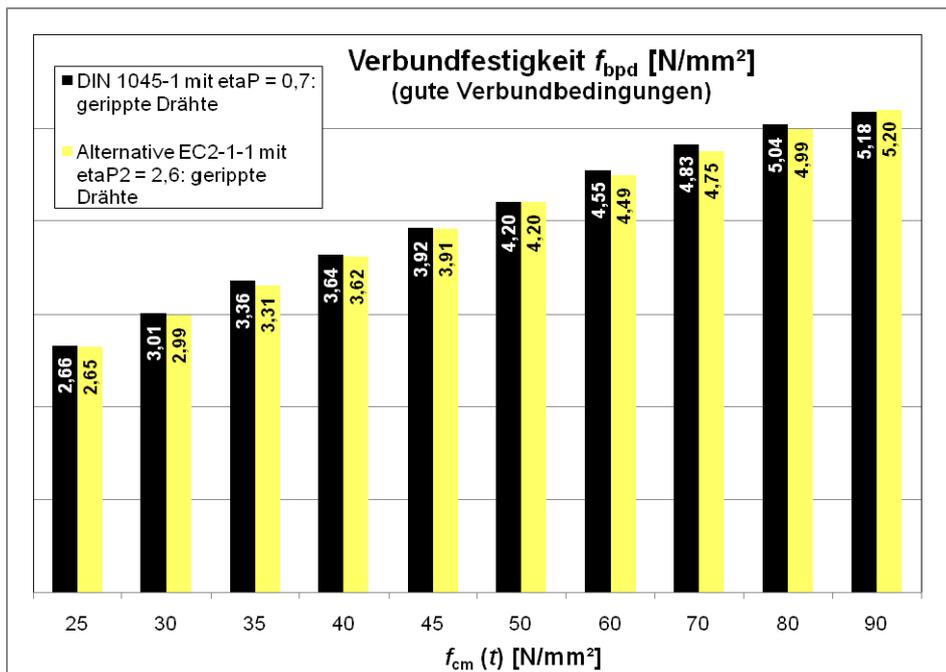


Bild 94. Vorschlag der Verbundspannung f_{bpd} für gerippte Drähte mit $\eta_p = 2,6$

Vorschlag:

Zu 8.10.2.3 (3) ergänzen:

Die Verbundspannung f_{bpd} nach Gleichung (8.20) gilt nur für nicht verdichtete Litzen mit einer Querschnittsfläche $\leq 100 \text{ mm}^2$.

Für 7-dräftige Litzen darf abweichend auch $\eta_{p2} = 1,4$ und für gerippte Drähte mit $\phi \leq 12 \text{ mm}$ $\eta_{p2} = 2,6$ angesetzt werden.

Die Verbundfestigkeit f_{bpd} sollte für Ermüdungsnachweise analog der Betondruckfestigkeit nach Abschnitt 6.8.7 im Verhältnis $f_{cd,fat} / f_{cd}$ abgemindert werden.

Anmerkung: In der Einspruchssitzung zum NA wurde beschlossen, keine Regelungen zu gerippten Drähten mehr aufzunehmen, da es keine abZ hierfür gibt.

Für die Berücksichtigung von Rissen innerhalb der Übertragungslänge l_{pt} ist Gleichung (57) aus DIN 1045-1 als Gleichung (8.21aDE) sowie EC2-1-1, Bild 8.17 durch DIN-Bild 17b) zu ergänzen:

Vorschlag:

Zu 8.10.2.3 (4) ergänzen:

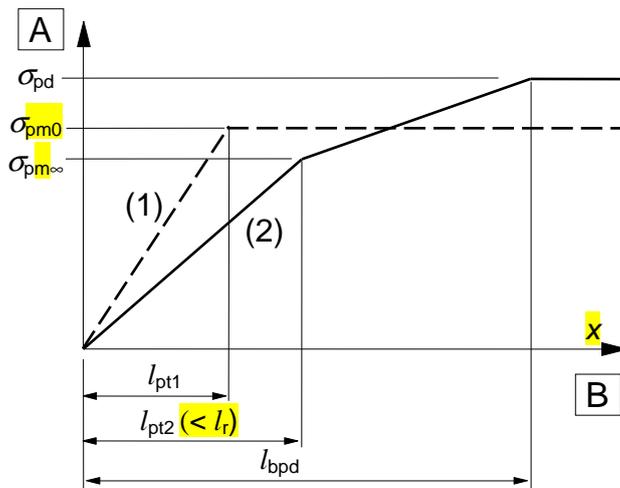
Gleichung (8.21) gilt bei Rissbildung außerhalb der Übertragungslänge l_{pt} . Bei Rissbildung innerhalb der Übertragungslänge l_{pt} ist die Verankerungslänge wie folgt zu ermitteln (siehe auch Bild (8.17bDE)):

$$l_{bpd} = l_r + \alpha_2 \cdot \phi \cdot [\sigma_{pd} - \sigma_{pt}(x = l_r)] / f_{bpd} \quad \text{Gl. (8.21aDE)}$$

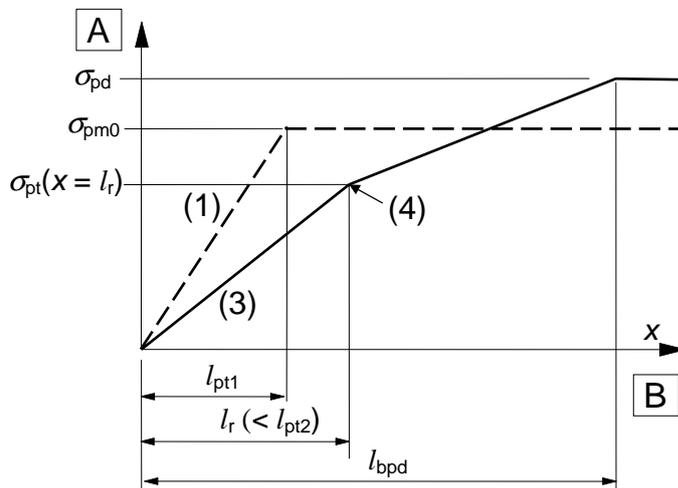
mit l_r – Länge des ungerissenen Verankerungsbereichs

Wegen der redaktionellen Mängel sollte EC2-1-1, Bild 17 im NA komplett durch Bild 8.17DE ersetzt werden:

a) Übertragungslänge ungerissen:



b) Übertragungslänge gerissen:



A – Spannung im Spannglied

B – Abstand vom Ende

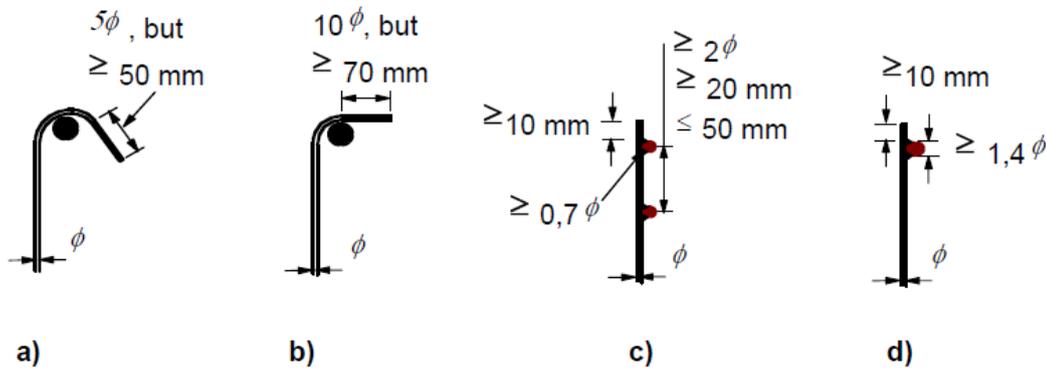
- (1) beim Absetzen der Spannkraft
- (2) im GZT ohne Rissbildung in der Übertragungslänge
- (3) mit Rissbildung in der Übertragungslänge
- (4) Stelle des ersten Biegerisses

Bild 8.17DE – Spannungen im Verankerungsbereich von Spannbetonbauteilen mit Spanngliedern im sofortigen Verbund

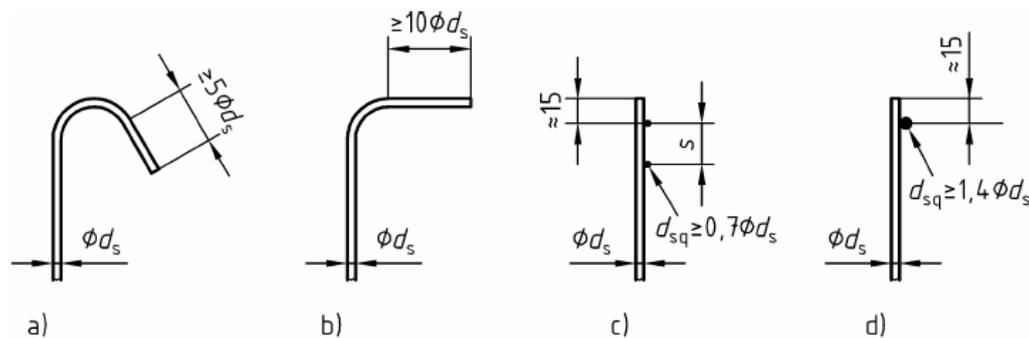
6.2 Querkraftbewehrung

6.2.1 Verankerung und Schließen der Bügel

Bügel und Querkraftbewehrungen sind mit Haken oder Winkelhaken oder durch angeschweißte Querstäbe zu verankern. Innerhalb eines Hakens oder Winkelhakens ist in der Regel ein Querstab einzulegen. Einen Vergleich der Verankerungselemente kann mit den Bildern 8.5 (EC2-1-1) und 56 (DIN 1045-1) vorgenommen werden:



EC2-1-1, Bild 8.5 – Verankerung von Bügeln



- c) gerade Stabenden mit zwei angeschweißten Querstäben.
Dabei gilt: $s \geq 2 d_s$ und $\geq 20 \text{ mm}$ und $\leq 50 \text{ mm}$.

DIN 1045-1, Bild 56 – Verankerung und Schließen von Bügeln

Die Unterschiede sind relativ gering: Für Haken a) und 90°-Winkelhaken b) fordert EC2-1-1 ein zusätzliches durchmesserunabhängiges Mindestmaß von 50 mm bzw. 70 mm. Der Mindestabstand des ersten angeschweißten Querstabes nach c) bzw. d) beträgt nach EC2-1-1 nur 10 mm statt 15 mm nach DIN 1045-1.

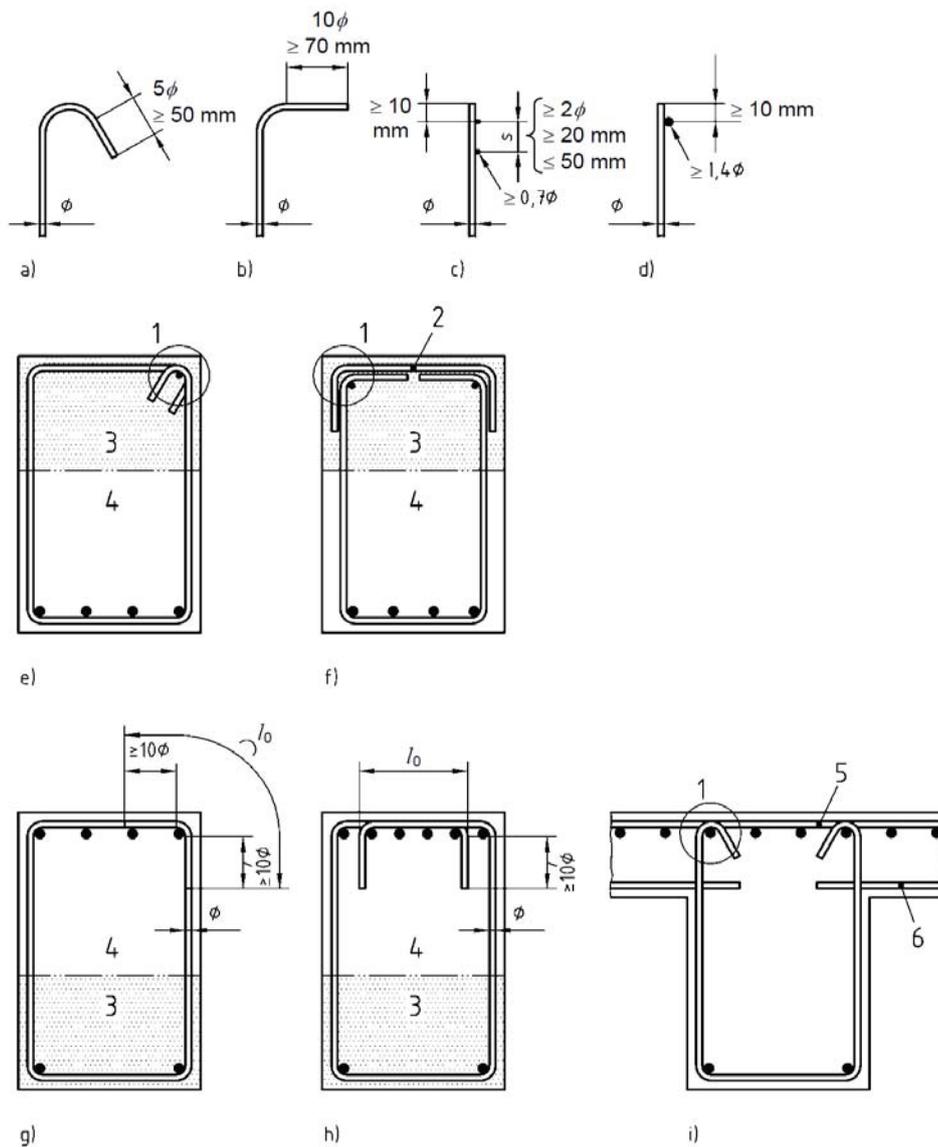
Vorschlag:

Geringfügige Abweichungen ohne Änderung übernehmen.

Im EC2-1-1 wird das Schließen der Bügel in Druck- bzw. Zugzone eines Querschnitts nicht weiter detailliert.

Vorschlag:

DIN-Bild 56 als neues Bild 8.5DE in den NA übernehmen.



Legende

- | | |
|--|--|
| 1 Verankerungselemente nach a) bzw. b) | a) Haken |
| 2 Kappenbügel | b) Winkelhaken |
| 3 Betondruckzone | c) gerade Stabenden mit zwei angeschweißten Querstäben. |
| 4 Betonzugzone | d) gerade Stabenden mit einem angeschweißten Querstab |
| 5 obere Querbewehrung | e) und f) Schließen in der Druckzone |
| 6 untere Bewehrung der anschließenden Platte | g) und h) Schließen in der Zugzone (l_0 mit $\alpha_1 = 0,7$ nach Tab. 8.2 mit Haken oder Winkelhaken am Bügelende) |
| | i) Schließen bei Plattenbalken im Bereich der Platte |

ANMERKUNG Für c) und d) darf in der Regel die Betondeckung nicht weniger als 3ϕ oder 50 mm betragen.

Bild 8.5DE – Verankerung und Schließen von Bügeln

6.2.2 Längsabstände der Bügel

Im Abschnitt 9.2.2 (6) wird im NA Gleichung (9.6N) durch Tabelle NA.9.1 ersetzt und damit die i. d. R. geringeren (konservativeren) Längsabstände der Bügel nach DIN 1045-1 übernommen.

Für Balken mit sehr geringen Bauteilhöhen h (z. B. Ringbalken oder Stürze) führt die Anforderung $s_{l,max} \leq 0,7h$ bei geringer Querkraftausnutzung $V_{Ed} \leq 0,3V_{Rd,max}$ zu einer übermäßig hohen Bügeldichte. Es wird daher vorgeschlagen, für Balken mit Bauteilhöhen unter 200 mm die rechnerisch keine Querkraftbewehrung benötigen, jedoch mit Mindestbügelbewehrung konstruktiv ausgestattet werden sollen, die Erleichterung aus DIN 1045:1988-07 [R14], 18.8.2 (6), Tabelle 26, Fußnote 36) zu übernehmen. Ist rechnerisch Querkraftbewehrung erforderlich, ist die Regel $s_{l,max} \leq 0,7h$ einzuhalten.

Vorschlag:

Bei Balken mit $h < 200$ mm und $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ braucht der Bügelabstand s_l nicht kleiner als 150 mm zu sein.

6.2.3 Mindestquerkraftbewehrung

Die Mindestquerkraftbewehrung nach EC2-1-1 ist z. T. deutlich geringer als nach DIN 1045-1 (bis -10 %, vgl. auch Bild 95). Der Mindestquerkraftbewehrungsgrad wird wie folgt ermittelt:

- DIN 1045-1, 13.2.3 (5): allgemein $\rho_{w,min} = 0,16 f_{ctm} / f_{yk}$
bzw. $\rho_{w,min} = 0,256 f_{ctm} / f_{yk}$ (mit vorgespanntem Zuggurt)
- EC2-1-1, 9.2.2 (5): $\rho_{w,min} = 0,08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}$ (9.5N)

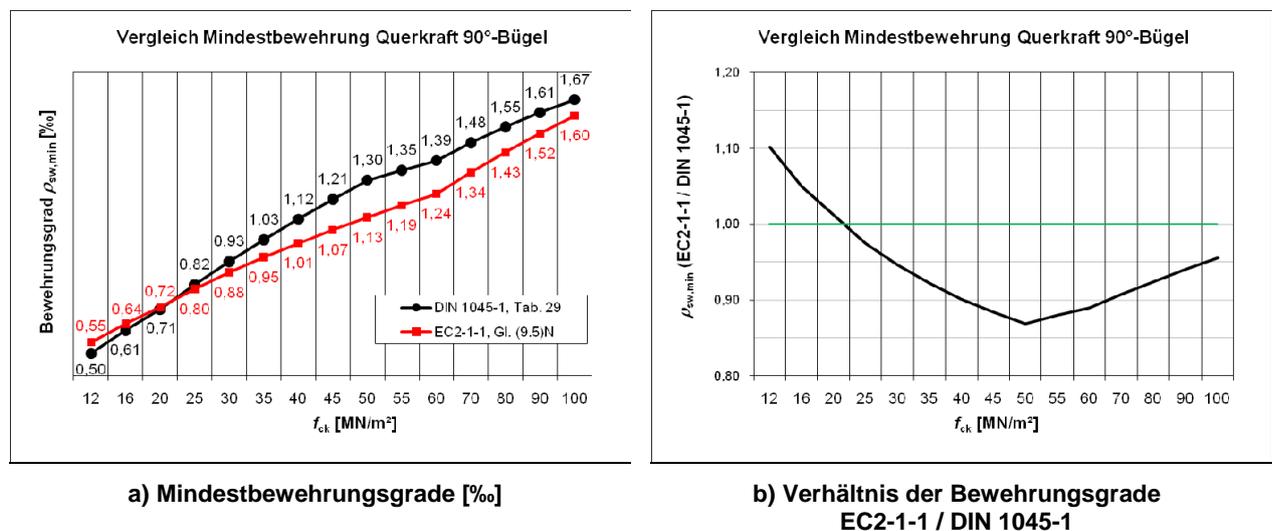
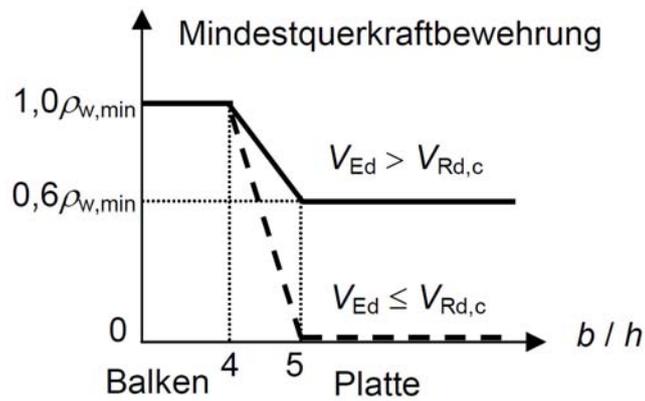


Bild 95. Mindestquerkraftbewehrung

Die Mindestquerkraftbewehrung soll eine Umlagerung der Schubspannungen des ungerissenen Querschnitts in das gerissene Fachwerkmodell mit gegenüber den Schubrisen flacher geneigten Druckstreben ermöglichen, ohne dass das Bauteil spröde versagt (vgl. Ableitung in Hegger, J.; Görtz, S.: Zur Mindestquerkraftbewehrung nach DIN 1045-1, in [525], Teil 2). Der konservative DIN 1045-1-Mindestbewehrungsgrad $\rho_{w,min}$ wird daher im NA übernommen.

Um den Sprung bei den Mindestbewehrungsanforderungen zwischen Balken- und Plattenquerschnitten zu vermeiden, wurde außerdem im NA zu 9.3.2 (2) die Interpolationsregel nach DIN 1045-1, 13.3.2 (2) integriert (Bild 96).


 Bild 96. Interpolation für $\rho_{w,min}$

Nach EC2-1-1, 6.2.1 (4) darf auch wieder wie in DIN 1045:1988-07 [R14] auf die Mindestquerkraftbewehrung in Bauteilen von untergeordneter Bedeutung verzichtet werden, die nicht wesentlich zur Gesamttragfähigkeit und Gesamtstabilität des Tragwerks beitragen (z. B. bei Stürzen mit Spannweiten ≤ 2 m). Die damit verbundene geringere Duktilität für die Versagensankündigung ist nur dann akzeptabel, wenn sich andere Tragsysteme ausbilden können bzw. die Schadensfolgen im Versagensfall gering sind. Bei Stürzen über Öffnungen ist das der Fall, wenn sich neben und oberhalb des Sturzes im Bereich der Lastfläche eine Gewölbewirkung ausbilden kann und bei Schubversagen des Sturzes nur ein lokaler Mauerwerksausbruch die Folge wäre (keine störenden Öffnungen vorhanden und Aufnahme des Gewölbeschubs möglich, siehe Bild 97).

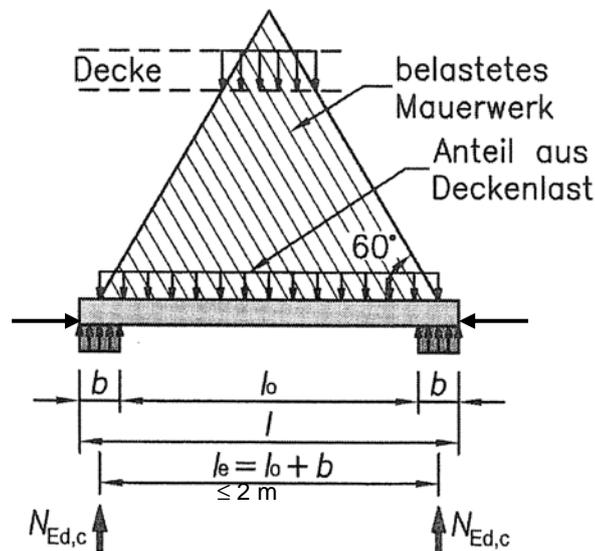


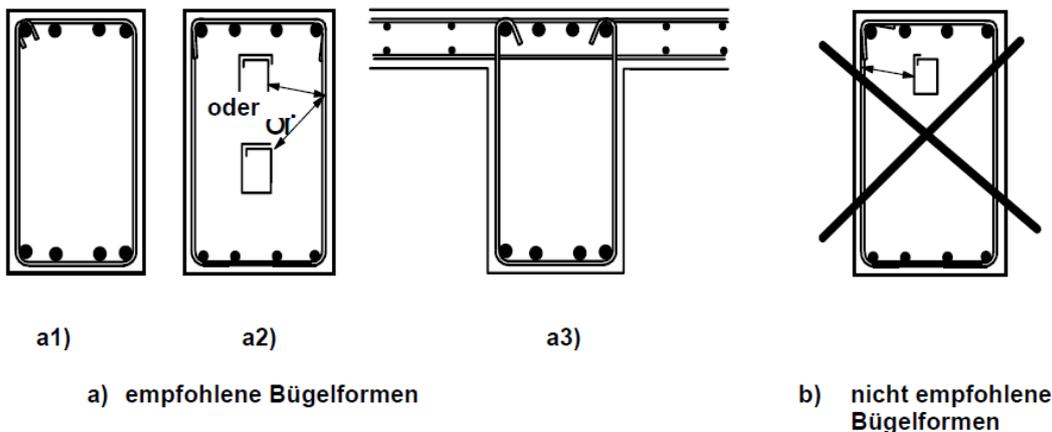
Bild 97. Sturzbelastung bei Gewölbewirkung

6.3 Torsionsbewehrung

Die in Bild 9.6 des EC2-1-1 empfohlene Bügelform a3) „Schließen offener Bügel mit Querbewehrung“ stellt keine sichere Abdeckung des umlaufenden Schubflusses sicher und ist daher abzulehnen.

Die Bügelform a1) „Schließen mit Haken“ wird auch von *Leonhardt* [24] empfohlen, wobei er jedoch die Hakenlänge nach der Biegung mit 10ϕ statt 5ϕ und das wechselseitige Versetzen des Hakenstoßes bei engem Bügelabstand empfiehlt.

Die Bügelform b) „Schließen mit Winkelhaken“ ist nach DIN 1045-1 gemäß Bild 56 g) dann erlaubt, wenn die 90° -Winkelhaken die Mindestlänge nach der Biegung mit 10ϕ aufweisen und die Übergreifungslänge eingehalten wird. Diese müsste dann konsequent mit der reduzierten Verbundfestigkeit in der gerissenen Zugzone nachgewiesen werden.



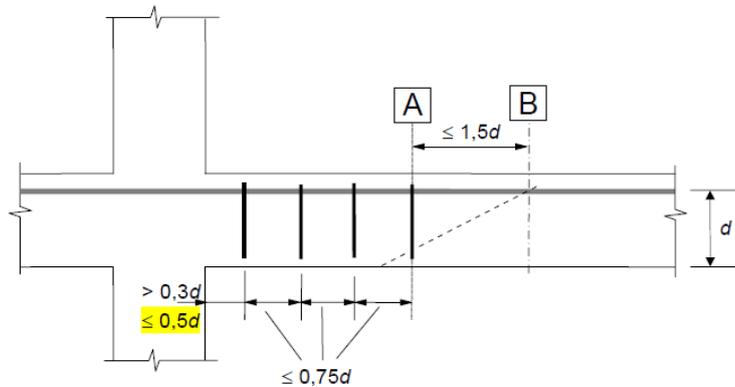
EC2-1-1, Bild 9.6 – Beispiele zur Ausbildung von Torsionsbügeln

Vorschlag: NA Zu 9.2.3 (1):

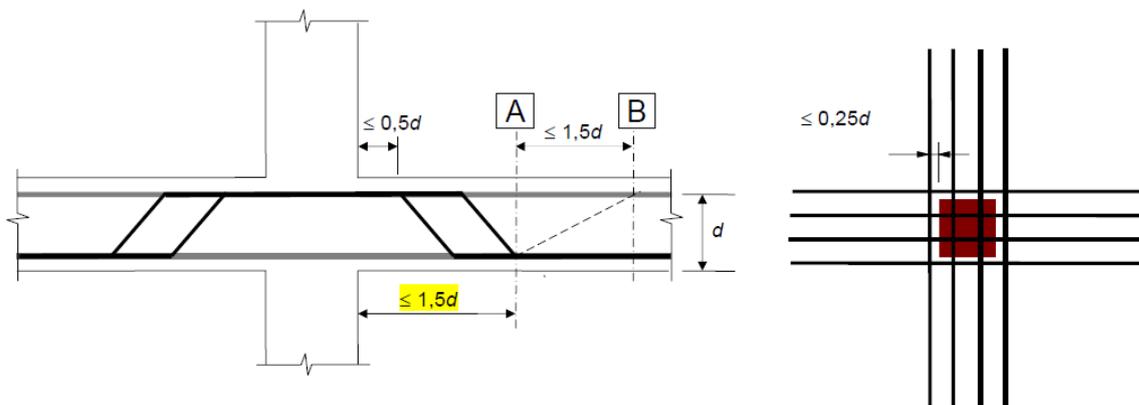
Die Torsionsbügel dürfen in Balken und in Stegen von Plattenbalken nach Bild 8.5DE e), g) oder h) geschlossen werden. Die Hakenlänge nach Bild 8.5DE a) in Bild e) ist dabei auf 10ϕ zu vergrößern. Die Bügelform a3) nach Bild 9.6 darf für Torsionsbügel nicht angewendet werden.

6.4 Durchstanzbewehrung

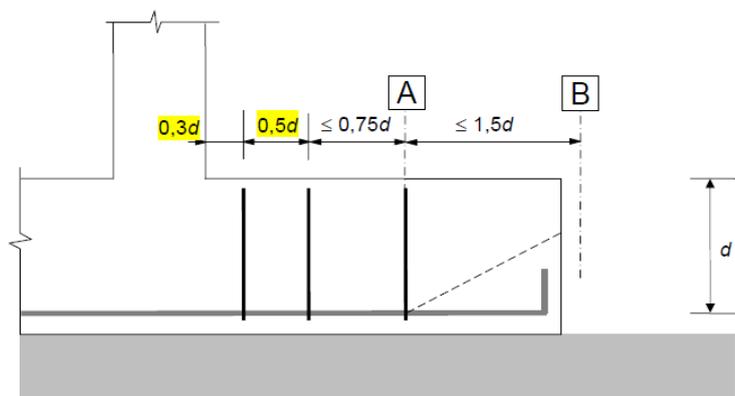
Wegen der neuen Festlegungen zur Ermittlung der Durchstanzbewehrung (aufgebogene Bewehrung allgemein und Bügel bei Fundamenten, vgl. 4.6.9) muss das Bild 9.6 des EC2-1-1 überarbeitet und ergänzt werden. Das folgende Bild 9.10DE sollte im NA übernommen werden.



a) Bügelabstände bei Flachdecken



b) Abstände aufgebogener Stäbe



c) Bügelabstände bei Fundamenten

A – letzter Rundschnitt, der noch Durchstanzbewehrung benötigt

B – erster Rundschnitt, der keine Durchstanzbewehrung benötigt

Bild 9.10DE – Durchstanzbewehrung

7 Abschlussberichte der Pilotprojekte

Im Folgenden werden aus der Durcharbeitung der Pilotprojekte zusammenfassende Kurzberichte und Auswertungen aus Sicht der Bearbeiter gegeben. Diese sollen eine Bewertung der Praktiker in den Ingenieurbüros bzw. Softwarefirmen sein und Hinweise geben, was bei einer Weiterentwicklung des Eurocodes bzw. des Nationalen Anhangs oder bei einer zukünftigen Test- und Erprobungsphase einer europäischen Bemessungsnorm zu beachten ist.

7.1 P1 – Suess Staller Schmitt Ingenieure

7.1.1 Das Projekt

Im Rahmen der Gesamtbaumaßnahme wird eine Wohnanlage mit insgesamt 14 Wohngebäuden errichtet. Die Wohngebäude bestehen jeweils aus Erdgeschoss und vier Obergeschossen und haben eine Grundrissfläche von 17 m x 44 m. Die Fertigstellung erfolgte 2007.



Die Tragkonstruktion greift das Stützenraster des bestehenden und ertüchtigten Tiefbauwerks mit drei Untergeschossen (Gesamtgrundrissfläche 72 m x 313 m) auf. Die Lastabtragung aus der Wohnbebauung in das Tiefbauwerk erfolgt über Abfangkonstruktionen ausschließlich auf die bestehenden Stützen im Tiefbauwerk. Diese Trägerrostsysteme bestehen aus ein- bzw. mehrgeschossigen Längsscheiben und 16,5 m weit gespannten Schottwänden im Abstand von 5,5 m. Diese leiten die gesamten Lasten aus der Wohnbebauung über Elastomerlager (Erschütterungsschutz) an der Oberseite der Decke über 1. UG in den Bestand ein. Gründungsbauweise und Fundamente waren daher nicht erforderlich.

Die Flachdecken werden auf Beton- und Mauerwerkswänden linienförmig gelagert, bereichsweise sind auch punktgestützte Flachdecken vorhanden. Die Decken sind einschließlich Decke über 1. OG in Ortbetonbauweise und darüber bis zum 5. OG in Halbfertigteilbauweise mit Ortbetonergänzung ausgebildet. Die Loggien, Balkone und Laubengänge wurden als Vollfertigteile ausgebildet. Die Aussteifung erfolgt über die betonierten Schottwände, die Aufzugskerne und die Treppenhäuser.

7.1.2 Am Bau Beteiligte

Tragwerksplanung: Suess Staller Schmitt Ingenieure GmbH, Gräfelfing
 Projektleitung: Dr.-Ing. Walter Schmitt
 Stellv. Projektleitung: Dr.-Ing. Markus Staller
 Bauherr: GEWOFAG Gemeinnützige Wohnungsfürsorge AG, München
 Architektur: Architekturbüro Wimmer, Wien
 Baukosten: 48,2 Mio. € (Hochbauten gesamt)

7.1.3 Was ist einfacher bzw. klarer geworden?

An einigen Stellen wird dem Anwender mehr Hilfestellung gegeben die entsprechenden Werte in seine Statische Berechnung einzuführen. Dies gilt z. B. für den Durchstanznachweis, bei dem nun deutlich erweiterte Angaben zu den Rundschnitten oder zur Behandlung von Fundamenten vorliegen. Dies vereinheitlicht den Nachweis und erspart im Wesentlichen die Suche in der weiterführenden Literatur. Auch die Trennung der Nachweise für Flachdecken und Fundamente in verschiedene Abschnitte erleichtert die Anwendung.

Die Nachweise für die Biegeschlankheit sind natürlich wesentlich umfangreicher und mögen i. Allg. zu dickeren Decken führen, aber die Nachweisformate sind klarer und damit einfacher anzuwenden. Klare Anwendungsgrenzen sind angegeben.

7.1.4 Was ist schwieriger bzw. aufwändiger geworden?

An einigen Stellen des Eurocode 2 i. V. m. dem Nationalen Anhang wird die Handrechnung praktisch unmöglich. Hervorstechendes Beispiel ist der Durchstanznachweis bei gedrungenen Fundamenten. Die Iteration des im Nachweis anzusetzenden Rundschnitts ist praktisch kaum durchführbar. Der Weg zur (Blackbox-)Software ist vorgegeben. Eine für die Handrechnung geeignete Vereinfachung, wie sie z. B. beim Biegenachweis mit dem Spannungsblock oder beim Stütznachweis mit dem Nenn-Krümmungsverfahren ermöglicht wird, fehlt.

Im Bereich der Bewehrungs- und Konstruktionsregeln ist die Regelungsvielfalt deutlich gestiegen. Es erscheint uns sehr abschreckend, wenn der Codenutzer für die Berechnung einer Verankerungslänge sechs Alpha-Werte bestimmen muss. Das ist zu viel! Insgesamt sind für die Bauteile mehr Nachweise zu führen.

7.1.5 Handhabbarkeit Eurocode 2 / Nationaler Anhang

Insgesamt ist der Eurocode 2 und der unabdingbar daneben liegende Nationale Anhang sehr umfangreich, was ein Zurechtfinden zumindest in den ersten Monaten der Anwendung nicht leicht machen wird. Selbst wenn man außen vor lässt, dass bei einem ganz normalen Bauvorhaben verschiedenste Baustoffe vorkommen, für die allesamt ein ähnlicher Regelungsumfang zu beachten ist, wird man auf seinem Schreibtisch nur für den Massivbau neben dem Eurocode 2 mit seinem Anhang diverse ergänzende Fachliteratur legen müssen. Dazu zählt das DAfStb-Heft 600 u. a. die WU-Richtlinie oder die DBV-Merkblätter und der Beton-Kalender sowie ganz abgesehen von vielen bauaufsichtlichen Zulassungen, Produktinformationen und ähnlichem.

Wir in unserem Büro hoffen jetzt schon auf die Kurzfassung des DBV, die sich bestens bewährt hat. Sie ermöglicht dem Ingenieur sich auf die wesentlichen Regelungen zumindest bei Standard-Bauvorhaben zu konzentrieren und diese sicher anwenden zu können.

Wer mehr wissen will oder muss kann immer noch in die Originalnormen schauen und sich die umfangreiche Fachliteratur zu Gemüte führen. Das gleiche gilt für Bauteile mit Vorspannung oder aus Leichtbetonen bzw. Hochfesten Betonen.

7.1.6 Bewertung Software

Die uns bisher bekannte Software ist ähnlich zu bedienen wie bisher. Hier sehen wir keine Änderungen in der Anwendung zu früheren Normen oder Programm-Versionen. Die Ergebnisse der üblichen Standard-Nachweise sollten mit der immer angebrachten Vorsicht beurteilt und dann in die Statischen Berechnungen übernommen werden. Die Hauptproblemstellung liegt nach wie vor in der richtigen Modellbildung und der richtigen Interpretation der Ergebnisse.

In der täglichen Arbeit bereitet zum Beispiel nur selten die Knickbemessung einer Stütze an sich Probleme. Unsicherheiten bei der eigenen Planung oder Diskussionen mit den Aufstellern bei Prüfprojekten beginnen meist erst bei Fragen der Feuerwiderstandsdauer oder der geeigne-

ten Modellbildung. Gerade bei letzterem kann die Software nur sehr bedingt Hilfestellung leisten.

7.1.7 Allgemeines Feedback

Die Anpassung der bauaufsichtlichen Zulassungen ist zur Einführung dringend erforderlich, da ansonsten keine Bauvorhaben ohne genehmigungsrechtliche Probleme geplant und erstellt werden kann.

Einige Regelungen und Berechnungsverfahren können ohne Bedenken ersatzlos gestrichen werden und zu einer „Entschlackung“ des Codes beitragen:

- Das Verfahren mit Nenn-Steifigkeiten für die Bemessung knickgefährdeter Stützen kann ersatzlos gestrichen werden, da dieses Verfahren neben dem Verfahren mit Nenn-Krümmung (Modellstützenverfahren) ein weiteres Näherungsverfahren mit mehr oder weniger groben Vereinfachungen darstellt.

- Mindestwert der Durchstanztragfähigkeit. Wirtschaftlich unbedeutend, da seltenst maßgebend und darüber hinaus physikalisch gesehen deutlich zu niedrig (siehe auch unsere früheren Anmerkungen zu diesem Thema).

Für die in der Praxis tätigen Ingenieure war die Umstellung von der alten DIN 1045 (1988) auf die neue DIN 1045-1 (2001) mit neuem Sicherheitskonzept und neuer Schubbemessung sicherlich der viel größere Schritt.

Allerdings ist für die praktische Anwendung die Erfüllung von drei Voraussetzungen unabdingbar:

1. Hilfsmittel, Sekundärliteratur und am besten die DBV-Kurzfassung müssen zur Verfügung stehen.
2. EDV-Programme zumindest der Standard-Programme müssen zur Verfügung stehen.
3. Zulassungen, Produktinformationen von ISO-Körben, Gitterträger, Dübelleisten, Schubdornen oder auch Dübeln müssen zur Verfügung stehen.

7.1.8 Resümee

Nach all den Vorbereitungen der letzten drei Jahre mit den bei den Pilotprojekten gewonnenen Erfahrungen und der Einarbeitung in den Eurocode 2 fühlen wir uns gut vorbereitet. „Der Eurocode kann kommen.“

Die statischen Nachweise und das Erstellen der Ausführungszeichnungen werden aufwändiger, wenn auch aus unserer Sicht nicht schwieriger. Einiges wird klarer. Der Auslegungs- und Erläuterungsbedarf sowie Druckfehler und Berichtigungen sollten sich nach diesen Vorarbeiten in Grenzen halten. All dies wird der Akzeptanz in der Praxis nicht abträglich sein.

Gräfelfing, 30.09.2009
Dr.-Ing. Markus Staller
Dipl.-Ing. Christian Juli

7.2 P2 – Eisfeld Ingenieure

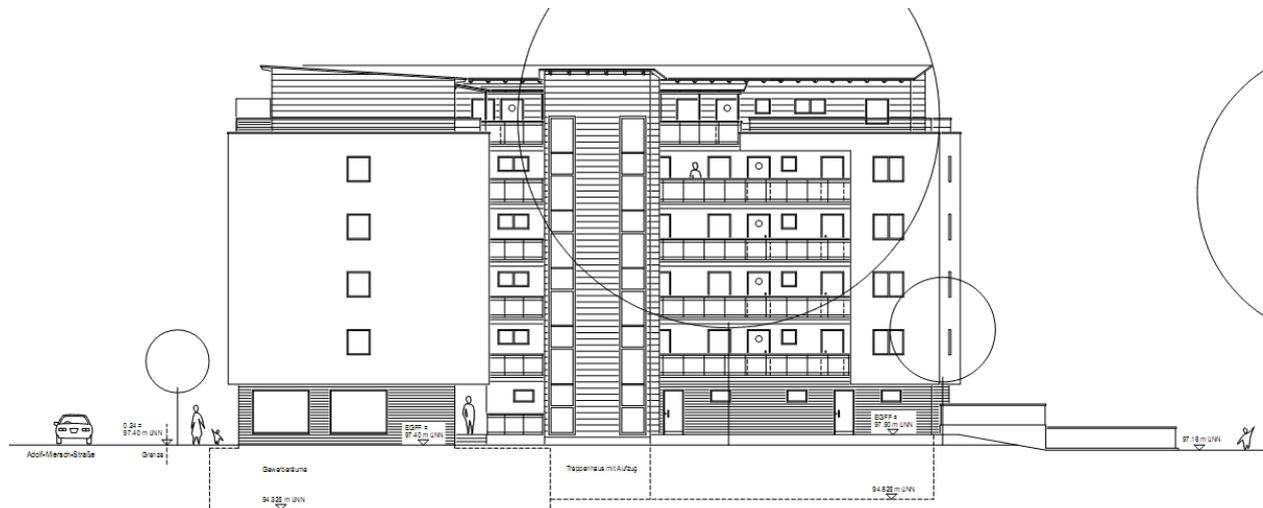
7.2.1 Einleitung

Im Rahmen des Pilotprojektes zur Untersuchung des *"Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2005"* wurden von mehreren Ingenieurbüros und führenden Softwarehäusern die Unterschiede zu der zur Zeit gültigen deutschen Bemessungsnorm DIN 1045-1 und dem Eurocode 2, der die aktuelle Norm ablösen wird, untersucht. Durch dieses Projekt sind zahlreiche Verbesserungen des Codes entstanden und er ist benutzerfreundlicher geworden.

7.2.2 Übersicht des Tragwerks und einzelner Positionen

Bei dem vom Ingenieurbüro "Eisfeld Ingenieure" untersuchtem Bauwerk handelt es sich um ein Haus mit 28 Wohneinheiten und Gewerberäumen mit Tiefgarage. Die statische Berechnung wurde im Jahre 2005 auf Grundlage der DIN 1045-1:2001 durchgeführt.

Das betrachtete Bauwerk hat einen L-förmigen Grundriss, die äußeren Abmessungen betragen ca. 35 m x 36 m. Im Staffelgeschoss sowie in den Obergeschossen 1-4 wurden die Wohneinheiten vorgesehen, im Erdgeschoss befinden sich die Gewerbe-, Abstell- und Nebenräume. Die Tiefgarage ist im Kellergeschoss untergebracht. Die Geschosse EG bis Staffelgeschoss wurden als konventioneller Mauerwerksbau mit Stahlbetondecken in Ortbeton- bzw. Elementdeckenbauweise mit einer durchgehenden Gebäudefuge erstellt. Die Tiefgarage sowie das freistehende Treppenhaus mit Aufzug werden fugenlos in Stahlbeton ausgeführt. Bei den Pultdächern des Staffelgeschosses handelt es sich um aufgeständerte Holzkonstruktionen mit Trapezblechbekleidung.



Im Rahmen des besagten Pilotprojektes wurden Vergleichsrechnungen nach dem Eurocode 2 aufgestellt, so dass die Differenzen zwischen den teilweise unterschiedlichen Nachweisverfahren und Ansätzen deutlich wurden. Hierbei stand sowohl das Einhalten des sich schon bewährten Sicherheitsniveaus der DIN 1045-1 als auch die Vollständigkeit und die Handhabung des Eurocode-Entwurfes im Vordergrund.

Untersucht wurden diverse Bauteile in Stahlbetonbauweise: ca. 6 Stürze, 25 Unterzüge, 8 Deckenplatten, 2 Treppenläufe und -podeste, 11 Stützen und 10 Fundamente in jeweils mehreren Schnitten. Bei den besagten Bauteilen wurden Nachweise der Gebrauchs- und Tragfähigkeit geführt, u. a. Biege-, Querkraft-, Normalkrafttragfähigkeit, Durchstanzen, Verankerungs- und Übergreifungslängen, Mindestbewehrung, Begrenzung der Biegeschlankheiten etc.

Wir konnten feststellen, dass die Originalfassung des Eurocodes teilweise nicht das Sicherheitsniveau der DIN erreichte, wie z. B. beim Nachweis der Durchstanztragfähigkeit, teilweise jedoch konservativer ausgelegt ist, als die DIN 1045-1.

Im Allgemeinen liefert der Eurocode 2 jedoch die gleichen Ergebnisse wie auch die verwendete deutsche Norm. Hier sind die Biegetragfähigkeitsnachweise und die Normalkraftnachweise mit dem Verfahren der Nenn-Krümmung zu nennen. Genauere Ausführungen zu den betrachteten Nachweisen sind im Folgenden zu finden.

7.2.3 Allgemeines zu den Nachweisen des Eurocode 2

Zunächst muss man feststellen, dass der Eurocode 2 im Vergleich zur DIN 1045-1 etwas umfangreicher geworden ist. Das zieht sowohl Vorteile, wie z. B. eine ausführlichere und differenziertere Beschreibung der Nachweisverfahren, als auch Nachteile, z.B. größere Informationsflut und u. U. geringere Übersichtlichkeit, nach sich.

Einige Nachweise sind von der Handhabung komplizierter geworden, andere unverändert geblieben, erfordern jedoch einen Mehraufwand. Das kommt in erster Linie dadurch, dass neue Variablen eingeführt wurden, die zwar keine Änderung im Ergebnis nach sich ziehen, jedoch die Handhabung etwas erschweren.

Der größte Nachteil des Eurocodes liegt darin, dass diese Normung das schnelle Nachrechnen per Hand deutlich erschwert hat. Gute Beispiele dafür sind, z. B. die iterative Bestimmung des Grenzzumfangs u_0 beim Durchstanznachweis oder die Durchbiegungsbegrenzung l/d . Auch die Bestimmung der Übergreifungs- und Verankerungslängen erscheint durch zahlreiche α -Beiwerte weniger benutzerfreundlich.

7.2.4 Betrachtung einzelner Nachweise

Hier werden Aspekte und Auffälligkeiten einzelner Nachweisen aufgeführt.

Nachweise im GZT

Biegebemessung

Bei der Biegebemessung wurden keine Unterschiede in den Ergebnissen zwischen DIN 1045-1 und EC2-1-1 festgestellt. Allein bei der erforderlichen Mindestbewehrung kommt man auf leicht unterschiedliche Bewehrungsmengen. Der EC2-1-1 ist etwas wirtschaftlicher ausgelegt.

Querkraftbemessung

Auch die Querkraftbemessung nach beiden Normenwerken führt weitgehend zu gleichen Ergebnissen. Durch die verschiedenen Winkel θ kann die Bewehrungsmenge jedoch variieren, sowohl nach oben als auch nach unten. Bei geringer Querkraftauslastung kann es aufgrund des Druckstrebenwinkels zu mehr erforderlichen Bewehrung nach EC2-1-1 kommen, bei mittlerer Auslastung wird jedoch weniger Querkraftbewehrung erforderlich.

Normalkraftbemessung

Die Bemessung der Bauteile auf die Normalkrafttragfähigkeit nach EC2-1-1 ergab ebenso keine relevanten Abweichungen zu der aktuellen DIN 1045-1. Das Verfahren mit den Nenn-Krümmungen entspricht weitgehend dem Modellstützenverfahren der DIN 1045-1, einzig aufgrund der abweichenden ϕ -Faktoren, kommt es zu geringfügig unterschiedlichen Bewehrungsmengen. Das Verfahren mit Nenn-StEIFigkeiten führt jedoch zu großen Abweichungen an Bewehrungsmengen im Vergleich zur DIN 1045-1 und stellt sich als unwirtschaftlich dar.

Durchstanzen

Zunächst war das Niveau der Durchstanzsicherheit nach EC2-1-1 nicht ausreichend. Nach zahlreichen Änderungen und Versuchen wurde der Nationale Anhang angepasst, so dass stets eine ausreichende Tragfähigkeit gegeben ist. Nachteil bei dem erarbeiteten Verfahren ist jedoch, dass bei gedrunenen Fundamenten ($\lambda \leq 2$) der kritische Abstand iterativ zu bestimmen ist. Dies führt sicherlich zur wirtschaftlicheren und genaueren Bemessung, erschwert jedoch sehr die Berechnung ohne Einsatz von EDV.

Bewehrungs- und Konstruktionsregeln

Im Allgemeinen sind die Regeln unverändert geblieben. In einigen Details unterscheidet sich jedoch in EC2-1-1 von DIN 1045-1. Diese betreffen meistens nur hochfeste Betone $\geq C60/75$. Die Anwendung der Konstruktionsregeln ist etwas ungewohnt, da die Schreibweise sich stark geändert hat. Es sind viele neue Beiwerte hinzugekommen, die die Gegebenheiten des Systems berücksichtigen. Im Ergebnis kommt es jedoch zu keinen nennenswerten Änderungen. Die Übergreifungslängen bei den Zugstößen sind teilweise geringer, die Verbundfestigkeit bei Litzen ist größer als bei der DIN 1045-1.

Nachweise in GZG

Begrenzung der Biegeschlankheiten, Durchbiegungen

Bei der Begrenzung der Biegeschlankheiten ohne direkte Berechnung fällt auf, dass die Art der Berechnung sich grundlegend geändert hat. Bei dem Eurocode 2 fließen auch die Betongüte und der Bewehrungsgrad mit ein, was bei der DIN Form nicht der Fall ist. Aus den Vergleichsrechnungen hat sich ergeben, dass alle Nachweise erfüllt waren. Somit erfüllten die untersuchten Bauteile die Kriterien der Biegeschlankheit auch nach Eurocode 2. Die Ausnutzung der Querschnitte war jedoch unterschiedlich. Bei den Bewehrungsgraden $\rho < \rho_0$ sind nach Eurocode schlankere Querschnitte möglich, jedoch bei den Bewehrungsgraden $\rho > \rho_0$ sind größere statischen Nutzhöhen erforderlich. Bei dem Vergleich der Biegeschlankheiten erscheinen jedoch die Werte l / d nach 7.16a des Eurocodes im Bereich von 200 und mehr nicht realistisch.

Die Ergebnisse der Durchbiegungsberechnungen sind schwer zu differenzieren, da die Werte sehr stark von den Eingabegrößen abhängig sind.

Rissbreitenbeschränkung

Bei der Rissbreitenbeschränkung nach Eurocode 2 kommt man zu den gleichen Ergebnissen wie bei der verwendeten DIN 1045-1. Die Nachweisführung ist unverändert geblieben.

7.2.5 Software

Allgemein lässt sich feststellen, dass alle Softwarehäuser (SOFiSTiK, FRILO, Vogelsang) die neue Normung vollständig implementiert haben. Die Programme laufen stabil und bieten genaue und zuverlässige Ergebnisse. Die Handhabung der Software ist unverändert gut und unkompliziert geblieben.

Die Zusammenarbeit mit den Softwareherstellern ist sehr positiv zu bewerten, die Kommunikation hat reibungslos funktioniert und auch die Beratung seitens der Programmentwickler war stets schnell und ausführlich.

7.2.6 Zusammenfassung

Der Eurocode 2 zusammen mit dem NA scheint ein ausgereiftes Produkt zu sein, dass das Sicherheitsniveau der DIN 1045-1 einhält. Es bietet eine ausreichend detaillierte Beschreibung und ist gut nachvollziehbar. Dadurch ist der Code etwas umfangreicher geworden, führt jedoch nicht zu großer Unübersichtlichkeit.

Der einzige Nachteil ist u. E. der folgende: einige Nachweise sind in ihrer Handhabung komplizierter geworden (z. B. Durchstanzen), und die Berechnungen per Hand sind nicht mehr so einfach wie bei der DIN 1045-1.

Nach der ausgiebigen Testphase des Eurocodes 2 mit dem NA kann man feststellen, dass das ein ausgereiftes Produkt ist und dass der Eurocode die aktuelle DIN 1045-1 ablösen kann. Der Übergang sollte ohne größere Umstellungen seitens der Anwender möglich sein, da der Wiedererkennungswert bei dem Großteil der Nachweise hoch ist. Ebenso scheinen die Wirtschaftlichkeit und das Sicherheitsniveau des Eurocodes angemessen zu sein.

Kassel, 07.10.2009

Dr.-Ing. MSc Michael Eisfeld

Dipl.-Ing. Borys Takunov

7.3 P3 – WTM Engineers

7.3.1 Das Projekt

Die WTM Engineers GmbH untersuchte im Rahmen der Pilotprojekte EC2-1-1 die Statik des 2009 in der HafenCity Hamburg gebauten Büro- und Geschäftshauses Sandtorpark. Auf einer Grundfläche von ca. 67 m x 32 m entstanden am Sandtorkai 50 in neun Geschossen insgesamt 17.710 m² BGF.



Bauherr	DWI Gruppe Hamburg
Architekt	Böge Lindner Architekten, Hamburg
Tragwerksplanung	WTM Engineers GmbH, Hamburg

Das Gebäude wurde als fugenlose Stahlbetonskelettkonstruktion geplant. Sowohl das Untergeschoss als auch das Sockelgeschoss sind aufgrund möglicher Hochwasserbeanspruchung als „Weiße Wanne“ mit einer entsprechenden Rissbreitenbegrenzung ausgebildet. Die Aussteifung des Gebäudes ist durch die Deckenscheiben und die vertikalen Bauteile wie Treppenhauswände, Aufzugsschächte, Trennwände und Gebäudeabschlusswände gewährleistet. Diese aussteifenden Bauteile sind bis auf die Gründung geführt und ab der Oberkante der Decke über dem Sockelgeschoss teilweise in den Kellerkasten eingespannt.

In den Regelgeschossen wurden bis zu 9 m weit spannende Flachdecken mit 32 cm Dicke geplant, die durch Betonkernaktivierung gleichzeitig der Gebäudetemperierung dienen. Auf den Nord- und Südseiten kragen die Deckenplatten in Teilbereichen bis ca. 5,0 m über die Stützenachse hinaus. Zur Begrenzung der Randverformungen sind die Decken in den Stützenachsen mit Monolitzen vorgespannt. Die Decken lagern punktförmig auf Stützen bzw. linienartig auf den Wandscheiben, wobei für die Einleitung der Deckenlasten in die Stützen Dübelleisten sowie in hoch belasteten Bereichen Geilinger Eurospitze eingesetzt wurden. Im Bereich der Anlieferung und der südlichen Unterbauung werden die Decken von Straßenfahrzeugen (LKW, Feuerwehr) befahren.

Aufgrund der Baugrundverhältnisse in der HafenCity ist der gesamte Gebäudekomplex auf konzentriert unter den lastabtragenden Bauteilen angeordneten Pfählen tief gegründet. Die in der Regel 1,0 m dicke Sohle ist in Bereichen von Pfahlkonzentrationen örtlich verstärkt.

Die Statik wurde 2007 aufgestellt, wobei die Nachweise aller Stahlbetonbauteile gemäß damals aktueller DIN 1045-1 einschließlich aller Berichtigungsblätter geführt wurden.

7.3.2 Betrachtete statische Positionen

Zu Beginn des Pilotprojektes wurden die von jedem beteiligten Ingenieurbüro in ihrem Projekt zu untersuchenden statischen Positionen festgelegt. Ziel war dabei, möglichst viele verschiedene Bauteile in unterschiedlichen Abmessungen und Ausnutzungen zu untersuchen, um so eine breite Datenbasis für den Vergleich von EC2-1-1 mit Nationalem Anhang und DIN 1045-1 zu erhalten. Von WTM Engineers wurden die folgenden Nachweisschnitte untersucht. Neben vergleichenden Handrechnungen wurden für viele Nachweise Excel-Sheets programmiert. Weiterhin wurden, sofern die entsprechenden Module verfügbar waren, die Nachweise auch mit der

neu entwickelten Software geführt. Schließlich wurden im Verlauf des Pilotprojektes unabhängig vom eigenen Projekt Nachweise an weiteren Bauteilen untersucht.

Gebäudeteil	Bauteilart ggf. Nachweisart	Querschnitt [cm]	Nachweis- schnitte	Anmerkungen
Sohle	Platte	h = 80-150		mit Pfahlkopfverstärkungen
	Biegung und Querkraft		12	
	Durchstanzen		3	3 Durchstanztypen
	Querkraft		1	Querkraft unter Wand
	Rissweite (WU)			innen und aussen
Decke über So- ckelgeschoss	Platte	h = 30		Flachdecke schlauff bewehrt, Verkehrs- last bis 15 kN/m ²
	Biegung und Querkraft		40	
	Durchstanzen		4	4 Durchstanztypen
	Rissbreite			
	Verformungen			
Decke über 1.OG	Platte	h = 32		Flachdecke mit Vorspannung
	Biegung und Querkraft		64	
	Durchstanzen		4	4 Durchstanztypen
	Rissbreite			
	Verformungen			
Treppenlauf	Platte	h = 16	4	Fertigteilläufe
Treppenpodest	Platte	h = 20	14	Ortbeton
Wandscheibe	Wand	h = 30	12	Abfangung über der Tiefgarage
Kellerwände	Wand	h = 40	4	Wände mit Erd- & Wasserdruck
	Rissweite (WU)		2	innen und außen
Treppenkerne	Wand	h = 25	2	aussteifende Kernwände
UZ Kernwand	Balken	h/b = 60/30	11	
Innenstütze 1.UG - 6.OG	Rundstütze	D = 32-55	1	
Randstütze 1.UG - 6.OG	Rundstütze	D = 32-40	1	
Stütze 1.UG	Rechteckstütze	60/60	1	außermittig hoch belastet

7.3.3 Software

Die Ursprungsstatik nach DIN 1045-1 wurde im Wesentlichen unter Zuhilfenahme des Programmpaketes SOFiSTiK aufgestellt. Damit wurde die Lastermittlung für die Gründung erstellt sowie die Deckenplatten und die Wandscheiben berechnet und bemessen. Für weitere Einzelnachweise kam auch Software anderer Hersteller zum Einsatz, z. B. RIB BEST 7.0 der RIB Software AG für die Nachweise der Stützen. Im Rahmen des Pilotprojektes waren WTM Engineers die Softwarehersteller SOFiSTiK, Ingenieursoftware Dlubal und VOGELANG zugeordnet. Von den Softwareherstellern wurden, soweit nicht schon entwickelt, begleitend zum Pilotprojekt auf den EC2-1-1 mit Nationalem Anhang angepasste Nachweismodule zur Verfügung gestellt, die WTM Engineers dann an den Positionen des Vergleichsprojektes getestet hat.

7.3.4 Vergleich EC2-1-1 mit DIN 1045-1

Die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen mit der Bewertung der Abweichungen, ihrer Ursachen und der Interpretation der Auswirkung auf das Sicherheitsniveau sind im Abschlussbericht, der die Ergebnisse aller Einzelprojekte zusammenfasst, ausführlich dargestellt.

Eine Besonderheit des von WTM Engineers untersuchten Pilotprojektes ist die Vorspannung der Flachdecken mit Monolitzen. In die dafür erforderlichen Nachweise gehen die Schwindbeiwerte ein, die im EC2-1-1 gegenüber der DIN 1045-1 einfacher formuliert sind, auch die Kriechbeiwerte sind etwas anders formuliert. Allerdings ergibt sich daraus ebenso wie in den Nachweisen für Biegung und Querkraft der übrigen Projekte keine wesentliche Änderung.

Vollständig neu ist dagegen der Nachweis des Durchstanzens. Der ursprüngliche Nachweis aus dem EC2-1-1 führte zu einem gegenüber der DIN 1045-1 deutlich verringerten Sicherheitsniveau, weshalb dieser Nachweis über den Nationalen Anhang neu formuliert wurde.

Weiterhin wurde von WTM Engineers das Kapitel 6 – Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) der deutschen EC2-1-1 – Fassung in Hinblick auf Übersetzungsfehler und Verständlichkeit korrekturgelesen.

7.3.5 Zusammenfassung

In vielen wesentlichen Bereichen – Expositionsclassen, Biegung, Querkraft, Rissbreiten – führt die Umstellung auf den EC2-1-1 mit Nationalem Anhang zu keinen oder nur sehr geringen Änderungen. Neu dagegen sind die Beschränkung der Biegeschlankheit und der Durchstanznachweis. Insbesondere der Nachweis des Durchstanzens ist teilweise recht kompliziert geworden, so dass sich Handrechnungen insbesondere durch teilweise notwendige Iterationen kaum noch durchführen lassen. Die grundsätzliche Schwierigkeit, eine schnelle Überschlagsrechnung zur Kontrolle der Ergebnisse von EDV-Rechnungen durchzuführen, ist mit dem Formelapparat des EC2-1-1, ebenso wie bereits in der DIN 1045-1, geblieben.

Deutlich verbessert werden konnte durch das Pilotprojekt allerdings der Ursprungstext des EC2-1-1, dessen holprige und teilweise fehlerhafte Originalübersetzung durch die beteiligten Büros korrekturgelesen wurde. Da mit dem EC2-1-1 und dem Nationalen Anhang zwei Dokumente vorliegen, die nur gemeinsam zu lesen sind, sollten beide zur besseren Handhabung synoptisch in einem Dokument veröffentlicht werden. Der EC2-1-1 umfasst in seinem umfangreichen Regelungsbereich einige Abschnitte, die wie z. B. der Spannbeton in der täglichen Arbeit vieler Anwender nicht gebraucht werden. Wünschenswert wäre daher auch wieder eine Kurzfassung, wie sie sich bereits für die DIN 1045-1 bewährt hat.

Ausgehend von dem ursprünglichen Grundgedanken der Eurocodes – einem für alle europäischen Länder weitestgehend einheitlichen Normenwerk, in dem lediglich einige Parameter national festgelegt sind – muss die nun vorliegende Fassung eines EC2-1-1 mit einem umfangreichen und teilweise in den Kern des EC2-1-1 eingreifenden Nationalen Anhang unbefriedigend wirken. Andererseits ist dies die einzige Möglichkeit, das in Deutschland bewährte Sicherheitsniveau auch mit diesem EC2-1-1 durchzusetzen. Es ist nicht zielführend, jetzt noch über den beschlossenen EC2-1-1 mit seinen Defiziten zu klagen. Um zukünftig eine Verbesserung zu erreichen, muss schon jetzt auf europäischer Ebene ein starker Einfluss auf die Entstehung des neuen Modelcodes, des Nachfolgers der nun vor der Einführung stehenden EC2-1-1, genommen werden und zwar unter Beteiligung der Ingenieurbüros, die schließlich die späteren Hauptanwender dieser neuen Normengeneration werden.

Der nun vorliegende EC2-1-1 mit Nationalem Anhang ist eine von Anwendern an Projekten aus der Praxis getestete Norm und damit ein Novum. Da sich die Neuerungen im Vergleich zur Umstellung auf das Teilsicherheitskonzept in Grenzen halten, sollte diese Norm bei Vorliegen der entsprechenden Sekundärliteratur und Software in recht kurzer Zeit von den Ingenieuren angewendet werden können. Unter dieser Voraussetzung empfehlen wir auch eine Stichtagsregelung für die Einführung. Entscheidend ist dann allerdings auch die zügige Umstellung aller Zulassungen.

Dieses Pilotprojekt wird hoffentlich einen Vorbildcharakter für die Erarbeitung aller neuen Normen gewinnen. Neben der Vermeidung von Fehlern und Unklarheiten wird es auch die in den letzten Jahren stark gesunkene Akzeptanz der Normen wieder erhöhen.

Nicht versäumen möchten wir einen herzlichen Dank an Herrn Dr. Fingerloos für seinen enormen Einsatz in der zielorientierten Steuerung des Projektes und der Zusammentragung und Auswertung aller Ergebnisse. Sein sanft-beharrliches Einfordern der Ergebnisse bei den natürlich auch durch das Tagesgeschäft stark beanspruchten Projektbeteiligten hat entscheidend zum Gelingen beigetragen.

Hamburg, 04.01.2010

Dr.-Ing. Karl Morgen

Dr.-Ing. Alexander Steffens

Dr.-Ing. Christine Döbert

7.4 P4 – Ingenieurbüro Dr. Jahnke

7.4.1 Allgemeines

Bei unserem Pilotprojekt handelt es sich um den Neubau eines Bürogebäudes in Regensburg. Das viergeschossige Gebäude (drei Obergeschosse, Tiefgarage) wurde 2006 errichtet.

Die Konstruktion besteht im Wesentlichen aus Stahlbetonflachdecken mit Randunterzügen auf Stahlbetonstützen und einigen aussteifenden Wandscheiben in den Obergeschossen sowie den erddruckbelasteten Außenwänden im Tiefgaragengeschoss. Die Gründung erfolgte auf einer elastisch gebetteten Bodenplatte.

Die statische Berechnung nach DIN 1045-1(07/01) wurde mit EDV-Programmen der Friedrich + Lochner GmbH erstellt.

7.4.2 Aufgabenstellung

Anlässlich der Einführung des Eurocode 2 Hochbau (DIN EN 1992-1-1) in Deutschland soll mittels eines Forschungsvorhabens die Normenqualität des EC2-1-1 getestet und verbessert werden.

Hierzu wurden zwölf Ingenieurbüros beauftragt, an konkreten, nach DIN 1045-1 (07/01) geplanten und ausgeführten Bauwerken die wesentlichen Nachweise auf der Grundlage des EC2-1-1 zu wiederholen und die Bewehrungs- und Konstruktionsregeln zu überprüfen.

Die Vergleichsrechnungen sollen eventuell vorhandene Sicherheitsdefizite des EC2-1-1 gegenüber der DIN 1045-1 aufdecken und diese über das Nationale Anwendungsdokument regulieren.

Weiterhin soll die praktische Handhabbarkeit des EC2-1-1 verbessert werden, in dem Formulierungen verbessert, Schreibfehler berichtigt und Anwendungshilfen (z.B. Auslegungen, Erläuterungen) erstellt werden.

Weiterhin sollen die Softwareversionen der beteiligten Hersteller getestet werden, um der Praxis eine möglichst fehlerfreie Software zum Start des EC2-1-1 zur Verfügung stellen zu können.

7.4.3 Leistungsumfang

Durch unser Ingenieurbüro wurden bisher 295 vergleichende Nachweisschnitte untersucht, die sich wie folgt verteilen:

Nachweisgruppe	Anzahl der berechneten Schnitte
Biegung Flachdecken	55
Biegung Balken	15
Schub Flachdecken	58
Schub Balken (incl. Vergleich EC2-1-1 ohne NA)	53
Stützen Allgemeine Verfahren	9
Stützen Näherungsverfahren	9
Rissbreiten infolge Last indirekt	29
Rissbreiten infolge Last direkt	29
Rissbreiten aus Zwang infolge Hydratation	1
Durchstanzen Flachdecken	9
Durchstanzen Bodenplatte	4
Verformungen	19
Gebäudeaussteifung	1
Konstruktionsregeln (Verankerung)	4
Gesamt:	295

Eine Geschossdecke (Flachdecke) wurde alternativ mit geändertem System als Durchlaufplatte auf Unterzügen neu nach DIN 1045-1 bemessen und mit dem EC2-1-1 verglichen.

Bei der Schubbemessung erfolgten Vergleichsrechnungen zwischen DIN 1045-1 (07/01) und EC2-1-1 mit NA sowie zwischen DIN 1045-1 (07/01) und dem EC2-1-1 ohne NA.

Zusätzlich wurden Verformungsberechnungen für Einfeldplatten und –balken, welche gerade die Biegeschlankheitskriterien nach EC2-1-1 erfüllen, durchgeführt. Dabei sollte insbesondere überprüft werden, ob die Biegeschlankheitskriterien auch bei erhöhten Durchbiegungsanforderungen ($l/500$) zu ausreichenden Bauteilabmessungen führen und wie der Einfluss der Stahlspannung gemäß Gleichung (7.17) zu bewerten ist.

Bei der Bearbeitung der Durchstanznachweise wurden verschiedene Varianten bzw. Vorschläge untersucht, um die Nachweise nach dem EC2-1-1 mit NA gegenüber dem EC2-1-1 zu vereinfachen und vergleichbare Ergebnisse zur DIN 1045-1 zu erhalten.

Weiterhin wurde durch unser Büro das Kapitel 7 des EC2-1-1 überprüft und Änderungsvorschläge, z. B. im Hinblick auf verbesserte Formulierungen, unterbreitet.

Die Mitarbeit an der DBV- Beispielsammlung zum EC2-1-1 ist noch in Vorbereitung.

7.4.4 Software

Jedem am Pilotprojekt beteiligten Ingenieurbüro wurden mindestens zwei Softwarehersteller zugeordnet. Unser Pilotprojekt wurde durch die Friedrich + Lochner GmbH und das Systemhaus Vogelsang unterstützt.

Durch beide Softwarehersteller wurden für folgende Nachweise Programme zur Verfügung gestellt:

- Stahlbetonbemessung (Biegung und Schub)
- Durchstanzen
- Stützenbemessung (Allg. Verfahren)

Das Systemhaus Vogelsang erweiterte extra für die Pilotprojekte ihr Stützenprogramm mit einem Modul zur Bemessung nach dem Nenn-Steifigkeitsverfahren gemäß EC2-1-1, 5.8.7.

Alle Berechnungsergebnisse wurden mit eigenen EXCEL-Vorlagen und zum großen Teil zusätzlich durch Handrechnungen kontrolliert.

7.4.5 Bemessungsergebnisse

Eine detaillierte Auswertung aller Bemessungsergebnisse der Pilotprojekte ist im Abschlussbericht des DIBt-Forschungsvorhabens ZP 52-5-7.278.2-1317/09 zu finden. An dieser Stelle folgt nur eine kurze Zusammenfassung unserer Ergebnisse.

Biegebemessung

Die Biegebemessung ergab nur geringfügige, vernachlässigbare Abweichungen in den Bemessungsergebnissen.

Schubbemessung

Vergleich DIN 1045-1 und EC2-1-1 NA (DE)

Die Schubbemessung lieferte fast identische Ergebnisse.

Bei geringer Querkraftbelastung und geringem Längsbewehrungsgrad liefert der EC2-1-1 NA (DE) günstigere Ergebnisse durch den Ansatz der Mindestquerkrafttragfähigkeit v_{\min} gemäß 6.2.2. (1), wie er jetzt auch in der DIN 1045-1 (08/08) eingeführt wurde.

Bei der Schubbemessung von Platten mit geringer Querkraftbelastung ist zum Teil Schubbewehrung nach DIN 1045-1 erforderlich und nach EC2-1-1 NA (DE) noch nicht.

Vergleich DIN 1045-1 und EC2-1-1 original

Der Vergleich der Querkraftbewehrung zwischen DIN 1045-1 und dem EC2-1-1 original ergab wesentlich abweichende Ergebnisse in der Querkraftbemessung und der Mindestquerkraftbewehrung. Die Querkraftbemessung nach DIN 1045-1 und EC2-1-1 original ergibt unterschiedliche Bemessungsergebnisse auf Grund der Unterschiede in der Begrenzung des Druckstrebenwinkels und der Berechnung von $V_{Rd,max}$.

Bei der Ermittlung der Querkraftbewehrung ergeben sich je nach Druckstrebenwinkel folgende Unterschiede:

cot $\theta > 2,50$:

Die DIN 1045-1 liefert günstigere Ergebnisse, da eine flachere Druckstrebenneigung $\cot\theta \leq 3,0$ möglich ist.

cot $\theta \leq 2,50$:

Der EC2-1-1 original liefert günstigere Ergebnisse, wenn gemäß DIN 1045-1, Gl. (73) der Druckstrebenwinkel ab einem Verhältnis $V_{Rd,c} / V_{Ed} \leq 0,52$ zusätzlich begrenzt wird. EC2-1-1 original liefert ungünstigere Ergebnisse, wenn die Druckstrebenneigung auf Grund des geringeren $V_{Rd,max}$ begrenzt werden muss.

Bei der Mindestquerkraftbewehrung ergeben sich ebenfalls Unterschiede:

Der EC2-1-1 original enthält gegenüber dem EC2-1-1 NA (DE) und der DIN 1045-1 keine Regelung, wonach die Mindestquerkraftbewehrung bei Platten entfallen kann, wenn $b/h \geq 5$ und $V_{E,D} \leq V_{Rd,c}$ ist. Die Mindestbewehrung für Platten ist nach dem EC2-1-1 original zum Teil höher als nach DIN 1045-1, da keine Abminderung der Plattenmindestbewehrung auf 60 % der Balkenmindestbewehrung analog DIN 1045-1, 13.3.3 (2) vorgesehen ist. Der Mindestbewehrungsgrad nach EC2-1-1 original gemäß Gl. (9.5N) liefert ab der Betongüte C25/30 günstigere Ergebnisse.

Stützenbemessung

Der Vergleich der Bemessungsergebnisse bei den Allgemeinen Verfahren zeigt nur geringfügig abweichende Ergebnisse auf, welche auf den geänderten Kriechansatz zurückzuführen sind.

Weiterhin wurde das Verfahren mit Nenn-StEIFigkeiten nach EC2-1-1 mit dem Modellstützenverfahren verglichen. Das Verfahren mit Nenn-StEIFigkeiten lieferte dabei fast identische Ergebnisse.

Rissbreitennachweise

Die Rissbreitennachweise führen zu fast identischen Ergebnissen.

Durchstanzen

Bei den Durchstanznachweisen wurden erhebliche Abweichungen festgestellt. Über die zu regelnden Parameter im NA wurde versucht, eine Angleichung der Bemessungsergebnisse zu erreichen.

Verformungen

Der Vergleich der Biegeschlankheitskriterien ergab ebenfalls abweichende Ergebnisse.

Ohne Berücksichtigung der Stahlspannung und für Durchbiegungsbeschränkungen $\leq l / 250$ führt der EC2-1-1 zu dickeren Bauteilen. Anders sieht es bei größeren Spannweiten und höheren Anforderungen an die Durchbiegungen $\leq l / 500$ und bei Berücksichtigung der Stahlspannung über die Gl. (7.17) aus. Hier würde der EC2-1-1 ohne die Ergänzungen im Nationalen Anhang schlankere Bauteile erlauben.

7.4.6 Erfahrungen bei der Bearbeitung

Die Teilnahme am Forschungsvorhaben Pilotprojekte EC2-1-1 war für unser Büro eine große Ehre und eine wichtige Erfahrung. Wir haben dadurch zum ersten Mal einen Einblick in die Normenentwicklung erhalten.

Überraschend war für uns, dass der Praxistest einer Norm durch Pilotprojekte o. ä. eher die Ausnahme darstellt. Andererseits lassen sich dadurch die ständigen Nachbesserungen gerade an den letzten Normengenerationen erklären. Umso größer ist natürlich der Ansporn zu zeigen, dass die Mitarbeit der Praxis zu einer Verbesserung der Normen führt.

Natürlich sind Änderungen an den Eurocodes über die zu regelnden Parameter in den Nationalen Anwendungsdokumenten nur bedingt möglich. Aber die Arbeit an den Pilotprojekten zeigt, dass es sich lohnt, hier Arbeit zu investieren. Wenn man die Änderungsmöglichkeiten über das Nationale Anwendungsdokument aber umfassend nutzt, so ist es unbedingt nötig, der Praxis eine Version des jeweiligen Eurocodes mit integriertem NA und nicht nur die separaten Dokumente zur Verfügung zu stellen.

Bei dem Vergleich und der Deutung der Bemessungsergebnisse muss man beachten, wann die Statik des jeweiligen Pilotprojektes erstellt wurde. Wenn zum Zeitpunkt der Erstellung bestimmte Auslegungen zur DIN 1045-1 noch nicht veröffentlicht waren, können abweichende Ergebnisse auftreten, welche nicht immer unbedingt auf Abweichungen zwischen den Normen zurückzuführen sind. Daher empfiehlt es sich, die vorhandene Statik dahingehend zu kontrollieren.

Dass sich das Durchstanzen als eines der Hauptprobleme herausstellte, war für uns ebenfalls überraschend. Gerade wenn man sich an den geringen Umfang erinnert, welche das Durchstanzen im Heft 240 des DAfStb einnahm. Beim Durchstanzen gab es wohl die meisten Unklarheiten bei der Anwendung des Normentextes bei der Berechnung und auch bei der Erstellung des NA.

Dieser Nachweis wird zukünftig leider komplizierter. Durch die jetzt in der neuen Norm notwendige Iteration des kritischen Rundschnitts bei Fundamenten und Bodenplatten, ist eine Handrechnung zukünftig nicht mehr möglich bzw. sinnvoll. Auch die Kontrolle von EDV-Ergebnissen wird dadurch schwieriger.

Vereinfachungen sind mit der neuen Norm nicht oder nur geringfügig zu erwarten. Vielleicht wäre die freie Wahl der Druckstrebenneigung bei der Schubbemessung eine Möglichkeit der Vereinfachung gewesen. Dieses deckt sich wohl leider nicht mit den Erfahrungswerten der DIN 1045-1.

Bei der Stützenbemessung wird uns jedoch mit dem Verfahren nach Nenn-Steifigkeiten ein zusätzliches einfaches Näherungsverfahren zur Verfügung gestellt, welches in ersten Vergleichen wirklich gute Ergebnisse lieferte.

Natürlich stellte die Mitarbeit am Pilotprojekt auch für uns persönlich eine große Bereicherung dar.

Mit einigen Nachweisen auch nach DIN 1045-1, wie z.B. der Rissbreitenberechnung und dem Durchstanzen, haben wir uns dadurch viel intensiver beschäftigt. Da alle Nachweise auch durch eigene Nachrechnungen ohne Statiksoftware durchgeführt wurden, war es zwangsläufig notwendig, sich mehr mit EXCEL zu beschäftigen.

Die Zusammenarbeit mit den Softwareherstellern klappte sehr gut. Allerdings konnte man nicht erwarten, dass in die Programme alle Testvorschläge während der Normenarbeit laufend eingearbeitet und zur Verfügung gestellt werden. Die eigenen Nachrechnungen waren daher unbedingt notwendig.

Nicht verschweigen wollen wir, dass es nicht immer einfach ist, sich neben den laufenden Projekten und Terminen im Ingenieurbüro mit der Normenarbeit zu beschäftigen. So wurde das meiste dann leider auch erst kurz vor Ablauf der Abgabefristen fertig. Für uns war die Mitarbeit an den Pilotprojekten eine positive Erfahrung, welche wir jederzeit wiederholen würden.

Zwickau, den 13.10.2009
Dr.-Ing. Hartwig Jahnke
Dipl.-Ing. Hilmar Leichter

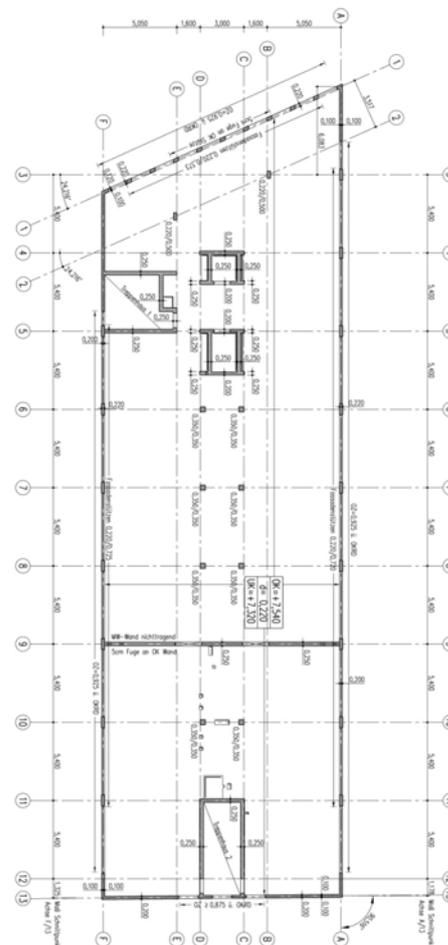
7.5 P5 – Leonhardt, Andrä und Partner

7.5.1 Allgemeines

Das Köbis-Areal liegt in Berlin gegenüber dem Tiergarten Dreieck. Es wird im Westen durch die Klingelhöferstraße, im Süden durch die Von-der-Heydt-Straße und im Nord-Osten durch die Köbisstraße begrenzt.

Im nordwestlichen Bereich des Köbis Dreiecks befindet sich der Gebäudekomplex Block 1, der zur Konrad-Adenauer-Stiftung gehört, und von der Groth Gruppe realisiert wurde. Er hat oberirdisch 4 Geschosse, ein Untergeschoss und auf dem Dach eine zurückgesetzte nach oben offene Technikzentrale. Die Grundfläche des Gebäudes ist trapezförmig und beträgt ca. 16,90 m x 56,95 m bzw. 49,50 m. Die Traufhöhe liegt bei ca. 18 m über Gelände zuzüglich der Dachaufbauten.

Die Obergeschosse werden als Büroräume mit Vorstandssitz durch die Konrad-Adenauer-Stiftung genutzt. Das Untergeschoss beinhaltet die Technikräume sowie das Archiv der Stiftung. Die Planung für das Gebäude erfolgte durch Claus Neumann Architekten, Berlin.



Positionsplan Decke über 1.OG

7.5.2 Geprüfte Positionen

Nachfolgend sind die im Rahmen des Projektes geprüften Positionen zusammengestellt. Der überwiegende Teil der Positionen sind aus dem Projekt "Köbis 1 - KAS". Für die Überprüfung der Schubfuge sind die Beispiele dem Projekt "O₂ World" entnommen.

Für die "Handrechnungen" wurden in der Regel Excel-Programme erstellt, mit denen die Nachweise geführt wurden. Zur Überprüfung der Ergebnisse nach DIN 1045-1 wurden die Programme sowohl für den EC2-1-1 als auch für die DIN erstellt.

Biegung

Die Grundlagen für die Biegebemessung sind im EC2-1-1 und in der DIN 1045-1 für normalfesten Beton gleichwertig. Erst für hochfeste Betone sind geringfügige Unterschiede in den Bemessungsergebnissen festzustellen.

In dem ausgewählten Projekt und anderen Projekten sind keine Unterzüge im hochfesten Beton ausgeführt worden. Um den Vergleich zwischen DIN 1045-1 und EC2-1-1 an hochfesten Betonen zu untersuchen, haben wir 10 praxisnahe Beispiele exemplarisch gerechnet.

Bei der Biegebemessung (reine Biegung) von hochfesten Betonen kann es beim EC2-1-1 zu geringfügig mehr Bewehrung im Vergleich zur DIN 1045-1 kommen. Die Abweichungen in unseren Beispielen bei hochfestem Beton (Beton > C50/60) lagen bei $\pm 1\%$.

Die Überprüfung der Handrechnungen mit der Software von Sofistik und CSI brachte ausreichend genaue Übereinstimmung. Im Bemessungsmodul CS-BEME der Software CSI sind die Werte für den Beton > C50/60 noch nicht fertig implementiert.

Querkraft

Die Querkraftnachweise wurden für folgende Bauteile verglichen:

- Bodenplatte: 60 Schnitte
- Decke über UG: 36 Schnitte
- Decke über 1.OG: 36 Schnitte
- Unterzüge: 6 Schnitte
- Treppenlauf: 1 Schnitt
- Treppenpodest: 1 Schnitt

In den meisten Schnitten ist $V_{Rd,c} > V_{Ed}$, somit ist keine Querkraftbewehrung erforderlich.

In unseren Beispielen ist bei den Decken und Bodenplatten der Winkel $\cot\theta$ nach DIN mit 3 größer als beim EC2-1-1, somit benötigt der EC2-1-1 Original mehr Querkraftbewehrung.

Im Unterzug ergibt sich beim EC2-1-1 mit einem gewählten Winkel $\cot\theta = 2,5$ wesentlich weniger Querkraftbewehrung im Vergleich zur DIN 1045-1 mit berechnetem Winkel von $\cot\theta = 1,2$. In Bereichen mit wenig Längsbewehrung erhält man durch die Mindestwerte nach EC2-1-1 mit NA größere Querkrafttragfähigkeiten gegenüber der DIN 1045-1.

Die Querkrafttragfähigkeit nach EC2-1-1 mit NA ist grundsätzlich gleichwertig mit DIN 1045-1.

Die Überprüfung der Handrechnungen mit der Software von CSI mit dem Bemessungsmodul CS-BEME brachte leichte Differenzen zwischen EC2-1-1 NA und DIN 1045-1 (Unterschied < 2%). Im Bemessungsmodul CS-BEME sind die Werte für den Beton > C50/60 noch nicht fertig implementiert.

Für die Programmausgabe wäre es besser, wenn dort ersichtlich wäre, ob die rechnerisch ermittelte Bewehrung der Mindestbewehrung entspricht.

Das Programm Sofistik liefert nahezu gleiche Ergebnisse zwischen EC2-1-1 NA und DIN 1045-1. Die Überprüfung der Handrechnungen mit Sofistik ergab geringfügig weniger Bewehrung.

Durchstanzen

Die Durchstanznachweise wurden für folgende Bauteile verglichen:

- Bodenplatte: 3 Schnitte (2 Innenstützen, 1 Wandende)
- Decken (Flachdecken): 9 Schnitte (7 Innenstützen, 2 Wandenden)

Die Nachweisschnitte und die Ermittlung der Bemessungswerte sind im EC2-1-1 und der DIN 1045-1 verschieden. Die in der DIN 1045-1 bereits aufwendigen Nachweise sind im EC2-1-1 noch aufwendiger, komplizierter und fehleranfälliger geworden. Der Versuch, die Ergebnisse des EC2-1-1 an die DIN1045-1 zu kalibrieren ist nicht vollständig gelungen. Bei einer baupraktischen und vernünftigen Bewehrungswahl (sinnvolle und gleichmäßige Bewehrungsabstände und Durchmesser) sind die Abweichungen in unseren Beispielen jedoch nur geringfügig.

Die Bemessungsergebnisse der Handrechnung stimmen nicht mit den Ergebnissen der Programme von CSI und Sofistik überein. Die aktuellen Änderungen im EC2-1-1 + NA waren zum geprüften Zeitpunkt noch nicht fertig in die Bemessungsprogramme implementiert.

Druckglieder

Die Knicknachweise für die Druckglieder wurden für folgende Bauteile verglichen:

- Stützen quadratisch, zentrisch belastet: 4 Schnitte
- Stützen rechteckig, zentrisch belastet: 8 Schnitte
- Stützen rechteckig, aussermittig belastet: 5 Schnitte
- Stützen rund, zentrisch belastet: 1 Schnitt

Bei den Druckgliedern wurde der Nachweis nach dem "Nenn-Krümmungs-Verfahren" (Abs. 5.8.8 des EC2) mit "Modellstützenverfahren" der DIN 1045-1 verglichen. Da die Betongüten der Stützen max. C35/45 betragen (d. h. < C55/67) und die Auswirkungen des Kriechens (e_{ϕ}) nicht berücksichtigt werden mussten, entsprechen die Ergebnisse nach EC2-1-1 exakt denen nach DIN 1045-1.

Zur Überprüfung des Verfahrens mit Nenn-StEIFigkeiten, welches bisher im Entwurf des NA nicht zugelassen ist, wurden einige Stützen nach diesem Verfahren nachgerechnet. Die Ergebnisse entsprechen in etwa denen nach dem Nenn-Krümmungs-Verfahren, so dass die Zulassung dieses Verfahrens empfohlen werden kann.

Die Überprüfung der Handrechnungen nach dem Nenn-Krümmungs-Verfahren mit den Software-Programmen "Column" von Sofistik und "CS/STIL/B1" von CSI brachte ausreichend genaue Übereinstimmung.

Schubfuge

Der Nachweis der Schubfuge wurde für folgende Bauteile verglichen:

- 2 Unterzüge (Projekt O₂ World): 2 Schnitte

Bei dem Nachweis der Schubfuge nach Abs. 7.3.4, EC2-1-1 bzw. nach Abs. 11.2.4, DIN 1045-1:2001 ist die Vorgehensweise bei der Berechnung prinzipiell gleich. Unterschiede bestehen beim E-Modul E_{cm} sowie bei dem Mindestwert der effektiven Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$. Desweiteren ist die Definition der Oberflächenrauigkeit unterschiedlich. Die Differenzen im Ergebnis sind jedoch kleiner 5 %. Mit der Ausgabe 2008 der DIN 1045-1 sind die Unterschiede aufgehoben, da hier der EC2-1-1 eingeflossen ist.

Risse

Die Nachweise für die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbeschränkung wurden für folgende Bauteile verglichen:

- Außenwand im UG: 2 Schnitte (innen + außen)
- Innenwand: 1 Schnitt
- Bodenplatte $h = 60$ cm: 2 Schnitte (innen + außen)
- Bodenplatte $h = 40$ cm: 2 Schnitte (innen + außen)

Die Nachweise für die direkte Berechnung der Rissbreite wurden für folgende Bauteile verglichen:

- Decke über 1.OG: 14 Schnitte
- Decke über UG: 11 Schnitte

Mindestbewehrung zur Rissbreitenbeschränkung nach 7.3.2 (EC2-1-1, NA Dez. 2007) bzw. 11.2.3 (DIN 1045-1 - 2001)

Die Vorgehensweise bei der Berechnung ist prinzipiell die gleiche. Beim EC2-1-1 (NA 2007) ist der Beiwert für die Eigenspannung k größer, so dass es hier zu erheblich größerer erforderlicher Mindestbewehrung kommt. Andererseits gibt es im EC2-1-1 den Faktor 0,85 für langsam erhärtende Betone, mit dem die Bewehrung wieder reduziert werden kann.

Mit dem NA Februar 2009, in dem der Beiwert k mit einem Faktor von 0,8 reduziert werden kann, wird der Beiwert k auf die Größe der DIN kalibriert. Desweiteren wurde mit dem Erscheinen der DIN 1045-1:2008 die Nachweisführung angeglichen, so dass die Ergebnisse nach DIN 1045-1 und EC2-1-1 übereinstimmen.

Direkte Berechnung der Rissbreite nach 7.3.4 (EC2-1-1, NA Dez. 2007) bzw. 11.2.4 (DIN 1045-1 - 2001)

Bei der direkten Berechnung der Rissbreite ist die Vorgehensweise ebenfalls gleich. Die Unterschiede im Ergebnis sind vernachlässigbar gering.

Durchbiegung / Verformung

Die Durchbiegung wurde für 12 Einfelddecken und Balken nach Heft 240 und Heft 425 berechnet.

Des Weiteren wurden die Biegeschlankheitskriterien an folgenden Bauteilen verglichen:

- Decke Obergeschoss ($d = 22$ cm): 1 Schnitt
- Decke Untergeschoss ($d = 25$ cm): 1 Schnitt
- Unterzug ($d = 114,5$ cm): 1 Schnitt

Die Kriterien für die Biegeschlankheit der Decken sind in der Regel im EC2-1-1 strenger als in der DIN. Insbesondere bei dünnen Decken mit größerer Spannweite und einem normalen bis hohen Bewehrungsgrad kann es sein, dass die Kriterien nach EC2-1-1 nicht mehr eingehalten werden.

7.5.3 Handhabbarkeit EC2-1-1 + NA

Durch die Einführung der DIN 1045-1 mit Einführung des Teilsicherheitskonzepts ist der Übergang zum Eurocode 2 nicht mehr so schwierig. Insbesondere in der Anpassung der DIN 1045-1 im Jahr 2008 wurden einige Passagen aus dem EC2-1-1 bereits übernommen.

Nachteilig ist beim EC2-1-1, dass man mit dem Nationalen Anhang ein weiteres Regelwerk (neben den obligatorischen Heften des DAfStb) zur Hand haben muss. Hier ist es dringend notwendig, eine Unterlage zu erstellen, in der alle erforderlichen Regelwerke übersichtlich nebeneinandergestellt sind (wie die für das Pilotprojekt vorliegende Synopse).

Die Übersetzung des Originaltextes lässt in großen Bereichen zu wünschen übrig ("klebt" zu sehr am Original). Inwieweit Korrekturvorschläge der am Projekt teilnehmenden Büros noch in die Endfassung einfließen konnten, wird in einer evt. Neuauflage der EN 1992-1-1 (D) zu prüfen sein.

Häufig stehen Anmerkungen und Vorschriften zu einzelnen Bauteilen oder Nachweisen in verschiedenen Kapiteln des EC2-1-1. Dies ist für den Benutzer sehr unbefriedigend und birgt die Gefahr, dass man wichtige Regeln übersieht. Da eine Zusammenfassung auf Grund der Struktur des EC2-1-1 nicht möglich ist, wären wenigstens Querverweise sinnvoll.

Die Standardnachweise für Biegung, Querkraft, Druckglieder sowie Nachweise der Gebrauchstauglichkeit konnten ohne größere Probleme geführt werden.

Bei den Durchstanznachweisen inkl. aller Randbedingungen ist der Rechenaufwand so groß, dass für eine schnelle Überprüfung eine Handrechnung fast nicht möglich ist.

Die im Laufe der Bearbeitung aufgetretenen Problem und Unklarheiten konnten ausgeräumt werden, so dass aus unserer Sicht die Einführung des EC2-1-1 empfohlen werden kann.

7.5.4 Bewertung der Software

Sofistik

Generell ist Sofistik eine Software, die sehr universell einsetzbar ist und damit ein großes Spektrum an Möglichkeiten bietet. Die Bedienung ist dadurch jedoch für Neueinsteiger nicht so einfach wie z. B. das Programm Friedrich + Lochner oder CSI.

Im Rahmen der EC2-Pilotprojekte wurden folgende Programmmodule verwendet:

- Column (Stützen nach dem Modellstützenverfahren)
Dieses Programm hat eine sehr übersichtliche Eingabemaske mit selbsterklärender Bedienung. Die Übereinstimmung der Ergebnisse nach dem Modellstützenverfahren mit der Handrechnung ist ausreichend genau.
- Das Programm Sofistik liefert auch für Biegung und Querkraft ausreichend genaue Ergebnisse.

CSI

Es wurden im Rahmen der EC2-Pilotprojekte folgende Programmmodule verwendet:

- CS/STIL/B1 (Stützen nach dem Modellstützenverfahren)
- CS/BEM/B1 (Biegung)
- CS/BEM/B1 (Querkraft)
- CS/DUST/B1 Deckenplatte (Durchstanzen)
- CS/DUST/B2 Fundamentplatte (Durchstanzen)

Die Handhabbarkeit der Software ist gut, die Menüs sind überwiegend selbsterklärend. Die Übereinstimmung der Ergebnisse nach EC2-1-1 mit der Handrechnung ist ausreichend genau. Die Software für Durchstanzen nach EC2-1-1 + NA ist nicht auf dem aktuellen Stand.

Allgemeine Hinweise zur Software:

Wie auch schon in den Sitzungen zum Projekt diskutiert, sollten in den Programmen so wenig Voreinstellungen wie möglich getroffen werden, da dies häufig dazu führt, dass man sich über diese Parameter keine Gedanken mehr macht, obwohl diese z.B. für den Bauablauf maßgebend werden können.

Ein Beispiel hierfür ist die Neigung der Druckstrebe für den Nachweis der Querkraft. Häufig wird der untere Teil eines Unterzuges vorbetoniert und der obere Teil nachträglich mit der Decke erstellt. Wurde beim Querkraftnachweis jedoch der Druckstrebenneigungswinkel zu flach ($< 40^\circ$) angenommen, ist in der Regel zusätzliche vertikale Bewehrung erforderlich (Nachweis der Schubfuge), und es müssen vor Ort nachträglich zusätzliche Bügel oder Haken eingebaut werden.

7.5.5 Sonstiges

Im Rahmen der Bearbeitung des Pilotprojektes wurde bürointern eine Gegenüberstellung des Kapitels 9 EC 2, Stand Synopse Februar 2009 und des Kapitels 13 DIN 1045-1:2008-08) „Konstruktionsregeln“ gemacht. Hierbei sind folgende Punkte aufgefallen:

- Sämtliche Angaben zum Brückenbau im nationalen Anhang sind überflüssig bzw. aus dem Zusammenhang gerissen, da im Abs. 9.1 (3) extra darauf hingewiesen wird, dass die EC2-1-1-Regel vorwiegend für allgemeinen Hochbau gelten. Mittlerweile wurden jedoch sämtliche Hinweise auf den Brückenbau aus dem NA entfernt, so dass dieser Punkt damit erledigt ist.
- Die für Anmerkungen zum Spannbeton sind über den gesamten EC2-1-1 verteilt. Eine gesonderte Regelzusammenfassung analog DIN wäre sinnvoll gewesen, ist jedoch auf Grund der Struktur des EC2-1-1 nicht möglich (siehe auch Anmerkung Punkt 3).
- Im Kapitel 9.3.1.1 Vollplatten ist im nationalen Anhang nur eine allgemeine Mindestdicke von 70 mm übernommen worden. Sinnvoll wären die Angaben zu zulässigen Mindestplattendicken bezüglich Schubbewehrung gemäß DIN an dieser Stelle im EC2-1-1 mittels Querverweis zu Abs 9.3.2. im nationalen Anhang.
- Anmerkung Kapitel 9.8.1 Pfahlkopfplatten: Die Mindestabmessungen für Pfahlkopfplatten gemäß ZTV-Ing, Teil 2 Grundbau, Abs. 2.1 wurde nicht in den EC2-1-1 übernommen. Dies sollte man ggf. im Heft 600 ergänzen. Desweiteren ist es unglücklich, dass Bohrpfähle erst im Kap. 9.8.5 behandelt werden und nicht im Anschluss an die offensichtlich dazugehörigen Pfahlkopfplatten. Auch bei den Bohrpfählen sollten die Mindestabmessungen gemäß ZTV-Ing, Teil 2 Grundbau, Abs. 2.1 analog Pfahlkopfplatte im Heft 600 ergänzt werden.

Berlin, 17.11.2009

Dipl.-Ing. Sonja Kraiß

Dipl.-Ing. Sascha Poorbiazar

Dipl.-Ing. Tobias Thiele

7.6 P6 – Krebs und Kiefer

7.6.1 Vorstellung des Projekts

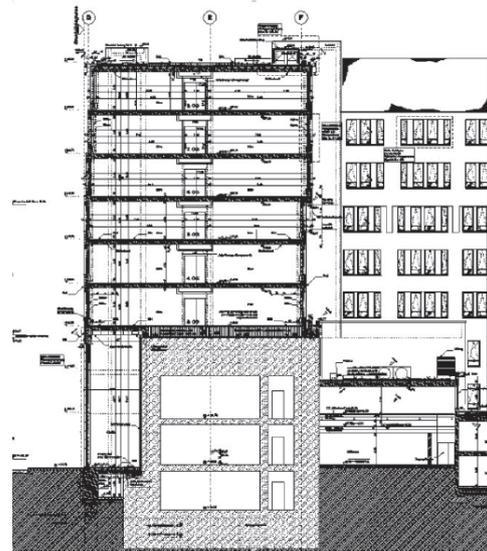
Beim Pilotprojekt der Krebs und Kiefer, Beratende Ingenieure für das Bauwesen GmbH handelt sich um den Neubau eines Bürogebäudes mit Parkgarage sowie eines Wohngebäudes im innerstädtischen Bereich von Frankfurt am Main. Das Bürogebäude hat 8 Obergeschosse sowie 1 Untergeschoss und besteht aus 3 Gebäudetrakten, die zusammen ca. 151,2 m lang sind. Die Gebäudebreite beträgt zwischen 16,4 m und 18,0 m und reduziert sich nach oben hin aufgrund einer Staffelung der Fassade ab dem 6. OG. Die Decke über dem 8. OG liegt bei +31,25 m über GOK.

Im Bereich des geplanten Bürogebäudes befindet sich ein Bunker aus dem 2. Weltkrieg, der erhalten bleibt und in den Neubau integriert wird. Der Bunker ist ca. 84,2 m lang und liegt mit +9,57 m über GOK in etwa auf der Höhe der Decke über 2. OG des Bürogebäudes, welches in diesem Bereich auf der Bunkerdecke gegründet wird. Die zweigeschossige Parkgarage (EG, UG) befindet sich in dem durch die 3 Gebäudetrakte des Bürogebäudes umschließenden Innenhof und hat Grundrissabmessungen von ca. 16,7 m x 29,3 m.

Alle Decken des Bürogebäudes werden als 28 cm dicke Flachdecken mit Betonfestigkeiten von C30/37 bis C45/55 ausgebildet. Der Stützenabstand beträgt in Längsrichtung der Gebäudetrakte im Regelfall 5,4 m (= Achsraster) und in Querrichtung bis zu 9,7 m. In den Übergangsbereichen zwischen den schräg zueinander angeordneten Gebäudetrakten ergeben sich auch unregelmäßige Stützenraster mit z. T. größeren Stützenabständen.



Ansicht Neubau von der Karlsstraße



Querschnitt im Bereich des Bunkers

Die Genehmigungs- und Ausführungsplanung des Bürogebäudes mit Parkgarage sowie des Wohngebäudes erfolgte nach der DIN 1045-1:2001-07.

Bauherr / Auftraggeber:	Groß & Partner Grundstücksentwicklungsgesellschaft mbH
Architekten:	Architekturgemeinschaft Berghof & Haller und BLFP Planungsgesellschaft mbH
Bauzeit:	2004 – 2005
Baukosten:	ca. 20 Mio. EUR
Projektdate:	BGF: 19000 m ² und BRI: 63000 m ³
Auftrag Krebs und Kiefer:	Tragwerksplanung, Leistungsphasen 1 – 6 gemäß § 64 HOAI

Im Rahmen des Forschungsvorhabens „EC2-Pilotprojekte“ wurden in der Zeit von 2007 bis 2009 eine Vielzahl der Statischen Positionen obigen Projekts noch einmal mit der DIN EN 1992-1-1/NA (EC2-1-1/NA) und dem entsprechenden nationalen Anhang neu bemessen und mit der ausgeführten Konstruktion verglichen.

Die Vergleichsberechnungen erfolgten per Handrechnung (selbsterstellte Excelsheets) und mit den neuesten Versionen der Softwarehersteller Ingenieur-Software Dlubal GmbH und Info-Graph GmbH. Das Ziel war ein Vergleich zwischen Bestandsstatik, Handstatik EC2-1-1/NA und Softwarelösungen EC2-1-1/NA.

7.6.2 Nachweise und Erfahrungen

Im Folgenden werden die im Rahmen des Forschungsprojekts verwendeten statischen Positionen aufgelistet. Die im Verlauf der damaligen Projektbearbeitung ermittelten Schnittkräfte und Verformungen werden wieder verwendet, um diese statischen Positionen erneut, nach der DIN EN 1992-1-1/NA, zu bemessen. Weiterhin wird nachfolgend über die Erfahrungen hinsichtlich der Anwendung der DIN EN 1992-1-1/NA (EC2-1-1/NA) im Vergleich zur DIN 1045-1:2001-07 (DIN1045-1) berichtet.

Dauerhaftigkeit und Betondeckung

In beiden Normen, EC2-1-1/NA und DIN 1045-1, wird die erforderliche Betondeckung in Abhängigkeit der Expositionsklassen und der Betonzusammensetzung bestimmt. Die Konzepte zur Ermittlung der Betondeckungsanteile unterscheiden sich zwar, liefern aber identische Ergebnisse.

Die DIN 1045-1 legt je Expositionsklasse bei Unterscheidung von Beton- und Spannstahl einen Wert für die Mindestbetondeckung fest. Abweichungen werden textlich beschrieben. Im EC2-1-1/NA ist die Mindestdeckung als Maximalwert aus 3 Werten zu ermitteln, wobei ein Wert zunächst aus 4 Werten additiv mittels weiterer Tabellen ermittelt wird.

Die Ermittlung der erforderlichen Betondeckung setzt bei beiden Normen die vollständige Beachtung des entsprechenden Normenabschnitts voraus. Der Schwierigkeitsgrad wird im EC2-1-1/NA zwar nicht erhöht, aber eine gewisse Umstellung durch den Anwender erforderlich.

Biegung

Ein inhaltlicher Vergleich der Bemessungsformeln ergab keine Unterschiede zur DIN 1045-1. Vergleichsberechnungen wurden zum Testen der Software für Unterzüge in 24 Schnitten durchgeführt. Die Vergleichsbemessungen zwischen EC2-1-1/NA und DIN 1045-1 ergaben eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse bei erforderlicher Längsbewehrung, die oberhalb der Mindestbewehrung lag. Beim Zutreffen des Kriteriums für die Mindestbewehrung differierten die Ergebnisse zwischen der Handstatik und Software. Dies lag an dem zum damaligen Zeitpunkt noch nicht implementierten Kriterium für Mindestbewehrung nach dem Duktilitätskriterium.

Es ist keine Umstellung für den Anwender des EC2-1-1/NA erforderlich.

Querkraft

Für die Querkraftnachweise wurden folgende Bauteile verwendet:

Unterzüge: 24 Schnitte,
Decken 1.OG bis 6. OG: 24 Schnitte.

Die Querkraftnachweise erfolgten per Handrechnung und mittels des Programms InfoCad. Die Querkraftbemessung nach EC2-1-1/NA liefert vergleichbare Ergebnisse zur DIN 1045-1. Die Anwendung und Handhabung erfordert keine Umstellung für den Anwender des EC2-1-1/NA.

Schubkraftübertragung in Fugen

Ein inhaltlicher Vergleich der Abschnitte zur DIN 1045-1 ergab nur marginale Unterschiede. Es ist keine Umstellung für den Anwender des EC2-1-1/NA erforderlich.

Durchstanzen

Die Durchstanznachweise wurden für folgende Bauteile verglichen:
Flachdecken: 33 Schnitte (13 Randstützen, 6 Eckstützen, 14 Innenstützen).

Für 33 Stützenpositionen wurden die Durchstanznachweise per Handrechnung und anfangs mit den Softwareversionen von Infograph und Dlubal durchgeführt. Da die Ergebnisse stark differierten, waren Anpassungen und wiederholte Vergleichsberechnungen notwendig. Im Verlauf des Forschungsvorhabens wurde das Nachweisverfahren mehrfach geändert und angepasst, wodurch eine permanente Softwareaktualisierung später nicht mehr möglich war.

Das Nachweisverfahren gegen Durchstanzen ändert sich gegenüber der DIN 1045-1. Es ist in der aktuellen Vorschlagsfassung jedoch gut verständlich und eignet sich, bis auf die iterative Ermittlung des maßgebenden Rundschnitts für gedrungene Fundamente, auch für eine Handrechnung. Da es für den Anwender eine Umstellung bedeutet, sollten ergänzende Erläuterungen und Beispielberechnungen, wie z.B. zur iterativen Ermittlung des maßgebenden Rundschnitts für gedrungene Fundamente, zeitnah zur Einführung des EC2-1-1/NA in Begleitpublikationen veröffentlicht werden.

Es ist eine Umstellung für den Anwender des EC2-1-1/NA erforderlich.

Druckglieder

Die Knicknachweise für die Druckglieder wurden für folgende Bauteile verglichen:
Stützen quadratisch, zentrisch belastet: 7 Schnitte,
Stützen rechteckig, zentrisch belastet: 8 Schnitte,
Stützen rechteckig, außermittig belastet: 2 Schnitte.

Für die Nachweise der Druckglieder wurde die Abschnitte 5.8. - Verfahren mit Nenn-Krümmung und 5.8.7 - Verfahren mit Nenn-Steifigkeiten der DIN EN 1992-1-1/NA verwendet.

Das Verfahren mit Nenn-Krümmung des EC2-1-1/NA entspricht dem Modellstützenverfahren der DIN 1045-1 und diente für die obigen 17 Schnitte sowohl in der Handrechnung als auch in dem Programm InfoCad als Grundlage für die Bemessung. Zusätzlich wurde ein Vergleich zwischen EC2-1-1 ohne und mit NA durchgeführt.

Das Modellstützenverfahren unter Anwendung des EC2-1-1/NA und der DIN 1045-1 liefert vergleichbare Ergebnisse. Es ist keine Umstellung für den Anwender des EC2-1-1/NA erforderlich.

Das Verfahren mit Nenn-Steifigkeiten kann nach aktuellem Stand des EC2-1-1/NA in Deutschland entfallen. Ursprünglich sollte es als alternatives Verfahren verwendet werden können und wurde deshalb für die obigen 17 Schnitte mittels selbst erzeugter Excelsheets zur Bemessung angewendet.

Für 12 von 17 Stützen stimmen die Ergebnisse mit denen des Modellstützenverfahrens überein. Bei 2 Stützen erhöhte sich die erforderliche Bewehrung aufgrund von Zuwächsen der Ausmitten e_2 bzw. e_{tot} durch $N_B / N_{Ed} = 1 \dots 2$ gegenüber dem Modellstützenverfahren. Bei einer Stütze sind die Ausmitten erhöht, dies hat aber auf die Bewehrung keinen Einfluss. Bei einer Stütze mit dem Verhältnis $N_B / N_{Ed} = 1,02$ erhöhte sich die erforderliche Bewehrung aufgrund von Zuwächsen der Ausmitte e_2 bzw. e_{tot} so deutlich gegenüber dem Modellstützenverfahren, dass sie nicht mehr nachzuweisen war.

Eine weitere Stütze mit $N_B / N_{Ed} = 0,88$ und einem dadurch negativen Wert für M_{Ed} wurde ebenfalls als nicht nachweisbar nach dem Verfahren mit Nenn-Steifigkeiten eingestuft.

Das Verfahren mit Nenn-Steifigkeiten ist leicht verständlich und auch per Handstatik gut anwendbar. Das Verfahren reagiert allerdings empfindlich bei $N_B / N_{Ed} \rightarrow 1$.

Durchbiegung / Verformung

Für die vergleichenden Verformungsnachweise wurden folgende Bauteile verwendet:

Flachdecken: 9 Schnitte,

Balken: 5 Schnitte.

Ein inhaltlicher Vergleich der Abschnitte „Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)“ zur DIN 1045-1 ergab Unterschiede.

Für den Nachweis der Begrenzung der Verformungen ohne direkte Berechnung wurden für 14 statische Positionen (9 Plattenschnitte und 5 Balken) des Projekts Vergleichsberechnungen per Handstatik durchgeführt. Für 3 von 5 Plattenabschnitten sind die Verformungen nur nach dem Kriterium $l_i / d \leq 35$ der DIN 1045-1 zulässig. Die Anwendung des strengeren Kriteriums der DIN 1045-1: $l_i / d \leq 150 / l_i$ und der Kriterien des EC2-1-1/NA würden bei diesen Plattenabschnitten zu weniger schlanken Dimensionen führen.

Da die Kriterien des EC2-1-1/NA strenger sind, wird die Gefahr von zu großen Verformungen bzw. Schäden reduziert. Allerdings werden durch die Anwendung der Kriterien des EC2-1-1/NA die Bauteile auch weniger schlank. Der Anwender benötigt zur Verwendung der Kriterien des EC2-1-1/NA die erforderlichen Bewehrungsgrade des Bauteils und kann durch zusätzliche Längsbewehrung nach Gleichung (7.17) des EC2-1-1/NA die zulässige Biegeschlankheit vergrößern. Die Bestimmung der Bewehrung an sich und die ggf. iterative Abstimmung zwischen Nutzhöhe und Bewehrung erschweren die Anwendung.

Es ist eine Umstellung für den Anwender des EC2-1-1/NA erforderlich

Allgemeine Bewehrungsregeln / Konstruktionsregeln

Ein inhaltlicher Vergleich der Abschnitte zur DIN 1045-1 ergab Unterschiede. Für den Anwender bedeutet das hinsichtlich der aktuellen Vorschlagsfassung des EC2-1-1/NA eine geringe Umstellung.

7.6.3 Handhabbarkeit EC2-1-1 + NA

Der EC2-1-1/NA deckt sich in vielen Bereichen mit der DIN 1045-1, z. B. in der Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes. Für die Bearbeitung innerhalb des Forschungsvorhabens stand eine Synopse mit parallelen EC2-1-1-Teil und NA-Teil zur Verfügung, die sehr zur Übersichtlichkeit beitrug.

Die Vorschriften und Bemerkungen zu einzelnen Nachweisen stehen häufig in verschiedenen Kapiteln des EC2-1-1/NA. Dies bedeutet eine gewisse Unübersichtlichkeit und erfordert Einarbeitungszeit.

Die Nachweise für Biegung, Querkraft und Druckglieder sowie die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit können problemlos geführt werden.

Die Durchstanznachweise differieren gegenüber der DIN 1045-1, sind aber in der aktuellen Vorschlagsfassung gut verständlich und auch per Handstatik, bis auf die iterative Ermittlung des maßgebenden Rundschnitts für gedrungene Fundamente, gut anwendbar.

Einige Nachweise (z. B. Durchstanzen) haben sich deutlich geändert. Deshalb sollte erklärende Sekundärliteratur rechtzeitig, vor der bauaufsichtlichen Einführung des EC2-1-1/NA, dem Anwender zur Verfügung gestellt werden. Die für die Bearbeitung des Forschungsvorhabens verwendete Synopse mit parallelen EC2-Teil und NA-Teil sollte wegen ihrer guten Übersichtlichkeit ebenfalls publiziert werden.

7.6.4 Bewertung der Software

Unsere Bemessungsergebnisse haben wir mit den neuesten Versionen der Softwarehersteller Ingenieur-Software Dlubal GmbH und InfoGraph GmbH verglichen. Die Zusammenarbeit mit den Softwarehäusern war sehr gut. Beide Softwarevarianten zeichnen sich durch eine gute und praxisnahe Anwendbarkeit aus.

Durch die Anwendung der Testversionen sollte ein regelmäßiger Vergleich zwischen Originalstatik, Handstatik EC2-1-1/NA und Softwarelösungen EC2-1-1/NA erfolgen. Dies konnte nur punktuell erfolgen, da z.B. das Nachweisverfahren für das Durchstanzen teilweise mehrfach geändert und angepasst wurde, wodurch eine permanente Softwareaktualisierung nicht mehr möglich war. Der Einsatz von Handstatik (Excelsheets) war für die Bearbeitung des Forschungsvorhabens unerlässlich.

7.6.5 Zusammenfassung und Feedback

Die Teilnahme an dem Forschungsvorhaben Pilotprojekte EC2-1-1/NA war für uns, neben der täglichen Projektbearbeitung, eine sehr interessante Erfahrung. Diese neue Art und Weise der praxisnahen Normenprüfung hat uns begeistert.

Der EC2-1-1/NA ist eine anwendbare Norm und wir fühlen uns durch die Mitarbeit an diesem Forschungsvorhaben gut auf diese Normenumstellung vorbereitet.

Eine solche Mitarbeit bei der Normengestaltung würden wir jederzeit wiederholen.

Dresden, 07.12.2009
Dr.-Ing. Holger Schmidt

7.7 P7 – Ingenieurbüro Dr. Lammel

7.7.1 Vorstellung des Projekts und Übersicht des Tragwerks

Für das Pilotprojekt haben wir den Neubau eines Bürogebäudes im Landkreis Regensburg ausgewählt. Es handelt sich hier um ein dreigeschossiges Massivgebäude mit einem unregelmäßigen prismatischen Zugangs- und Besprechungstrakt, der nach oben verbreitert ist und um einen 2-geschossigen Büroanbau.

Das Dach des Kubus liegt schräg und hat einen diagonalen Höhenunterschied von ca. 3,0 m. Die Stahlbetondecken sind teils punkt- und teils linienartig gelagert. Für die Aussteifung wurden sowohl Stahlbeton- als auch Mauerwerks-wände angesetzt. Die vertikale Lastabtragung erfolgt neben den Wänden auch über runde und eckige -teils senkrechte und teils schiefe- Stahlbetonstützen. Gegründet ist das Gebäude mittels Einzel- und Streifenfundamenten aus Stahlbeton auf Donaukies.

Die statische Berechnung wurde mit Programmen von Friedrich + Lochner und Dlubal nach DIN 1045-1 (07/01) erstellt.



7.7.2 Aufgabenstellung

Wegen der Einführung des Eurocode 2 ist über ein Forschungsvorhaben „EC2 Pilotprojekte“ mit 12 verschiedenen Bauvorhaben zu überprüfen, welche statischen Unterschiede zwischen EC2-1-1 und DIN 1045-1 bestehen. Bei den unterschiedlichen Bauwerken sind die einzelnen Bauteile nach EC2-1-1 zu berechnen. Die statischen Nachweise und die Bewehrung ist mit der, gemäß DIN 1045-1 erstellten Statik zu vergleichen und zu testen ob gravierende Unterschiede oder Fehler vorhanden sind.

Die praktische Anwendung des EC2-1-1 soll insgesamt verbessert werden. Dies betrifft Formulierungen, Schreibfehler, Anwendungshilfen, Auslegungen, Erläuterungen, Tabellen, Bilder etc.

Die Softwareversionen führender deutscher Hersteller sollen getestet werden, so dass zur Einführung des EC2-1-1 eine fehlerfreie Software vorhanden ist.

Die rechnerischen Nachweise sind mittels Originalstatik, Handstatik mit EC2-1-1 und Softwarelösungen EC2-1-1 verglichen werden. Die Handstatik ist mit selbsterstellten Excel-Sheets zu dokumentieren.

7.7.3 Überprüfte Bauteile

Nachweise	Bauteil	System
Biegung	Balken Plattenbalken	Einfeld und durchlaufend durchlaufend
Verankerung	Balken	Innen- und Endauflager
Auflagerung	Plattenbalken	Innen- und Endauflager
Querkraft	Balken Plattenbalken	Innen- und Endauflager Innen- und Endauflager
Durchbiegung	Decken Balken	durchlaufend durchlaufend
Verbundfuge	Plattenbalken	durchlaufend
Durchstanzen	Flachdecke Fundamente	punktgestützt Einzelfundamente
Druckglieder	Stützen	innen und Rand

7.7.4 Ergebnisse

Der Eurocode 2 ist im Vergleich zur DIN 1045-1 umfangreicher und ausführlicher in der Beschreibung der Nachweisverfahren. Einige Nachweise sind komplizierter und erfordern einen Mehraufwand für den Tragwerksplaner. Viele neue Variable sind mit neuen Buchstaben und Indizes eingeführt und erschweren die Lesbarkeit.

Eine einfache, schnelle Handnachrechnung ist an manchen Nachweisen nicht mehr möglich, wie z. B. die Bestimmung der Deckenstärken mittels Durchbiegungsbegrenzungen oder die iterative Bestimmung des kritischen Umfanges u_1 beim Durchstanznachweis.

Bewehrungs- und Konstruktionsregeln:

Inhaltlich gibt es für die Abschnitte 8 und 9 des EC2-1-1 und der DIN 1045-1 geringe Unterschiede, die der Anwender beachten muss. Die Übergreifungslängen bei Zugstößen können nach EC 2 NA kürzer ausgebildet werden. Die Schreibweise hat sich stark geändert, so dass mit vielen neuen Beiwerten ungewohnt zu arbeiten ist.

Begrenzung der Verformungen:

Durch den EC2-1-1 hat die “ $l/35$ stel-Regelung“ ausgedient. Sie wird von verhältnismäßig aufwändigen Formeln abgelöst. Damit wird eine computerunterstützte Bemessung erforderlich. Da in die Berechnung nun auch der Bewehrungsgrad einfließt, kann in komplizierten Fällen keine schnelle Vorbemessung durchgeführt werden. Bedingt durch die neuen Kriterien zur Begrenzung der Biegeschlankheit können im Falle von großen Stützweiten höhere Deckenstärken erforderlich werden.

Durchstanzen:

Aus unserer Sicht dürfte für den Anwender der Umstieg von der aktuellen Nachweisführung entsprechend der DIN 1045-1 zum EC2-NA unproblematisch erfolgen. Eindeutig besser sind die klare Trennung und die erweiterten Angaben für die Bemessung von Flachdecken und Fundamente. Negativ zu betrachten ist der weiterhin große rechnerische Aufwand, der eine rapide händische Kontrolle praktisch unmöglich macht.

Leider muss für gedrungene Fundamente mit $\lambda < 2,0$, der kritische Rundschnitt iterativ ermittelt werden. Für Fundamente ist die Spanne zwischen $v_{Rd,ct}$ und $v_{Rd,max}$ kleiner als früher.

Für Innenstützen ist nach EC2-1-1 $\beta = 1,10$ anzusetzen, dieses hat eine leichte Erhöhung der Durchstanzbewehrung gegenüber der aktuellen Norm DIN 1045-1 zur Folge.

Dauerhaftigkeit:

Die Einordnung der Bauteile in die verschiedenen Expositionsklassen und die Bestimmungen der Betondeckung ist unproblematisch und ähneln der DIN 1045-1.

Biegebemessung:

Bei der Biegebemessung sind keine Unterschiede in den Ergebnissen zwischen DIN 1045-1 und EC2-1-1 festgestellt. Für die Mindestbewehrung treten bei der Berechnung geringe Unterschiede auf, die aber bei der Bewehrungsverlegung nicht maßgebend sind.

Schubbemessung/Querkraft:

Bei einer geringen Querkraft und einer kleinen Längsbewehrung ergeben sich nach EC2-1-1/NA günstigere Werte wegen der Mindestquerkrafttragfähigkeit v_{\min} nach 6.2.2 (1).

Druckglieder:

Der Vergleich mit Nenn-Krümmungs-Verfahren nach EC2-1-1 mit dem Modellstützenverfahren nach DIN 1045-1 mit Betongüte bis C35/45 liefert ohne Kriechen gleiche Werte. Der Nachweis mit den Nenn-Steifigkeiten liefert ähnliche Werte wie der Nachweis mit dem Nenn-Krümmungs-Verfahren.

Rissbreitennachweise:

Beim Nachweis der Mindestbewehrung zur Rissbreitenbeschränkung nach EC2-1-1, 7.3.2 wurde der Beiwert k mit dem Faktor 0,8 reduziert und somit erhalten wir gleiche Ergebnisse von DIN 1045-1 und EC2-1-1 mit Nationalem Anhang. Bei der direkten Berechnung der Rissbreite nach EC2-1-1, 7.2.4 und DIN 1045-1, 11.2.4 sind die Verfahren und Ergebnisse gleich.

7.7.5 Software

Die Softwarehersteller Vogelsang und Dlubal haben die EC2-1-1 komplett installiert. Die von uns untersuchten Programme liefern zuverlässige Ergebnisse bei der unverändert gleich guten Handhabung.

7.7.6 Resümee

Der Eurocode 2 mit nationalem Anhang ist sehr umfangreich und erfordert eine intensive Einarbeitungszeit. Selbst bei normalen Bauvorhaben mit verschiedenen Baustoffen sind für den Massivbau weitere Fachliteraturen wie DAfStb-Heft 600, WU-Richtlinie, Betonkalender, DBV-Merkblätter, bauliche Zulassung etc. erforderlich. Einfacher wird die Arbeit mit EC2-1-1 nicht, da aber die Norm nach Einführung alleinige Gültigkeit hat, ist sie unabdingbar anzuwenden.

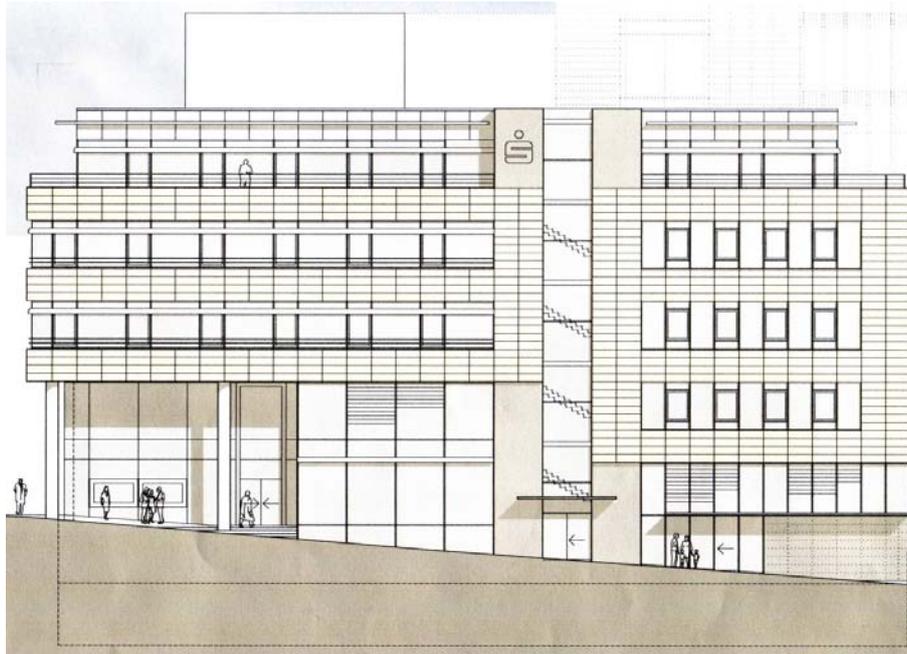
Zusammenfassend ist aus den letzten 3 Jahren Arbeit mit dem Pilotprojekt Eurocode 2 mit Nationalem Anhang zu sagen, dass das Aufstellen der Statischen Berechnung und das Erstellen der Bewehrungspläne aufwändiger werden.

Regensburg, 12.01.2010
Dipl. Ing. (FH) Richard Lerch
Dipl. Ing. (Univ) Marius Tibad

7.8 P8 – BfB Büro für Baukonstruktionen

7.8.1 Allgemeines

Für die Vergleichsrechnungen wurde ein Planungsauftrag aus dem Jahr 2003 ausgewählt. Er beinhaltete die Tragwerksplanung und Objektüberwachung für den Neubau eines 8-geschossigen Büro- und Geschäftsgebäudes in Pforzheim als Erweiterung eines bestehenden Gebäudekomplexes. Der Neubau aus Stahlbeton besitzt Geschossdecken aus punktgestützten Flachdecken sowie teilweise auch Stahlbetondecken mit Unterzügen. Das Raumvolumen des Neubaus beträgt rund 30.500 m³. Die Gründung erfolgt sowohl mit Einzel- als auch mit Streifenfundamenten.



Ansicht Fassade

7.8.2 Übersicht geprüfte Positionen

Aus dem oben beschriebenen Objekt werden Decken, Unterzüge, Stützen und Fundamente nach EC2-1-1 neu bemessen und mit den Ergebnissen nach DIN 1045-1 verglichen. Es wurden Vergleichsrechnungen zu folgenden Nachweisen erstellt:

Biegung mit Längskraft

Die beiden Normen zu Grunde liegenden Spannungs-Dehnungsbeziehungen gleichen sich für Normalbeton bis zur Betongüte C50/60 weitestgehend. Bei der Bemessung ergaben sich daher keine Unterschiede, die Umstellung von der DIN 1045-1 auf EC2-1-1 ist unproblematisch.

Querkraft

Aus den Vergleichsrechnungen der Unterzüge lassen sich nur geringfügige Unterschiede feststellen. Durch den nationalen Anhang werden die Begrenzungen der Druckstrebenneigung an die Werte der DIN 1045-1 angeglichen, so dass der ursprünglich vorhandene Unterschied entfällt. Für die Anwendung der neuen Norm ergeben sich keine größeren Umstellungen.

Durchstanzen Platten und Fundamente

Das Kapitel Durchstanzen bereitete bei der Vergleichsrechnung den größten Aufwand. Zahlreiche im Verlauf der Bearbeitung wieder verworfene Varianten der Bemessungsformeln machten umfangreiche Vergleichsrechnungen erforderlich.

Im Vergleich zur DIN 1045-1 wurde das prinzipielle Vorgehen mit mehreren Bemessungsschritten beibehalten, wobei die einzelnen Nachweise, vor allem die Iteration bei gedruckten Fundamenten, einen erheblich größeren Aufwand bedeuten. Eine Handbemessung wird dadurch kaum noch möglich. Fundamente ohne Durchstanzbewehrung nach DIN 1045-1 ließen sich bei gleichen Abmessungen nach EC2-1-1 zum Teil nicht mehr ohne Durchstanzbewehrung nachweisen. In anderen Fällen erhöht sich die erforderliche Bewehrung deutlich.

Da der nationale Anhang vom Originaltext der Norm abweicht, ist eine Fassung mit eingearbeiteten nationalen Vorgaben wünschenswert. In der Anwendung wird eine umfangreiche Beispielsammlung sicherlich helfen, die doch erheblichen Änderungen zur bestehenden Norm verständlich zu machen.

Druckglieder

Bei beiden Normen kann bei Einhaltung der Grenzschlankheit auf den Nachweis der Auswirkungen der Theorie II. Ordnung verzichtet werden. Wenn die vorhandene Schlankheit über dem Wert der Grenzschlankheit liegt, ist der Einfluss der Theorie II. Ordnung entweder durch vereinfachte Berechnungsverfahren am einzelnen Druckglied oder durch eine nichtlineare Berechnung zu berücksichtigen.

Als vereinfachte Nachweise für Bauteile unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung stehen mit der DIN 1045-1 das Modellstützverfahren und mit dem EC2-1-1 das Verfahren mit Nennsteifigkeit bzw. das Verfahren mit Nennkrümmung zur Verfügung. Allerdings soll auf das Verfahren mit Nennsteifigkeit gemäß Nationalen Anhang für Deutschland verzichtet werden. Das Modellstützenverfahren nach DIN 1045-1 und das Verfahren mit Nennkrümmung sind identisch und unterscheiden sich nur in unterschiedlichen Formeldarstellungen. Somit liefern beide Verfahren übereinstimmende Ergebnisse. Zur Bestimmung der statischen Nutzhöhe wird im EC2-1-1 eine Iteration erforderlich, während in der DIN 1045-1 bei der Bestimmung von d keine Einschränkung auf die Bewehrungsführung gemacht wird.

Verformungen

Sowohl DIN 1045 als auch EC2-1-1 gehen davon aus, dass das Erscheinungsbild und die Gebrauchstauglichkeit einer Platte oder Balkens nicht beeinträchtigt wird, wenn der Durchhang $1/250$ bzw. $1/500$ der Stützweite l nicht überschreitet. Die Grenzwerte der Verformungsbeschränkung bei EC2-1-1 und DIN 1045-1 sind somit identisch. Bei der Begrenzung der Biegeschlankheit nach EC2-1-1 + NA fließt der erforderliche und der vorhandene Bewehrungsgrad des Bauteils mit ein. Ebenfalls findet die Betongüte in Form des Referenzbewehrungsgrades Berücksichtigung. Das statische System geht über dem Faktor K aus der Tabelle 7.14N in die Ermittlung der Biegeschlankheit mit ein. Eine schnelle Überschlagsberechnung von Hand ist dadurch nicht mehr möglich.

Verankerungslängen

Die Berechnung der Verankerungslängen mit den Beiwerten α_1 bis α_6 wird sehr umständlich und aufwändig. Die vereinfachte Alternative mit der Ersatzverankerungslänge liefert vergleichbare Werte wie die DIN 1045-1 und ist ohne großen Aufwand anwendbar.

7.8.3 Bemessungssoftware

Als Bemessungssoftware wurde das Programm InfoGraph getestet. Gegenüber der Handrechnung mit Excel-Tabellen zum Durchstanzen ergaben sich nur geringfügige Unterschiede.

Karlsruhe, 07.01.2010
Dr.-Ing. Markus Hauer

Dipl.-Ing. Hagen Grütze

Dipl.-Ing. Tilo Erban

7.9 P9 – Ingenieurgruppe Bauen

7.9.1 Ziel

Im Rahmen des Forschungsvorhabens Eurocode 2 Hochbau – Pilotprojekte soll für die Einführung des EC2-1-1 (DIN EN 1992-1-1) in Deutschland ein Konzept für die Verbesserung der Normenqualität im Hinblick auf die praktische Umsetzbarkeit und ihre wirtschaftlichen und wettbewerblichen Konsequenzen erarbeitet werden. Grundlage hierfür ist der EN1992-1-1:2005 mit NA Entwurf Dezember 2007 (im Folgenden mit „EC2“ bzw. „NA“ benannt) und die DIN 1045-1:2001 („DIN“).

Im vorliegenden Kurzbericht sollen die Erfahrungen zusammengestellt werden. Die Ergebnisse wurden im Zuge der Bearbeitung bereits übergeben.

7.9.2 Übersicht geprüfte Positionen

Im Rahmen des Pilotprojektes wurde beim Bauvorhaben Gewerbeschule Offenburg nach dem aktuellen EC2-1-1 mit NA an ausgewählten Positionen die Anwendbarkeit und Handhabbarkeit der neuen Bemessungsregeln überprüft. Das ausgewählte Projekt ist der Neubau des ersten Bauabschnittes. Das Gebäude umfasst ca. 23.500 m³ umbauten Raum und hatte Gesamtbaukosten von ca. 9,6 Mio. € (netto). Die Tragwerksplanung wurde im Zeitraum 2004 – 2006 nach der damals gültigen DIN 1045-1 erbracht. Der Umfang der Leistungen entspricht dem Leistungsbild der Leistungsphasen 1 bis 6 und 8 nach § 64 der damals gültigen HOAI. Der wesentliche Teil der Bemessung erfolgte mit dem Programmsystem Sofistik.

Das Gebäude ist eine Gewerbeschule mit Werkstattbereich mit vier Obergeschossen und einer teilweisen Unterkellerung. Die Gründung erfolgte auf Einzel- und Streifenfundamenten. Das Tragwerk ist ein Stahlbetonskelettbau mit weitgespannten Flachdecken auf Einzelstützen und einer komplizierten Abfangung im Erdgeschoss. Als Besonderheit sind die mit Monolitzen vorgespannten Flachdecken mit einer Spannweite von bis zu 8,75 m und vorgespannte Unterzüge zu nennen.

Im Folgenden sind die in den Excel-Tabellen detailliert nachgewiesenen Positionen kurz tabellarisch zusammengestellt:

Thema	Bauteil	Anzahl Positionen	untersuchte Schnitte
Biegung im GZT	Balken	9	39
	Platten	7	83
Querkraft im GZT	Balken	9	85
	Platten	7	76
Verbundfuge	Plattenbalken	9	30
Durchstanzen	Flachdecken	12	12
	Fundamente	15	15
Druckglieder	Stützen	50	74
Durchbiegung	Decken	9	9
	Balken	10	10

433

7.9.3 Erfahrungen bei der Anwendung des EC2-1-1 + NA

Im Folgenden werden – gegliedert nach den Themengebieten – einige Anmerkungen zur Handhabbarkeit des EC2-1-1 mit NA zusammengestellt:

Begriffe

Die vorhandenen Unterschiede in der Definition von Balken, Platte und wandartigem Träger bzw. deren Abgrenzung zueinander erfordern eine erhöhte Aufmerksamkeit, stellen jedoch fachlich keine Schwierigkeit dar.

Dauerhaftigkeit

Die Einordnung der Bauteile in Expositionsclassen ist aufgrund der sehr hohen Übereinstimmung mit der DIN 1045-1 (lediglich die Beispiele weichen ab) unproblematisch. Gleiches gilt für die Bestimmung der Betondeckung.

Biegung mit Längskraft

Bei der Umsetzung der Nachweise von Biegung mit Längskraft für bewehrte Bauteile aus Normalbeton (kein hochfester Beton) unter Ansatz des Parabel-Rechteck-Diagramms haben sich keine Unterschiede zur DIN 1045-1 ergeben.

Querkraft

Die wesentlichen Bemessungsgleichungen für die Querkraft sind im EC2-1-1 mit NA identisch zur DIN 1045-1, wodurch sich auch keine Schwierigkeiten bei der Handhabung ergeben haben.

Durchstanzen

Das Kapitel Durchstanzen hat sich bereits zu Beginn der Bearbeitung als relativ kompliziert dargestellt. Mit zahlreichen Anpassungen und – teils später wieder verworfenen – Änderungsvorschlägen hat dieses Thema einen überproportional großen Anteil der Bearbeitungszeit eingenommen. Der jetzige Stand ist in sich schlüssiger, jedoch ist eine mögliche Handrechnung aufgrund der Komplexität und des hohen Rechenaufwandes (z. B. erforderliche Iteration gedrunghenen Fundamenten) nahezu ausgeschlossen.

Vermutlich wird dieses Kapitel in der Anwendung noch zu vielen Fragen führen. Insgesamt erscheinen die Nachweisgleichungen schwer verständlich, da sich hinter den einzelnen Gleichungen kein durchgängiges mechanisches Modell verbirgt, sondern die Nachweisgleichungen immer wieder mit Korrekturfaktoren an Versuchen kalibriert worden sind. Damit geht das ingenieurmäßige Gefühl für die „richtige“ Bemessung verloren.

Wünschenswert wären hier einfache Gleichungen, deren mechanische Grundlagen an einem durchgängigen und schlüssigen Modell abgeleitet sind und ohne die Verwässerung durch Korrekturfaktoren ausreichend genaue Bemessungen liefern (auch im Hinblick auf die Ausbildung des Nachwuchses).

Verbundfuge

Hier gab es keine Probleme in der Anwendung, die Gleichungen entsprechen dem inzwischen in der DIN 1045-1 (2008) eingeführten Verfahren.

Druckglieder

Die Bemessung nach EC2-1-1 wurde mit dem – bisher in Deutschland nicht eingeführten – Verfahren mit Nennsteifigkeiten durchgeführt. Durch die erforderliche Iteration stellt es für die Handrechnung einen erhöhten Aufwand dar. Das Verfahren ist relativ einfach nachzuvollziehen, lie-

fert aber in der Regel – teils deutlich – höhere erforderliche Bewehrungsmengen als das Modellstützenverfahren. Es ist zu prüfen, ob dieses Verfahren überhaupt in den EC2-1-1 aufgenommen werden muss.

Rissbreiten

Die Unterschiede zum EC2, die zu Beginn einige Fragen aufgeworfen haben, wurden zum Teil durch das NA wieder angeglichen. Ein Richtwert für die abgeminderte Betonzugfestigkeit im frühen Stadium (Hydratation) wird aber auch jetzt nicht konkret genannt.

Durchbiegung

Die Nachweise für die Biegeschlankheitsbegrenzungen nach Kapitel 7.4.2 sind mit angemessenem Aufwand zu führen. Die fehlende Unterscheidung zwischen der Begrenzung des Durchhangs auf $l/250$ (Regelfall) und den erhöhten Anforderungen für $l/500$ wird für die Fälle, in denen es keine erhöhten Anforderungen gibt, möglicherweise zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führen. Den Passus mit der Abminderung nach Gleichung (7.17) ist nicht ganz verständlich.

Bewehrungsregeln

Bei Verankerung und Übergreifung gibt es geringfügige Abweichungen zur DIN 1045-1, die zum Teil durch das NA wieder angeglichen werden sollen. Die Anwendung hat keine Schwierigkeiten bereitet. Die Verankerungslängen stellen im Normalfall in der Praxis keine besonderen Schwierigkeiten dar.

7.9.4 Software

Die zur Verfügung gestellte Software konnte bis zum heutigen Zeitpunkt nur punktuell getestet werden, da im Rahmen des Pilotprojektes die Nachweisgleichungen teilweise geändert wurden und somit die Programmierung der Gleichungen immer parallel mitgeführt werden musste.

Generell ist zu sagen, dass die beiden Programmsysteme Sofistik und Friedrich + Lochner bei der Anwendung keine Unterschiede ergeben haben. Die Umstellung auf den EC2-1-1 vollzieht sich für den Endanwender durch ein einfaches Auswählen einer anderen Bemessungsnorm, ansonsten sind die Programmbedienungen gegenüber der DIN 1045-1 nicht geändert worden.

Unseres Erachtens ist im kommenden Jahr nach Fertigstellung des EC2-1-1 + NA noch eine intensive Testphase mit den dann endgültigen Programmversionen erforderlich.

7.9.5 Feedback

Die Mitarbeit im Pilotprojekt wird von uns insgesamt gesehen als sehr positiv bewertet. Die fachliche Diskussion in der Projektgruppe sowie die Erfahrungen aus den Nachrechnungen konnten auch bei der Tagesarbeit und insbesondere bei dem Übergang zur DIN 1045-1:2008-08 gleich mit eingebracht werden. Fazit: Wir würden beim nächsten Projekt wieder mitmachen.

Wünschenswert wäre eine genauso intensive Begleitung der Normungsarbeit bereits bei der Entstehung des Grundwerkes (d. h. des EC), so dass der Einfluss der Praxiserfahrung stärker am endgültigen Werk spürbar wird.

Karlsruhe, 16. Oktober 2009

Dr.-Ing. Ralf Egner

Dipl.-Ing. Peter Allers

Dipl.-Ing. Katrin Elsner

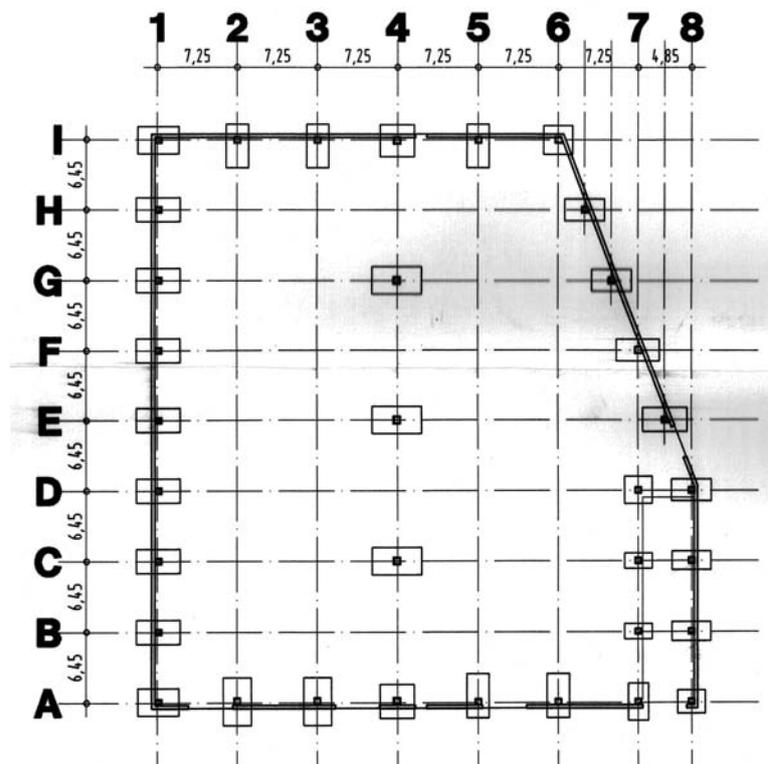
7.10 P11 – Harrer Ingenieure

7.10.1 Allgemeines

Das Forschungsvorhaben „EC2-Pilotprojekt“ wurde initialisiert mit dem Ziel die Handhabung und Verständlichkeit des *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2005* zu bewerten und ggf. zu verbessern und Unterschiede zur DIN 1045-1 herauszuarbeiten. Für dieses Vorhaben wurden 12 Ingenieurbüros beauftragt vorab festgelegte Tragstrukturen anhand des Eurocodes 2 zu untersuchen, mit den Ergebnissen gem. DIN 1045-1 zu vergleichen und die Bewehrungs- und Konstruktionsregeln zu überprüfen.

7.10.2 Das Projekt

Bei dem zu untersuchenden Projekt handelt es sich um eine einstöckige Lagerhalle bei Pfinztal-Kleinsteinbach mit 11,10 m Höhe. Im Grundriss erstreckt sich die Lagerhalle auf 52,4 m x 49,2 m. Die Gestalt des Grundrisses entspricht einem Rechteck mit einer abschrägten Ecke, wodurch sich die Seitenlänge von 47,9 m auf ca. 36,3 m reduziert. In der Lagerhalle sind drei Stützenreihen vorhanden, die als Auflagerung für die 21,75 m langen Spannbettbinder dienen. Infolge des unsymmetrischen Grundrisses durch die einspringende Ecke sind zwei weitere Spannbettbinder mit Längen von ca. 16,9 m und ca. 9,3 m vorhanden. Die Stützen wurden als eingespannte Stützen geplant. Dabei nehmen die Fassadenstützen die kompletten Windlasten auf. Die Gründung der lastabtragenden Bauteile erfolgt auf Einzelfundamenten.



Grundriss der Lagerhalle

Im Rahmen des Pilotprojektes wurden an verschiedenen Bauteilen statische Vergleichsrechnungen nach DIN 1045-1 sowie nach Eurocode 2 durchgeführt. Auf Basis dieser Vergleichsrechnungen wurden die Unterschiede hinsichtlich der Vorgehensweise und des Ergebnisses beider Normen herausgearbeitet. Die Untersuchung umfasste 16 Stützen sowie einen Spannbettbinder.

Die Stützen wurden mit dem Modellstützenverfahren nach DIN 1045-1 und im Vergleich mit dem Verfahren nach Nennsteifigkeiten sowie nach dem Verfahren nach Nennkrümmungen gem. Eurocode 2 bemessen. Des Weiteren wurden Querkraftnachweise nach beiden Normen sowie die Auslenkungen am Stützenkopf ermittelt.

Der Spannbettbinder wurde an drei Stellen nachgewiesen. Der erste Schnitt befindet sich am Auflager bzw. im Abstand d vom Auflager, der zweite Schnitt wurde direkt in Feldmitte geführt und der dritte bzw. maßgebliche Schnitt repräsentiert die Stelle mit der größten Zugkraft.

7.10.3 Stützenbemessung

Der Stützenbemessung lagen 16 quadratische und rechteckige Stützen zugrunde mit einer Betonqualität C35/45. Die Erkenntnisse aus den hierbei durchgeführten Berechnungen werden im Folgenden dargelegt.

Verfahren nach Nennkrümmungen

Nahezu äquivalent zum Verfahren nach dem Modellstützenverfahren nach DIN 1045-1 ist im Eurocode 2 das Verfahren nach Nennkrümmungen enthalten. Die Ergebnisse haben durchweg identische Ergebnisse ergeben.

Verfahren nach Nennsteifigkeiten

Im Zuge der Stützenbemessung nach Eurocode 2 wurde zudem das zu Beginn in Deutschland nicht eingeführte Verfahren nach Nennsteifigkeiten angewandt. Es soll hier vorab erwähnt werden, dass es sich hierbei um ein iteratives Bemessungsverfahren handelt und gegebenenfalls zu großem Aufwand führen kann. Insbesondere bei Handrechnung birgt dieses Verfahren einen drastischen Mehraufwand im Vergleich zum Verfahren nach Nennkrümmungen. Das Ergebnis zeigte hingegen für nahezu alle Stützen sehr ähnliche Ergebnisse wie die nach dem Verfahren mit Nennkrümmungen. Durchweg lagen die erforderlichen Bewehrungsmengen leicht, lediglich bei einer Stütze deutlich, über denen nach dem Verfahren nach Nennsteifigkeiten.

Trotz des größeren Aufwandes ist das Verfahren nach Nennsteifigkeiten leicht verständlich.

7.10.4 Spannbettbinder

Auf eine ausführliche Darlegung der Unterschiede zwischen dem Eurocode 2 und der DIN 1045-1 wird an dieser Stelle verzichtet, die wesentlichsten Punkte sind im Folgenden aufgeführt.

Zeitabhängige Spannkraftverluste

Die Spannkraftverluste sind nach der Berechnung nach Eurocode 2 etwas kleiner. Dies ist unter anderem auf die unterschiedlichen Ansätze bei der Ermittlung des Trocknungsschwindens zurück zu führen, bei der die Berücksichtigung des Zements neu bewertet und der Grundwert des Trocknungsschwinddehnens auf 85 % reduziert wird. Des Weiteren geht die Spannungsänderung infolge Relaxation lediglich mit 80 % in die Berechnung ein.

Nachweise im GZT

Bei der Biegebemessung und bei der Querkraftbemessung sind die Ergebnisse nahezu identisch. Bei der Druckstrebenneigung können infolge unterschiedlicher Neigung der Querbewehrung Abweichungen in der erforderlichen Bewehrung entstehen.

Es wurden zudem die Schubkräfte zwischen Balkensteg und Steg ermittelt und die Nachweise gegen seitliches Ausweichen schlanker Träger geführt. Hierbei waren keine nennenswerten Unterschiede in den Ergebnissen zu verzeichnen.

Nachweise im GZG

Bei den Nachweisen zu der Begrenzung der Betondruckspannung, Betonstahlspannungen und Spannstahlspannung gab es keine Unterschiede. Bei der Begrenzung der Rissbreite führen ebenfalls beide Normen zu gleichen Ergebnissen. Kleine Differenzen traten bei der Ermittlung der Durchbiegung auf, was u. a. auf den unterschiedlichen Ansatz zur Ermittlung des zeitabhängigen E-Moduls zurückzuführen ist.

Bewehrungs- und Konstruktionsregeln

Die Ermittlung der Übergreifungslänge erfolgt beim Eurocode 2 unter Berücksichtigung von 6 α -Werten. Dieses Verfahren ist gegenüber der DIN 1045-1 erheblich aufwendiger geworden. Unterschiede bei der Anwendung und dem Ergebnis traten ebenfalls bei der Ermittlung der Übertragungslänge der Spannstahlbewehrung auf. Dies ist u. a. auf den unterschiedlichen Ansatz zur Ermittlung der Verbundspannung nach Eurocode 2 im Vergleich zur DIN 1045-1 zurückzuführen.

7.10.5 Software

Generell lässt sich sagen, dass die Zusammenarbeit und die Kommunikation mit den Softwarehäusern sehr gut funktionierte. Im Rahmen unseres Pilotprojektes kam das Modul „Rfermo“ von RIB sowie das Modul „FETT Fertigteilträger“ von abacus zur Anwendung. Darüber hinaus hat sich eine weitere Zusammenarbeit mit Friedrich und Lochner ergeben, die mit dem Modul „Spannbettbinder B8“ den Spannbettbinder nachrechneten und die Unterschiede zwischen den händischen und numerischen Ergebnissen aufarbeiteten.

Wir können mitteilen, dass die Handhabung der Software selbsterklärend und gut ist. Die Ergebnisausdrucke könnten jedoch etwas interpretationsfreundlicher gestaltet werden, wodurch die Beurteilung der Ergebnisse vereinfacht werden würden. Letztlich sind das allerdings nur untergeordnete Probleme, die mit steigender Anwendung hinfällig werden. Alle Programme liefen sehr stabil.

7.10.6 Fazit

Zusammenfassend kann erwähnt werden, dass einige Nachweise aufwendiger geworden sind und eine Handrechnung nicht mehr so einfach geführt werden kann wie nach DIN 1045-1. All das ist dem allgemeinen Verständnis jedoch in keinsten Weise abträglich, insofern die Dokumentation des Eurocode 2 verständlich und klar geführt wird.

Hinderlich in seiner Anwendung wird sein, dass der Nationale Anhang NA(DE) in einem separaten Dokument veröffentlicht wird. Hier sollten Überlegungen hinsichtlich eines einzelnen Dokuments aus EC2-1-1 und integriertem NA(DE) angestellt werden.

Karlsruhe, 11.12.2009
Dr.-Ing. Slobodan Kasic

Dr.-Ing. Sascha Schnepf

7.11 P12 – Jäger Ingenieure GmbH

7.11.1 Vorstellung des Projektes

In einer der besten Lagen von Dresden, zwischen Frauenkirche, Hotel HILTON und Johanneum, wurde das Quartier an der Frauenkirche am Dresdener Neumarkt errichtet. Angrenzend an diese Wohn- und Geschäftsbebauung mit zwei Unter-, fünf Ober- und zwei Dachgeschossen befindet sich eine zweigeschossige Tiefgarage mit unregelmäßigem, an die Nachbarbebauung angepasstem Grundriss und Anbindung an die Tiefgarage des Hotels HILTON sowie der Tiefgarage Q-Park. Die Grundrissabmessungen betragen maximal 60 m x 110 m. In der Tiefgarage befinden sich 201 Stellplätze. Die Vergleichsrechnung findet an einem Teilsystem der Decken und der Bodenplatte statt. Die Decken bestehen aus einem trägerrostartigen Mehrfeldsystem aus Halbfertigteilen mit Ortbetoneergänzung. Die Wände sind als Weiße Wanne ausgebildet und sehen zusammen mit den Innenstützen auf einer 70 cm dicken Bodenplatte. Die obere Decke ist mit einem Schwerlastfahrzeug (SLW 60) befahrbar, die anderen Decken und die Bodenplatte mit normalen PKW.

7.11.2 Nachweise

Folgende Vergleichsrechnungen werden an dem Teilsystem in den im folgenden Bild dargestellten Schnitten durchgeführt:

- Biegung, Querkraft, Durchbiegung, Rissbreite der Decken
- Biegung, Querkraft, Durchbiegung, Rissbreite, Verbundfuge der Unterzüge
- Bemessung der Stützen
- Durchstanzen der Bodenplatte

7.11.3 Ergebnisse

Allgemeines

Grundsätzlich besteht durch den Nationalen Anhang mit den erarbeiteten Änderungsvorschlägen eine große Ähnlichkeit zwischen DIN 1045-1 und EC2-1-1. Dazu gehören die Schnittgrößenermittlung, Expositionsklassen, Betondeckung, Baustoffeigenschaften, Biegung, Querkraft, Torsion, Rissbreite, Verformungen und konstruktive Bewehrung. Die Unterschiede in den Nachweisen liegen oft nur in den eigentlichen Nachweisgleichungen oder auch nur Teilen davon. Eine große Umstellung, wie damals von DIN 1045 (7.88) auf DIN 1045-1 (7.01), erfolgt hierbei nicht. Dadurch konnten die meisten Vergleiche durch einfache Änderung der Randbedingungen und Nachweisgleichungen relativ zügig durchgeführt werden. Diese Ähnlichkeit birgt jedoch die Gefahr in sich, dass die eigentlichen Unterschiede zwischen DIN 1045-1 und EC2-1-1 (Platte/Balken, E-Modul, Rauheit von Fugen oder β -Werte beim Durchstanzen) übersehen werden können.

Durchstanzen

Die Nachweise zum Durchstanzen sind jetzt „logischer“. Die Ermittlung der Rundschnitte an Plattenrändern und -ecken sind nun eindeutiger. Problematisch ist die vorgeschlagene Iteration des kritischen Rundschnittes, da dies zum einen eine direkte Überprüfung von Zwischenergebnissen erschwert; zum anderen ist eine Handrechnung kaum noch möglich. Des Weiteren ist, wie auch schon bei der DIN 1045-1, darauf zu achten, dass die Zwischenergebnisse an den unterschiedlichen Rundschnitten nicht durcheinander gebracht werden.

Verankerung

Die Nachweise zur Berechnung der Verankerungslänge sind durch die Einführung der Beiwerte α_1 bis α_6 unübersichtlicher geworden, weil nicht alle Beiwerte miteinander kombiniert werden können.



Bemessungsschnitte in Decke und Unterzügen im vorgesehenen Deckenbereich

7.11.4 Software

Für den Planer hat die Normenumstellung in Bezug auf die Verwendung von Software einen eher geringeren Einfluss. Da das prinzipielle Vorgehen bei der Bemessung nahezu gleich bleibt, ist nur die entsprechende Norm im Programm selbst auszuwählen. Für den Planer ist es allerdings erforderlich, die nötige Kenntnis der neuen Bezeichnungen und Randbedingungen zu erlangen.

7.11.5 Handhabbarkeit des EC2-1-1 mit NA

Der EC2-1-1 hat wie die DIN 1045-1 Lehrbuchcharakter. Das bedeutet, dass bereits die wesentlichsten und wichtigsten Inhalte durch das Lesen der Norm selbst erschlossen werden können. Für Standardaufgaben ist keine weitere Sekundärliteratur notwendig, was einen enormen Vorteil bei der Einarbeitung in die neue Norm hat. Allerdings verliert sich durch den enormen Gültigkeitsbereich (Spannbeton, Hochleistungsbeton und Stabwerkmodelle) oft der Blick für die wesentlichen und grundsätzlichen Dinge in der Norm. Es ist daher sinnvoll, eine Kurzfassung dieser Norm zu erstellen.

Dresden, 21.10.2009
 Dr.-Ing. Sebastian Ortlepp

7.12 S5 – Friedrich + Lochner GmbH

7.12.1 Gute Gründe für eine Projektbeteiligung

Die Firma Friedrich + Lochner GmbH, ist schon viele Jahre Mitglied des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins. Bei der Erarbeitung und Überarbeitung der Beispielsammlung zu DIN 1045-1 begann unsere direkte Zusammenarbeit. Ein weiteres gemeinsames Projekt war die Mitarbeit an der DAfStb- Arbeitsgruppe „Nationales Anwendungsdokument zu DIN EN 1992-1-1“ als Vertreter der Softwarehersteller. Aus den positiven Erfahrungen dieser Projekte war es für uns keine Frage, auch an der Erprobung des deutschen nationalen Anhanges im Rahmen der „Eurocode 2 Hochbau- Pilotprojekte mitzuwirken.

7.12.2 Unsere Zielvorstellung

Friedrich + Lochner (Frilo) hat bereits in den 90-iger Jahren viel Kraft in die Implementierung des damaligen Eurocode 2 gesteckt, welcher letztlich aber nicht im größeren Umfang zur Anwendung kam, sondern zur Erarbeitung einer Nachfolgeversion führte, die für eine Einführung im Jahre 2011 vorgesehen ist. Obwohl der größte Teil der Kundschaft aus Deutschland kommt, war für Frilo als Tochterfirma der international agierenden Nemetschek AG der Blickwinkel von Anfang an nicht nur auf den deutschen nationalen Anhang beschränkt. Frilo hat inzwischen eine nicht unbedeutende Anzahl an Kunden in Österreich, Italien, der Schweiz und Polen und durch die Kooperation mit anderen Gesellschaften der Nemetschek AG, insbesondere SCIA, wird der Fokus in 2010 auch auf Großbritannien, die Beneluxstaaten, Tschechien und die Slowakei erweitert.

Der Schlüssel für ein tieferes Verständnis der Grundlagen des Eurocodes, als auch der deutschen Besonderheiten war und ist in einer aktiven Teilnahme an der Erarbeitung und Erprobung des deutschen nationalen Anhanges zu sehen. Die direkte Zusammenarbeit zwischen Ingenieurbüro und Softwarefirma ist ein zielführender Ansatz miteinander ins Gespräch zu kommen und darüber hinaus eine Verbesserung der Norm als auch der Software zu erreichen.

7.12.3 Arbeit am Projekt

Zu Beginn der Arbeit gab es eine gewisse Skepsis gegenüber dem Ausgangsdokument bezüglich der ursprünglichen Intention des Eurocodes. Es war schwer nachvollziehbar, dass der Grad nationaler Besonderheiten verglichen mit den vorhandenen nationalen Abhängen Österreichs oder Großbritanniens im deutschen Dokument sehr viel höher war. Im Laufe der Arbeit am Projekt wurden aber einige Unterschiede ausgeräumt, andere durch das Ziel der Aufrechterhaltung des Sicherheitsniveaus mit aufwändigen Untersuchungen begründet. Durch das Kennenlernen der unterschiedlichen Interessen der an der Planung, Prüfung und Errichtung eines Bauwerks beteiligten Seiten wuchsen das Verständnis und die Identifikation mit dem letztlich entstandenen Dokument.

Die Zusammenarbeit mit den uns durch das Projekt zugeordneten Ingenieurbüros gestaltete sich unkompliziert und war von einem kollegialen Klima geprägt. Im Laufe der Zeit entstanden auch ganz spontan Gesprächsgruppen, an denen sich interessierte Ingenieurbüros und Softwarefirmen ohne feste Zuordnung beteiligten, so z.B. bei den Vergleichsrechnungen zur Durchbiegung oder beim Thema Spannbeton. Diesen offenen Austausch von Erfahrungen und Erwartungen haben wir als sehr angenehm empfunden.

7.12.4 Das Ergebnis

Mit dem am 06.11.2009 beim Normenausschuss Bemessung und Konstruktion verabschiedeten Nationalen Anhang ist eine ausgereifte und erprobte Norm entstanden, deren geplante bauaufsichtliche Einführung zum 1.1.2011 auch aus der Sicht eines Softwarehauses befürwortet werden kann. Dass damit keine im Sinne ihrer Kritiker „ideale Norm“ entstanden ist, liegt sowohl im

Anspruch und Umfang des Themas als auch in der Notwendigkeit begründet, wegen der europäischen Ausrichtung Kompromisse machen zu müssen.

Für das Erstellen von Software sind wir sowohl an einem Maximum an Informationen als auch an größtmöglicher Übersichtlichkeit interessiert. Deshalb begrüßen wir die geplante Veröffentlichung von DAfStb Heft 600, welches Hintergründe und weiterführende Erläuterungen enthält.

Die geplante Veröffentlichung einer kommentierten Kurzfassung von Eurocode 2 und Nationalen Anhang ist sowohl aus Sicht der Softwarefirma als auch aus der Sicht der Ingenieurbüros sehr wichtig, damit man sich schnell mit den wichtigsten Eigenheiten der Norm vertraut machen kann.

Bei Frilo sind die wesentlichen Umstellungen der Software bezüglich des deutschen nationalen Anhangs in 2009 erfolgt, der ausstehende Rest, z. B. Durchstanzen und Spannbeton, wird bis zum Ende des 1. Quartals 2010 bearbeitet sein. Unsere Kunden in Deutschland mit Software-servicevertrag erhalten den deutschen Eurocode 2 im Rahmen eines Softwareupdates. Die nationalen Anhänge anderer Staaten müssen bei Bedarf zusätzlich erworben werden. Zurzeit verfügbar sind die nationalen Anhänge des Eurocodes für Österreich und Großbritannien, demnächst auch für Italien, Tschechien und Holland.

Zum Schluss seien auch noch ein paar kritische Anmerkungen erlaubt.

Unverständlich war, dass zur Einspruchssitzung noch weit über 200 Einsprüche vor allem seitens der Bauaufsicht der Länder und des DIBt erfolgten, obwohl diese direkt oder indirekt Beteiligte des Pilotprojektes waren. Ebenso unverständlich ist das Unvermögen des DIN, uns die zwischenzeitlich erschienene und für unsere Arbeit wichtige DIN 488 unbürokratisch zur Verfügung zu stellen.

Kritisch beurteilen wir auch die Internetseite des DIN zum Eurocode. Anstatt die Nutzer zu animieren, sich mit dem Thema zu beschäftigen, sind die Seiten als kostenpflichtiger Dienst aufgebaut. Die entsprechenden Internetauftritte von Großbritannien (<http://www.eurocodes.co.uk/>) und Österreich (<http://www.eurocode.at/>) sind dagegen Beispiele mit guter Gestaltung, hohem Informationsgehalt und ohne Zugangsbegrenzung.

7.12.5 Zusammenfassung und Ausblick

Es ist kein Zufall, dass dieser Nationale Anhang zum EC2-1-1 innerhalb der deutschen Material-Eurocodes eine gewisse Vorreiterrolle bei Fertigstellung und Einführung einnimmt. Das durch Dr. Fingerloos in die Arbeit hineingetragene offene und kollegiale Klima und die Zusammenarbeit mit Vertretern aus Theorie, Praxis und Softwarefirmen ist keine Selbstverständlichkeit. Diese Erfahrungen sollten auch andere Arbeitsausschüsse, z. B. für die „heißen Eurocodes“ berücksichtigen. Nach den positiven Erfahrungen des jetzt abgeschlossenen Projektes sind wir auch an einer Weiterführung der konstruktiven Zusammenarbeit mit allen Beteiligten für den nationalen Anhang von DIN EN 1992 1-2 interessiert. Die Weiterentwicklung der Eurocodes ist ein fortschreitender Prozess, an dem wir uns aufgrund unserer positiven Erfahrungen an diesem Projekt gern weiter beteiligen wollen. Die Aktivitäten des Project-Teams und die Aktivitäten zum neuen Model-Code sollten aktiv verfolgt werden und wir möchten anregen, dass dieses Thema bei der Tätigkeit des Normenausschusses Bemessung und Konstruktion stärker als bisher reflektiert wird.

Die Beteiligung der Softwarehersteller bei der Normenarbeit sollte in der Zukunft erhalten bleiben. Qualität, Sicherheit und Bedienbarkeit der Software wird durch eine Zusammenarbeit aller Beteiligten eine positive Entwicklung nehmen. Wir bedanken uns für das Vertrauen und für die Möglichkeit an dem Prozess der Normenausarbeitung mitwirken zu können.

Dresden, 28.12.2009
Dipl.-Ing. Bert Ziems

8 Zusammenfassung

In diesem Abschlussbericht für den Projektzeitraum Mai 2007 bis September 2009 wurden die Übereinstimmungen und Unterschiede zwischen DIN 1045-1 und EC2-1-1 mit NA untersucht und zum Teil mit Vergleichsrechnungen aus den Pilotprojekten verglichen.

Grundsätzlich ist festzustellen, dass bei den untersuchten Themen eine relativ gute Übereinstimmung zwischen DIN 1045-1 und EC2-1-1 durch den Nationalen Anhang mit den erarbeiteten Änderungsvorschlägen, hergestellt werden konnte.

Größere Unterschiede und Anpassungsprobleme ergaben sich insbesondere beim Durchstanzen, weil das Nachweiskonzept des EC2-1-1 sich z. T. sehr stark von DIN 1045-1 unterscheidet. Schwerpunkte der Änderungsvorschläge waren hierbei die Vereinfachung der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung, die Bestimmung der Durchstanzbewehrung in jedem einzelnen Nachweisschnitt und die Kalibrierung der Maximaltragfähigkeit auf den kritischen Rundschnitt.

Die deutschen Übersetzungen des EC2-1-1 und EC2-3 wurden weitgehend überarbeitet und mit Österreich und der Schweiz abgestimmt.

Die Änderungsvorschläge und einige Auslegungen aus den Pilotprojekten wurden in die Einspruchstabelle zum NA aufgenommen und in einer überarbeiteten Synopse von EC2-1-1 mit NA zusammengefasst. Das Einspruchsverfahren mit der Vorbereitung und Durchführung der Einspruchssitzung zum NA am 05. und 06.11.2009 wurde bis zum Ergebnis betreut. Die gesamte Einspruchsliste mit den Ergebnissen der Einspruchssitzung ist in Anhang B des Berichts enthalten.

Die endgültige Synopse EC2+NA:2010-02 zur Druckfreigabe (Anhang C) enthält die Ergebnisse des Forschungsvorhabens und der Diskussion in der Einspruchssitzung sowie die aktuellsten Druckfehlerberichtigungen in der englischen Originalfassung.

Schrifttum

Normen und Regelwerke

- [R1] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau:2005-10.
- [R2] E DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang Deutschland zu DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Entwurf 2007-12.
- [R3] DIN EN 1992-1-2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall:2006-10.
- [R4] DIN EN 1992-2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln:2007-02.
- [R5] DIN EN 1992-3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 3: Silos und Behälterbauwerke aus Beton:2006-11.
- [R6] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion:2001-07 und Berichtigung 2 zu DIN 1045-1:2005-06.
- [R7] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion:2008-08.
- [R8] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1 und DIN 1045-2/A2: Änderung A2:2007-06 und E DIN 1045-2/A3: Änderung A3:2008-01.
- [R9] DIN EN 206-1: Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität:2001-07 und DIN EN 206-1/A1: Änderung A1:2004-10 und DIN EN 206-1/A2: Änderung A2:2005-09.
- [R10] DIN V ENV 1992-1-1: Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau:1992-06.
- [R11] CEB/FIP-Model Code 1990. Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information Nr. 213/214, 1993.
- [R12] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken. Ausgabe März 2003.
- [R13] DIN 488: Betonstahl
 - Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung:2009-08,
 - Teil 2: Betonstabstahl:2009-08,
 - Teil 3: Betonstahl in Ringen, Bewehrungsdraht:2009-08,
 - Teil 4: Betonstahlmatten:2009-08,
 - Teil 5: Gitterträger:2009-08,
 - Teil 6: Übereinstimmungsnachweis:2010-01.
- [R14] DIN 1045: Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung:1988-07.
- [R15] DIN 4227-1: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung:1988-07.

Literatur

- [1] Fingerloos, F.: Neuausgabe DIN 1045-1 - Erläuterungen zu den Änderungen. In: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., DBV-Heft 14: Weiterbildung Tragwerksplaner Massivbau – Brennpunkt Aktuelle Normung. 2007.
- [2] Graubner, C.-A.; Hausmann, G.: Untersuchungen zu DIN 1992-1-1, Abschnitt 3.1.7 (3) - Ansatz Spannungsbereich für die Querschnittsbemessung. Hintergrundpapier EC2-AG. Februar 2006.
- [3] Hegger, J.; Beutel, R.; Häusler, F.: Überprüfung der Regelungen zur Ermittlung des maximalen Durchstanzwiderstandes von schubbewehrten Platten nach EC 2 (prEN 1992-1-1). Abschlussbericht zum DAfStb-Forschungsvorhaben V 437. Institutsbericht 142/2005, RWTH Aachen, Institut für Massivbau, 02.05.2006.
- [4] Hegger, J.; Ricker, M.; Häusler, F.: DAfStb-AG „Nationales Anwendungsdokument zu DIN EN 1992-1-1“, Durchstanzen nach Eurocode 2. Abschlussbericht DIBt-Forschungsvorhaben. Institutsbericht 173/2006, RWTH Aachen, Institut für Massivbau, 27.03.2007.
- [5] Herrmann, H.: Vergleichende Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit nach DIN 1045-1, DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1 mit Entwurf des Nationalen Anhangs. Fachhochschule Potsdam, Fachbereich Bauingenieurwesen, 2007.
- [6] Narayanan, R. S.; Beeby, A.: Designers' guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2. London: Thomas Telford Ltd., 2005.
- [7] Reineck, K.-H.: Zur Festlegung der Druckstrebenfestigkeiten in den Normen DIN EN 1992-1-1 und DIN 1045-1. Bericht für die DAfStb Arbeitsgruppe „Nationales Anwendungsdokument zu EN 1992-1-1“, Stuttgart, 26.03.2007.
- [8] Reineck, K.-H.: Überprüfung des Mindestwertes der Querkrafttragfähigkeit in EN 1992-1-1 - Projekt A3: DIBt Forschungsvorhaben ZP 52-5-7.270-1218/05. Abschlussbericht März 2007.
- [9] Reineck, K.-H.; Kuchma, D.-A.; Fitik, B.: Versuche an Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung unter Gleichlast. Teil 2.2, Abschlussbericht des DAfStb Forschungsvorhabens V 423. ILEK, Universität Stuttgart, 2005.
- [10] Viet Tue, N.; Schenck, G.; Schwarz, J.: Eine kritische Betrachtung des zusätzlichen Sicherheitsbeiwertes für hochfesten Beton. Bauingenieur 82 (2007), Heft 1, Seite 39-46.
- [11] Vogt, N.; Kellner, C.: Überprüfung der konstruktiven Regeln für Gründungen in EN 1992-1-1 im Hinblick auf den Nationalen Anhang. Abschlussbericht DIBt-Forschungsvorhaben ZP 52-5-7.271-1220/06. Technische Universität München, Zentrum Geotechnik, 07.08.2006 und 1. Ergänzung vom 10.10.2006.
- [12] Zilch, K.; Müller, A.: Grundlagen und Anwendungsregeln der Bemessung von Fugen nach EN 1992-1-1. Abschlussbericht DIBt-Forschungsvorhaben. Lehrstuhl für Massivbau, TU München, April 2007.
- [13] Zilch, K.; Müller, A.: Neuausgabe DIN 1045-1 - Erläuterungen zur Bemessung von Verbundfugen. In: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., DBV-Heft 14: Weiterbildung Tragwerksplaner Massivbau – Brennpunkt Aktuelle Normung. 2007.
- [14] Zedler, T.; Stangenberg, F.: Zur Torsionsbemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbalken nach DIN 1045-1. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 1, S. 18-30.
- [15] Kofler, M.; Andreatta, A.: Tragfähigkeit von Einzelstützen nach Eurocode 2 mit besonderem Bezug auf das Verfahren mit Nennsteifigkeiten. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 4, S. 218-225.
- [16] König, G.; Tue, N.; Zink, M.: Hochleistungsbeton. Berlin: Ernst & Sohn, 2001.

- [17] Hegger, J.; Ricker, M.; Ulke, B.; Ziegler, M.: Untersuchungen zum Durchstanzverhalten von Stahlbetonfundamenten. *Beton- und Stahlbetonbau* 101 (2006), S. 233-243.
- [18] Eurocode 2 – Commentary. European Concrete Platform ASBL (ed.). Brussels, June 2008.
- [19] Müller, H. S.; Reinhardt, H.-W.: Beton. In: *Betonkalender 2009/1*. Berlin: Ernst & Sohn.
- [20] Hegger, J.; Siburg, C.; Ricker, M.: Stellungnahme zum Zwischenbericht 2008 für „Eurocode 2 Hochbau (EN 1992-1-1) – Pilotprojekte. Vorabzug 07.05.2009.
- [21] Hegger, J.; Siburg, C.; Ricker, M.: Stellungnahme zum Abschlussbericht 2009 für „Eurocode 2 Hochbau (EN 1992-1-1) – Pilotprojekte. 13.10.2009.
- [22] Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1. Band 1: Hochbau. Hrsg.: DBV. Berlin: Ernst & Sohn, 3. Auflage 2009.
- [23] Hegger, J.; Ricker, M.; Sherif, A.G.: Punching Strength of RC Footings. In: *ACI Structural Journal* 106 (2009), September-October, Nr. 5, S. 706–716.
- [24] Leonhardt, F.: *Vorlesungen über Massivbau – Dritter Teil: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau*. Berlin: Springer-Verlag 1974.
- [25] DBV-Merkblatt „Parkhäuser und Tiefgaragen“. Hrsg.: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., 2. überarbeitete Ausgabe 2010 (*in Vorbereitung*).
- [26] CEB-Bulletin 228: High Performance Concrete – Recommended Extensions to the Model Code 90. Report on the CEB/FIP Working Group on High Strength / High Performance Concrete. July 1995.
- [240] DAFStb-Heft 240: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. Berlin: Beuth-Verlag, 3. überarbeitete Auflage 1991.
- [300] DAFStb-Heft 300: Hinweise zur DIN 1045, Ausgabe Dezember 1978. Erläuterung der Bewehrungsrichtlinien. Berlin: Ernst & Sohn, 1979.
- [425] DAFStb-Heft 425: Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2, Teil 1 (DIN V ENV 1992-1-1, Ausgabe 06.92). Berlin: Beuth-Verlag, 1992.
- [466] DAFStb-Heft 466: *König, G.; Tue, N.*: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. Berlin: Beuth-Verlag, 1996.
- [525] DAFStb-Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045, Ausgabe 2003. Berlin: Beuth-Verlag, und Berichtigung 1 zu DAFStb-Heft 525:2005-05. www.dafstb.de.
- [600] DAFStb-Heft 600: Erläuterungen zu Eurocode 2: DIN EN 1992-1-1, Ausgabe 2010. (*in Vorbereitung*).