

DORTMUNDER MODELL BAUWESEN

ARCHITEKT UND INGENIEUR

Andreas Harling

Maste und Türme aus hochfestem Beton
Wirklichkeitsnahe Erfassung der Rissbildung zylindrischer
Baukörper

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DORTMUND
SCHRIFTENREIHE BETONBAU
Herausgeber: Professor Dr.-Ing. Reinhard Maurer

HEFT 7
2015

Andreas Harling

MASTE UND TÜRME AUS HOCHFESTEM BETON

Wirklichkeitsnahe Erfassung der Rissbildung zylindrischer Baukörper

Die *Schriftenreihe Betonbau* der Technischen Universität Dortmund – Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen umfasst Veröffentlichungen des Lehrstuhls Betonbau in den Bereichen Lehre, Forschung und Praxis.

Herausgeber

Univ. Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer
Lehrstuhl Betonbau
Technische Universität Dortmund
August-Schmidt-Str. 8
44227 Dortmund

Eigenverlag der TU Dortmund, Fachbereich Architektur und Bauingenieurwesen
Heft 7 der Schriftenreihe Betonbau
Druck und Herstellung: Hitzegrad Print Medien & Service

ISSN 1867 – 7886

© 2015 Lehrstuhl Betonbau der Technischen Universität Dortmund – Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen
Alle Rechte vorbehalten

Vorwort des Herausgebers

Türme und Maste ebenso wie Industrieschornsteine stellen anspruchsvolle Ingenieurbauwerke dar. In Ringrichtung werden diese turmartigen Konstruktionen in Betonbauweise vor allem durch indirekte Einwirkungen infolge ungleichmäßigem Schwinden und Sonneneinstrahlung auf Biegezwang beansprucht. Zusätzlich überlagern sich nichtlinear verteilte Eigenspannungen. Häufig führt dies im Schaft zur Bildung von Vertikalrissen. Durch eine geeignet bemessene Ringbewehrung muss diese Vertikalrissbildung so kontrolliert werden, dass die Bewehrung im Rissquerschnitt nicht ins Fließen kommt und die Rissbreiten auf unschädliche Werte begrenzt bleiben. Bei mangelhafter Beherrschung der Vertikalrisse wurden in der Vergangenheit bereits viele Maste durch breite Trennrisse in ihrer Dauerhaftigkeit beeinträchtigt und hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit entscheidend geschwächt.

Bis heute fällt die Bemessung der dafür maßgeblichen Ringbewehrung nach Normen, die auf nicht ausgereiften Grundlagen basieren, teils unsicher, teils unwirtschaftlich aus. Diese konkrete Fragestellung aus der Bemessungspraxis für turmartige Tragwerke greift Herr Harling als Motivation für seine vorgelegte Dissertation auf, um ein zutreffendes Bemessungsmodell basierend auf wirklichkeitsnahen Modellvorstellungen zu entwickeln.

Dabei behandelt er auch die vielfältig angewendeten schlanken Betonmaste aus hochfestem Beton mit kleinem Schaftdurchmesser, die einen speziellen Rissmechanismus aufweisen, der sich von dem üblicher Türme aus normalfestem Beton mit großem Schaftdurchmesser signifikant unterscheidet. Eine Besonderheit der Maste aus hochfestem Beton und kleinem Schaftdurchmesser besteht darin, dass die Ringbewehrung bereits bei sehr kleinen Rissbreiten von ca. 0,1 mm die Fließgrenze erreichen kann. Die übliche Vorankündigung in Form von breiten Rissen, die den kritischen Zustand des Fließens der Bewehrung anzeigt, ist dann nicht mehr gegeben. Dies spielt eine große Rolle bei der Bewertung bestehender Maste mit Vertikalrissbildung hinsichtlich einer möglichen Beeinträchtigung ihrer Dauerhaftigkeit und Tragsicherheit. Darüber hinaus werden für die Herstellung von neuen Masten Grundlagen für die sichere Bemessung der horizontalen Ringbewehrung benötigt.

Der Rissmechanismus und seine Wechselwirkung mit der steifigkeitsabhängigen Größe des Biegezwangs werden von Herrn Harling mit einem wirklichkeitsnahen Berechnungsverfahren auf Grundlage der sogenannten kontinuierlichen Verformungstheorie eingehend untersucht. Als Ergebnis der Arbeit werden sowohl die Grundlagen für eine sichere Bemessung der Ringbewehrung für Neubauten als auch für die Bewertung des Bestands bereitgestellt.

Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer
Juli 2015

MASTE UND TÜRME AUS HOCHFESTEM BETON

Wirklichkeitsnahe Erfassung der Rissbildung zylindrischer Baukörper

Der Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Dortmund
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Andreas Harling

Prüfungskommission:

Vorsitzender:	Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler
1. Gutachter:	Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer
2. Gutachter:	Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell
3. Gutachter:	Prof. Dr.-Ing. habil. Piotr Noakowski

Tag der mündlichen Prüfung: 22. Juli 2015

Dortmund 2015

Kurzfassung

In der Arbeit wird eine neue Methode zur wirklichkeitsnahen Steuerung von Rissen in Masten und Türmen aus Beton angeboten. Diese vertikal verlaufenden Risse entstehen praktisch in allen turmartigen Tragwerken mit geschlossenen Querschnitten. Sie werden durch die geometrische Verhinderung von virtuellen Rotationen aus Temperatur- und Feuchtigkeitsgradienten erzwungen.

Turmartige Bauwerke prägen die heutige Landschaft durch zahlreiche Freileitungsmaste, Mobilfunkmaste, Windenergieanlagen, Schornsteine und repräsentative Fernmeldetürme. Aufgrund der vielfältigen Ausführungen und der großen Anzahl der Standorte ist die Bauart im Ingenieurbau als die zweitwichtigste nach den Brücken anzusehen.

Die Motivation zu dieser Arbeit hat sich aus der langjährigen Beschäftigung des Autors als Tragwerksplaner und Gutachter mit turmartigen Bauwerken ergeben. Bei den Aufgaben geht es häufig um die Einstufung der Risse hinsichtlich ihrer Ursache und der Konsequenzen für die Tragfähigkeit des Turmes. Eine ungenügende Ringbewehrung kann zu extremen vertikalen Trennrissen führen, die dann aufgrund fehlenden Schubwiderstands die Windtragfähigkeit des Schaftes mindern. Diese Gefahr wird in der zurzeit gültigen Normung nicht immer erkannt. Das Defizit ist in der ungenügenden Erfassung der Einwirkungen, mangelhaften Bemessungsmethoden und falschen Regelungen zur Mindestbewehrung erkennbar.

Der Zwang in Ringrichtung der Mast- und Turmschäfte wird durch Dehnungsdifferenzen über die Wanddicke aktiviert, die durch die Einwirkungen - Feuchtigkeits- oder Temperaturdifferenz - zustande kommen. Die durch Verhinderung der Verdrehung aktivierten Rückstellmomente bewirken Zugspannungen an der kälteren und trockeneren Wandseite. Hinsichtlich der Größe der Einwirkung wird in der Arbeit erstmals zwischen den maximalen und den permanenten Werten unterschieden. Die Maximallast als singuläres Ereignis bestimmt die Anzahl der sich bildenden Vertikalrisse. Für das Rissmoment ist die Stahlspannung der Horizontalbewehrung nachzuweisen. Für die wesentlich geringere permanente Last ist die Rissbreite zu beschränken, von der die Dichtigkeit hinsichtlich des Wassereindrangs und die Stahlkorrosion abhängen.

Für die wirklichkeitsnahe Erfassung des Verhaltens der Maste und Türme ist ein Programm auf Basis der Kontinuierlichen-Verformungs-Theorie (KVT) erstellt worden. Hiermit kann die Momenten-Krümmungs-Beziehung für beliebige Ringquerschnitte berechnet werden. Der Bereich der Rissbildung wird hierbei nicht wie üblich als horizontal verlaufend angesetzt sondern als sägezahnförmig mit schlagartigen Entlastungen nach jeder Rissbildung. Die Anzahl der Risse definiert dabei die für den gerissenen Querschnitt maßgebliche Wiederbelastungskurve, die eine Abnahme der Sekantensteifigkeit bei steigender Belastung ergibt.

Wie unterschiedlich der Verlauf der Momenten-Krümmungs-Beziehung für verschiedene Bauwerkstypen ist, wird anhand des Vergleichs von großen Türmen (z. B. Industrieschornsteine oder Fernsehtürme) mit Masten (z. B. Funkmaste oder Freileitungsmaste) erläutert. Die Schäfte von Türmen und Masten unterscheiden sich in allen Kriterien: Ringdurchmesser, Wanddicke, Stabdurchmesser, Betondeckung und Betonfestigkeit. Dieses äußert sich im stark unterschiedlichen Rissverhalten: An den für den konventionellen Betonbau stehenden Türmen bilden sich viele Risse, wobei die übliche Rissbreiten von 0,3 mm als unkritisch anzusehen ist. Bei den kleineren Masten aus hochfestem Beton hingegen kann schon der einzelne Riss mit geringer Breite von 0,1 mm das Fließen oder sogar Reißen der Bewehrung ohne Vorankündigung bedeuten. Die Ursache des besonderen Verhaltens der Maste ist das Zusammenwirken des hochfesten Betons mit den sehr dünnen Bewehrungsstäben.

Die entwickelte Rechenmethode wurde abschließend durch ihre Anwendung bei einigen praktischen bemessungs- und schadensorientierten Aufgaben erläutert sowie mit einigen gängigen Rissnachweisverfahren verglichen und zur Bewertung der bestehenden Normenregelungen herangezogen.

Vorwort des Autos

Die vorliegende Arbeit entstand auf Basis des Erfahrungsschatzes aus meiner fast 20 jährigen Tätigkeit im Gutachterbüro Exponent (vormals FaAA). Mein erster Dank gilt daher meinem ehemaligen Dozenten, späteren Chef und langjährigen Freund Prof. Dr.-Ing. habil. Piotr Noakowski, der mein Interesse an turmartigen Bauwerken durch seine Vorlesungen geweckt hat und mich in meiner beruflichen Tätigkeit stets unterstützte und die für die Entstehung dieser Arbeit notwendigen Grundlagen lehrte.

Ebenso herzlich danke ich Herrn Univ.-Prof. Dr. Ing. Reinhard Maurer und seinem Team des Lehrstuhls Betonbau, namentlich Frau Dr.-Ing. Agnieszka Kolodziejcyk, Herr Dr.-Ing. Halil Kiziltan und Herr Dipl.-Ing. Phillip Gleich für die vielen anregenden Diskussionsrunden, häufig bis spät in den Abend, bei den Besprechungen dieser Arbeit. Ein besonderer Dank gilt hierbei Dr.-Ing. Agnieszka Kolodziejcyk für die Hilfe bei den vielen abschließenden Formalitäten.

Unseren langjährigen Partnern bei der Fa. Exponent, vor allem den Firmen Vodafone und DFMG, danke ich für das Vertrauen und die gute Kooperation bei der Bearbeitung der vielen Gutachten an Masten und Türmen, die die Grundlage für diese Praxis-orientierte Arbeit darstellen.

Ich bedanke mich ebenfalls bei den Kolleginnen und Kollegen der Fa. Exponent für die gute Zusammenarbeit, viele anregende Diskussionen und aufmunternden Worte.

Mein besonderer Dank gilt meiner Familie, vor Allen meiner Frau Tanja und meinem Sohn Julius für den Rückhalt, die Unterstützung und für ihr Verständnis in den zurückliegenden Jahren.

Werne, August 2015

Andreas Harling

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINLEITUNG	2
1.1	Veranlassung	2
1.2	Zielsetzung und Inhalt.....	2
2	STAND DER TECHNIK	4
2.1	Einsatzbereiche	4
2.1.1	Motivation.....	4
2.1.2	Vorbemerkung	4
2.1.2.1	Definition	4
2.1.2.2	Differenzierung	4
2.1.3	Herstellung Schleuderbetonmaste	6
2.1.4	Antennenträgerbau	8
2.1.4.1	A-Netz	8
2.1.4.2	B-Netz	9
2.1.4.3	C-Netz	9
2.1.4.4	D-Netz	10
2.1.4.5	E-Netz	12
2.1.4.6	UMTS-Netz.....	13
2.1.4.7	LTE-Netz	15
2.1.4.8	Sonstige Funknetze.....	15
2.1.4.9	Fernsehen und Radio	16
2.1.4.10	Insgesamt.....	16
2.1.5	Windenergieanlagen	17
2.1.6	Schornsteine	17
2.1.7	Sonstige Einsatzmöglichkeiten	17
2.1.8	Fazit	18
2.2	Konstruktion	19
2.2.1	Motivation.....	19
2.2.2	Entwicklung.....	19
2.2.2.1	Betonmast Freileitungsbau (1965)	19
2.2.2.2	Betonmast C-Netz (1968).....	19
2.2.2.3	Betonmast D-Netz (1995).....	19
2.2.2.4	Betonturm Richtfunksammler D-Netz (1996).....	20
2.2.2.5	Betonschornstein (1979)	20
2.2.2.6	Fernsehturm Düsseldorf (1982).....	20
2.2.3	Gründung.....	21

2.2.4	Schaft.....	22
2.2.4.1	Material.....	22
2.2.4.2	Schlaff bewehrte Schleuderbetonsegmente.....	23
2.2.4.3	Werkseitig vorgespannte Schleuderbetonsegmente.....	23
2.2.4.4	Bauseits vorgespannte, gerüttelte Betonsegmente.....	23
2.2.4.5	Ortbetonschaft.....	24
2.2.5	Fazit.....	24
2.3	Beanspruchung.....	25
2.3.1	Motivation.....	25
2.3.2	Gefüge.....	25
2.3.3	Chemische Prozesse.....	26
2.3.4	Temperatur.....	27
2.3.5	Feuchtigkeit.....	28
2.3.6	Überlagerung.....	28
2.3.7	Fazit.....	29
2.4	Schäden.....	30
2.4.1	Motivation.....	30
2.4.2	Freileitungsmaste generell.....	30
2.4.3	Mobilfunkmaste generell.....	33
2.4.4	Funkmast Ulm.....	35
2.4.5	Mobilfunkmast Hennef.....	36
2.4.6	Mobilfunkmast Hersbruck.....	37
2.4.7	Schornstein Monticello, USA.....	38
2.4.8	Fazit.....	40
2.5	Normung.....	41
2.5.1	Motivation.....	41
2.5.2	Festlegungen zur Mindestbewehrung.....	41
2.5.2.1	Normung Betonmaste.....	41
2.5.2.1.1	1953 - 1976.....	41
2.5.2.1.2	1976 - 1989.....	41
2.5.2.1.3	1985.....	41
2.5.2.1.4	1989 - 2012.....	42
2.5.2.1.5	ab Mitte 2012.....	43
2.5.2.2	Normung Türme / Schornsteine.....	43
2.5.2.2.1	1969 - 1984.....	43
2.5.2.2.2	1984 - 2012.....	44
2.5.2.2.3	ab Mitte 2012.....	44
2.5.3	Beschränkung der Rissbreite.....	44
2.5.3.1	DIN EN 13084 [25, 26].....	45
2.5.3.2	DIN EN 1992-1-1 [20].....	45
2.5.3.3	DIN EN 1992-1-1 NA [21].....	47
2.5.4	Fazit.....	49

3	ANALYSE DES RISSVERHALTENS	52
3.1	Beanspruchung und Reaktion.....	52
3.1.1	Motivation.....	52
3.1.2	Beanspruchung.....	52
3.1.2.1	Temperatur und Dehnung / Stauchung	52
3.1.2.1.1	Quasi ständige Temperaturdifferenzen	52
3.1.2.1.2	Maximale Temperaturdifferenzen.....	54
3.1.2.1.3	Verlauf der Temperaturdifferenz über die Wanddicke.....	55
3.1.2.1.4	Temperaturdifferenz gemäß Norm	58
3.1.2.1.5	Abfließende Hydratationswärme	59
3.1.2.2	Feuchtigkeit und Schwinden / Quellen	61
3.1.2.2.1	Frühschwinden.....	61
3.1.2.2.2	Chemisches Schwinden (autogenes Schwinden)	61
3.1.2.2.3	Carbonatisierungsschwinden	62
3.1.2.2.4	Trocknungsschwinden	62
3.1.2.3	Überlagerung.....	65
3.1.2.4	Rechnerische Erfassung	66
3.1.3	Rückstellmomente	67
3.1.4	Ringzugspannungen	68
3.1.5	Fazit	68
3.2	Materialverhalten	70
3.2.1	Motivation.....	70
3.2.2	Betonzugfestigkeit.....	70
3.2.2.1	Berechnungsansatz EC2.....	70
3.2.2.2	Berechnungsansatz DIN EN 13084.....	72
3.2.3	Verbund	74
3.2.3.1	Verbundverhalten	75
3.2.3.2	Einflüsse.....	76
3.2.3.3	Verbundgesetze allgemein	77
3.2.3.4	Verbundgesetz Schleuderbetonmast	79
3.2.3.4.1	Variation der Einflussgrößen.....	80
3.2.3.4.2	Ansatz für die Krümmungsberücksichtigung	82
3.2.4	Fazit	82
3.3	Krümmungsabhängiges Verbundgesetz.....	83
3.3.1	Motivation.....	83
3.3.2	Verfahren	83
3.3.2.1	Allgemein.....	83
3.3.2.2	Numerisches Verfahren.....	84
3.3.2.3	Geschlossenes Verfahren	84
3.3.3	Ermittlung der Verbundspannung infolge der Krümmungspressung mittels Reibungsansatz.....	85
3.3.3.1	Vorgehen.....	85
3.3.3.2	Numerisches Verfahren.....	86
3.3.3.3	Auswirkung der Krümmungspressung bei Variation der Betonfestigkeitsklassen und Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrung	87
3.3.3.4	Auswirkung der Krümmungspressung bei Variation des Mastdurchmessers.....	88
3.3.3.5	Auswertung	89

3.3.4	Ermittlung der Verbundspannung infolge der Krümmungspressung über faktorisierte Verbundgesetze – numerisches Verfahren	89
3.3.4.1	Vorgehen	89
3.3.4.2	Numerisches Verfahren	90
3.3.4.3	Faktor f_{NK}	91
3.3.4.3.1	Korrekturfaktor KF1 für die Stahlprofilierung	91
3.3.4.3.2	Korrekturfaktor KF2 für die Betondruckfestigkeit	91
3.3.4.4	Auswertungen	92
3.3.5	Ermittlung der Krümmungspressung über faktorisierte Verbundgesetze – geschlossenes Verfahren	93
3.3.5.1	Vorgehen	93
3.3.5.2	Geschlossenes Verfahren	93
3.3.5.2.1	Verbundgleichung	93
3.3.5.2.2	Auflösung	94
3.3.6	Verifizierung	96
3.3.6.1	Vorgehen	96
3.3.6.2	Vergleichsquerschnitte und -belastungen	96
3.3.6.3	Vergleichsmaterialien	96
3.3.6.4	Vergleich	97
3.3.7	Fazit	100
3.4	Querschnittswerte und Spannungen	101
3.4.1	Motivation	101
3.4.2	Querschnittswerte	101
3.4.2.1	Allgemein	101
3.4.2.2	Betonmast, -turm	103
3.4.3	Spannungen	103
3.4.4	Berücksichtigung des Kriechens	104
3.4.5	Fazit	104
3.5	Risseinleitungslänge und Rissbreite	105
3.5.1	Motivation	105
3.5.2	Bestimmungsgleichungen	105
3.5.3	Vergleich gerader und gekrümmter Stab	107
3.5.4	Fazit	108
3.6	Steifigkeit und Momenten-Krümmungs-Beziehung	109
3.6.1	Motivation	109
3.6.2	Kontinuierliche-Verformungs-Theorie (KVT)	109
3.6.2.1	Allgemein	109
3.6.2.2	Betonmast	111
3.6.2.3	Betonturm	111
3.6.2.4	Zusammenfassung und Ausblick	113
3.6.3	Rechnerische Erfassung	114
3.6.4	Fazit	115

3.7 Verfahren	116
3.7.1 Motivation.....	116
3.7.2 Eingabematrix	116
3.7.2.1 Geometrische Parameter und Material.....	116
3.7.2.2 Maßgebende Temperatureinwirkung.....	117
3.7.3 Algorithmus	119
3.7.4 Ausgabe.....	121
3.7.5 Fazit	122
3.8 Verifizierung des Rechenmodells durch Nachrechnung von Versuchen	123
3.8.1 Motivation.....	123
3.8.2 Versuche von Schlaich / Schäfer / Hock [52]	123
3.8.2.1 Versuchsbeschreibung und -ergebnisse	123
3.8.2.2 Nachberechnung	125
3.8.2.2.1 Anpassung Betonzugfestigkeit.....	125
3.8.2.2.2 Rissanzahl.....	125
3.8.2.2.3 Temperaturdifferenzen.....	125
3.8.2.2.4 Einordnung der Ergebnisse.....	126
3.8.3 Fazit	128
4 STUDIEN ZUR RELEVANZ UND BEMESSUNG	130
4.1 Relevanz der Entlastungs- und Wiederbelastungskurve	130
4.1.1 Motivation.....	130
4.1.2 Theoretischer Hintergrund	130
4.1.3 Auswirkung der Mastmerkmale auf das Zwangsmoment M	135
4.1.3.1 Variation der Mastdurchmesser.....	135
4.1.3.2 Variation der Betonfestigkeit.....	138
4.1.4 Vergleich Mast / Turm	140
4.1.5 Fazit	145
4.2 Relevanz der Rissanzahl	146
4.2.1 Motivation.....	146
4.2.2 Anzahl der zu erwartenden Risse	146
4.2.2.1 Erstrissbildung und abgeschlossene Rissbildung	146
4.2.2.2 Rissanzahl.....	147
4.2.3 Erstrisstemperatur.....	150
4.2.3.1 Geometrischer Faktor.....	151
4.2.3.2 Materialfaktor.....	153
4.2.3.3 Gesamt.....	154
4.2.4 Auswirkungen auf die Rissbreite.....	155
4.2.4.1 Studie	155
4.2.4.2 Variation der Betonfestigkeit.....	156
4.2.4.3 Variation des Schaftdurchmessers.....	158
4.2.4.4 Schlussfolgerungen.....	158
4.2.5 Fazit	160

4.3 Relevanz der Zugfestigkeit	161
4.3.1 Motivation.....	161
4.3.2 Streuung	162
4.3.2.1 Normalverteilung des Streuungsbeiwerts.....	162
4.3.2.2 Erfassung der Streuung	163
4.3.3 Einfluss der Zugfestigkeit auf die Momenten-Krümmungs-Beziehung.....	167
4.3.3.1 Normale Temperaturdifferenzen.....	167
4.3.3.2 Hohe Temperaturdifferenzen.....	171
4.3.4 Fazit	176
4.4 Relevanz der Krümmungspressung	177
4.4.1 Motivation.....	177
4.4.2 Momenten-Krümmungs-Beziehung	177
4.4.2.1 Variation	177
4.4.2.2 M-K-Beziehung.....	178
4.4.3 Einfluss auf die Rissbreite.....	180
4.4.3.1 Variation	180
4.4.3.2 Rissbreiten	181
4.4.4 Fazit	181
4.5 Anwendung zur Bemessung	182
4.5.1 Motivation.....	182
4.5.2 Variationen.....	182
4.5.3 Bemessungsdiagramme Stahlspannung und Rissbreite.....	183
4.5.4 Stababstand & Bewehrungsgrad	189
4.5.5 Fazit	194
4.6 Vergleich der verschiedenen Verfahren für die direkte Berechnung der Rissbreite.....	195
4.6.1 Motivation.....	195
4.6.2 Berechnungsansätze	195
4.6.2.1 Normung.....	195
4.6.2.2 Eigener Ansatz	195
4.6.3 Studie zu Rissbreiten für Maste	197
4.6.3.1 Variation	197
4.6.3.2 Ergebnisse	198
4.6.3.3 Auswertung	201
4.6.4 Studie zu Rissbreiten für Türme.....	203
4.6.4.1 Variation	203
4.6.4.2 Ergebnisse	204
4.6.4.3 Auswertung	206
4.6.5 Fazit	207

4.7 Anwendung bei der Bewertung bestehender Bauwerke.....	208
4.7.1 Motivation.....	208
4.7.2 Fall 1 – Mobilfunkmast Eifa	208
4.7.3 Fall 2 – Funkmast Ulm	211
4.7.4 Fall 3 – Fernmeldeturm Wesel	216
4.7.5 Fazit	222
5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	224
5.1 Zusammenfassung.....	224
5.2 Ausblick.....	226

LITERATURVERZEICHNIS

ANHANG

LEBENS LAUF

1 EINLEITUNG

1.1 Veranlassung

Durch das Reißen des Betons wird die Stahlbewehrung aktiviert. Dieses Verhalten ist für normale Stahlbetontragwerke ausgiebig analysiert worden und hat zu allgemein gültigen Formeln für die Rissmerkmale wie Rissbreite, zugehörige Stahlspannung, Anzahl der Risse etc. geführt.

Kleine, schlanke Betonmaste sind mit großen Türmen (Fernsehturm, Kraftwerksschornstein), die für den konventionellen Stahlbetonbau stehen, aus den folgenden Gründen jedoch nicht vergleichbar:

- Höhere Betonfestigkeit – C80/95 statt C25/30
=> besserer Verbund durch steiferen Formschluss zwischen Beton und gerippter Bewehrung
- Dünne Horizontalbewehrung – $\phi = 4\text{mm}$ statt $\phi = 12\text{mm}$
=> besserer Verbund durch im Verhältnis größere Stahloberfläche
- Ausgeprägte Krümmung – $1/r = 4$ ($r = 0,25\text{m}$) statt $1/r = 0,2$ ($r = 5,0\text{m}$)
=> besserer Verbund durch Krümmungspressung

Die genannten Merkmale führen zu einem eigenständigen Rissverhalten von Betonmasten. So erreicht der Stahl schon bei sehr geringen Rissbreiten seine Fließgrenze, die im Normalbeton übliche Vorankündigung (Erstrissbildung mit moderater Stahlspannung und breitere Risse erst bei Erreichen der Fließgrenze) existiert nicht. Daher können bereits sehr feine Risse ($w < 0,1\text{ mm}$), die in den hohlen Baukörpern häufig infolge Zwangsbeanspruchungen entstehen, eine Schwächung der Konstruktion bedeuten. Breite Trennrisse $w > 0,3\text{ mm}$, die z.B. Folge von Ettringittreiben sind, gefährden die Standsicherheit.

In der Praxis besteht erheblicher Bedarf hinsichtlich der Ursachenanalyse und Bewertung von Rissen an bestehenden Bauwerken sowie der sicheren Bewehrung neuer Maste und Türme, da sich in der Literatur keine Publikationen finden, die sich ausgiebig mit den Besonderheiten der Vertikalrissbildung dieser Sondertragwerke befassen.

1.2 Zielsetzung und Inhalt

Das Ziel der vorliegenden Dissertation ist daher die wirklichkeitsnahe Erfassung des Vertikalrissverhaltens der Betonmaste und -türme. Bei den Mechanismen, die zur Rissbildung führen, sind äußere Einwirkungen (Wind, Feuchtigkeits-, Temperaturunterschiede) und innere Einwirkungen (z.B. Schwindbehinderung durch hohen Stahlanteil) zu unterscheiden. Demzufolge können Risse infolge der statischen Beanspruchung und der Zwangsbeanspruchung entstehen.

Nachfolgend soll die Thematik daher erstmals unter der Berücksichtigung von allen Besonderheiten und Ausführungsvarianten turmartiger Betonbauwerke beschrieben, analysiert und berechnet werden. Hierzu wird ein geeignetes Bemessungsverfahren zur Begrenzung der Rissbreiten und der resultierenden Stahlspannungen entwickelt. Dabei erfolgt insbesondere der Vergleich zwischen dem unterschiedlichen Verhalten der Maste und der Türme.

Das Sondertragwerk „Betonmast“ wird im Kapitel 2 zunächst umfassend dargestellt und die Unterschiede zu den großen Türmen werden erläutert. Neben den verschiedenen Ausführungsvarianten bzgl. Herstellung, Größe und Bewehrung werden die Einsatzmöglichkeiten im Rahmen eines historischen Abrisses beschrieben. Abschließend werden die maßgebenden Einwirkungen, die Entwicklung der Normung und typische Schadensfälle analysiert.

Im Kapitel 3 wird das Zusammenwirken der Wendelbewehrung mit hochfestem Beton mit dem Ziel der wirklichkeitsnahen Erfassung des Rissverhaltens analysiert. Das im Vergleich zum normalen Stahlbeton besondere Verhalten der gekrümmten, dünnen Bewehrung und des hochfesten Betons wird durch die Berücksichtigung des besonderen Verbunds auf Basis der KVT (Kontinuierliche Verformungs-Theorie) erfasst. Die Verifizierung erfolgt anhand der Nachrechnung von Versuchsergebnissen.

Anhand des entwickelten Verfahrens wird das Vertikalrissverhalten im Kapitel 4 umfassend untersucht. Neben der Wichtung der Einflussgrößen (z. B. Zugfestigkeit des Betons) hinsichtlich der Auswirkung auf die Rissbreite und Stahlspannung wird die Momenten-Krümmungs-Beziehung für die Ringquerschnitte analysiert. Hierbei wird insbesondere das üblicherweise vernachlässigte Bauteilverhalten der Entlastung beim Reißen des Betons wirklichkeitsnah erfasst. Zudem wird im Verbindung mit dem neu entwickelten Konzept zur Begrenzung der Rissbreite infolge Zwangsbeanspruchung erstmals hinsichtlich maximaler Beanspruchung (maßgebend für die Stahlspannung) und quasi ständiger Beanspruchung (maßgebend für die Rissbreite) unterschieden. Abschließend wird das neu entwickelte Bemessungsverfahren mit den derzeitigen Normvorgaben im Hinblick auf die Berechnung der Rissbreite verglichen.

2 STAND DER TECHNIK

2.1 Einsatzbereiche

2.1.1 Motivation

In diesem Kapitel werden die Grundzüge der Bauarten Betonmast und -turm sowie ihre historische Entwicklung dargestellt.

2.1.2 Vorbemerkung

2.1.2.1 Definition

Verbindliche Festlegungen der Unterscheidungsmerkmale der Bauwerke Mast und Turm sind in der Literatur nicht zu finden. Einzig der Entwurf der DIN EN 1993-3-1 „Türme und Maste“ [22] definiert den Turm als freistehenden Kragarm und den Mast als durch Seile abgespanntes Bauwerk. Allgemein durchgesetzt hat sich jedoch ein anderes Unterscheidungsmerkmal, das im Folgenden angewendet werden soll:

MAST

Freistehendes oder abgespanntes Bauwerk ohne bzw. mit ausschließlich außen am Schaft montierter Leiter.

TURM

Freistehendes oder abgespanntes Bauwerk mit im Schaft montierter Leiter, Treppe oder Beförderungseinrichtung. Zusätzliche Außenleitern sind möglich.

Diese Differenzierung bedingt, dass Türme mit einem Außendurchmesser von mindestens 1,5 m ausgebildet werden müssen, um ausreichend Raum für die Innenbegehung zu ermöglichen. Die Gruppe der Türme umfasst demnach die großen Bauwerke ab ca. 60 m Höhe. Maste hingegen können in nahezu beliebiger Höhe erstellt werden, wobei die Mindesthöhe für die Einstufung als Mast im Allgemeinen mit 10 m definiert wird.

2.1.2.2 Differenzierung

BETONMASTE AUS FERTIGTEILEN

Schleuderbetonmasten werden in zylindrischen bzw. konischen Stahlschalungen hergestellt, die in der Regel aus zwei Halbschalen bestehen. Nach Einbau des Bewehrungskorbes und Einfüllen der definierten Betonmenge in die eine Schalungshälfte wird der zweite Teil aufgesetzt und verschraubt. Durch das Schleudern (ca. 600 U/min) entsteht eine Zentrifugalkraft, die den Beton mit bis zu 20-facher Erdbeschleunigung nach außen drückt. Dadurch entsteht ein rohrförmiges Gebilde mit hoch verdichteter Wand. Zur Aushärtung wird der frische Baukörper in einer Trocknungskammer zwischengelagert.

BETONTÜRME AUS FERTIGTEILEN

Für Türme mit Durchmessern über 2,0 m wird das Schleuderverfahren nicht mehr angewendet. Dieses ist in den großen benötigten Zentrifugalkräften und, hinsichtlich der Gewichtsbeschränkung, in allzu kurzen Segmenten begründet. Die Segmente für größere Bauwerke werden daher im Rüttelverfahren hergestellt. Im Gegensatz zum Schleuderverfahren besteht die Schalung aus einer Innen- und Außenhaut. Die mit Beton gefüllte Schalung steht auf dem Rütteltisch. Durch die Bewegung des Rütteltisches wird der Beton der zwischen 2,5 und 10 m langen Segmente mit Durchmessern bis zu 3,5 m hoch verdichtet.

Gerade für Windenergieanlagen werden auch Fertigteiltürme mit sehr großer Höhe und dadurch bedingt großem Durchmesser im Fußbereich hergestellt. Transportbedingt ist es daher erforderlich, die einzelnen Segmente aus mehreren Ringabschnitten auf der Baustelle zusammenzufügen.

BETONTÜRME AUS ORTBETON

Sehr große Bauwerke mit einer Höhe von bis zu 300 m (Fernsehtürme oder Kraftwerkschornsteine) werden auf der Baustelle betoniert. Für die Errichtung des Schafes ist hierbei die Verwendung einer Gleitschalung oder einer Kletterschalung möglich.

2.1.3 Herstellung Schleuderbetonmaste

Schleuderbetonmasten werden in Deutschland seit über 100 Jahren produziert, in der Anfangszeit ausschließlich für den Freileitungsbau. Die Grundidee stammt von der Firma Otto & Schlösser aus Meißen, Sachsen. Die Baufirma war gleichzeitig Besitzerin des Elektrizitätswerks der Stadt Meißen und daher mit der Problematik der schnell faulenden Holzmaste und rostenden Stahlmaste in den Anfängen des Freileitungsbaus (Überlandleitungen für das Stromnetz) vertraut. In dem 1932 im Verlag von R. Oldenburg erschienen Buch „Freileitungsbau mit Schleuderbetonmasten“ wird dazu berichtet: „Versuche überzeugten davon, dass die Fabrikation von Betonmasten nur im Wege der Rotation geschehen konnte, weil die Betonsäulen in irgendeiner Form mittels Eisens armiert werden müssten und diese Eiseneinlagen in keiner Weise besser mit Beton zu umschließen seien als mit Hilfe von Rotationsmaschinen.“

Am 14. September 1908 wurde der Firma Otto & Schlösser das Patent für eine „Schleuderbetonmaschine zur Herstellung von Rohren aus Zement in zwischen Rollen gelagerten, geteilten, röhrenförmigen Schleuderformen“ erteilt. Im gleichen Jahr errichtete Otto & Schlösser bei Meißen ein eigenes Werk zur Herstellung von Schleuderbetonmasten.

Nach der Errichtung der ersten Freileitungsnetze mit Schleuderbetonmasten in Oschatz und Bad Kössen setzte sich die Bauart in Deutschland schnell durch. Bis 1911 waren bereits 2.000 Maste gefertigt worden, bis zum ersten Weltkrieg 20.000. Etwa zur gleichen Zeit entwickelte gegossene Betonmaste mit Vollquerschnitt konnten sich gegen die leichteren und höherfesten Schleuderbetonmaste nicht behaupten.

Zwischen den Weltkriegen setzte sich die Ausbreitung der Schleuderbetonmaste rasant fort. Die beiden neuen Hersteller (Dyckerhoff & Widmann AG in Cossebaude und die Betonschleuderwerke in Erlangen) fertigten für Deutschland 150.000 und europaweit 250.000 Maste.

Erfassungen des Energieerzeugers in Schleswig-Holstein (SCHLESWAG) bestätigen die dominierende Stellung der Betonmaste in dieser Zeit. Die entsprechenden Freileitungslinien waren zwar um 15% teurer als die mit Holzmasten, gleichzeitig jedoch wiesen sie eine höhere Dauerhaftigkeit auf. Während die Haltbarkeit von Holzmasten bei ca. 20-30 Jahren lag, wurde für die Betonmaste eine Lebensdauer von 60 Jahren erwartet. Bei Stürmen zeigte sich zudem eine wesentlich größere Tragfähigkeit der Schleuderbetonmasten. Bei einer Sturmkatastrophe in Schleswig-Holstein (1949) verzeichnete die SCHLESWAG 2500 Mastbrüche, die allesamt an Holzmasten aufgetreten waren.

Nach dem zweiten Weltkrieg änderte sich das Freileitungsnetz grundlegend. Der immer größer werdende Strombedarf und die Konzentration auf wenige Großkraftwerke erforderte leistungsfähigere Freileitungsstrecken. Die rasante Entwicklung des Stromnetzausbaus machte Neuerungen in der Technologie der Schleuderbetonmaste erforderlich. Um Masthöhen von 40m und mehr zu ermöglichen wurden gestoßene Maste aus mehreren Segmenten konzipiert.

Die Notwendigkeit, die Maste gegenüber der Beanspruchung aus den weit auskragenden Kopftraversen tragfähig zu machen, bewirkte die Entwicklung der werkseitigen Vorspannung. Besonders Mitte der 50er und in den 60er Jahren boomte der Bau von Schleuderbetonmasten für die Freileitung in Deutschland. Die Hersteller waren:

- Betonschleuderwerke (BSW), Erlangen => Schlaff bewehrte Maste
- Pfeiderer, Neumarkt => vorgespannte Maste
- Moll, München => schlaff bewehrte und vorgespannte Maste

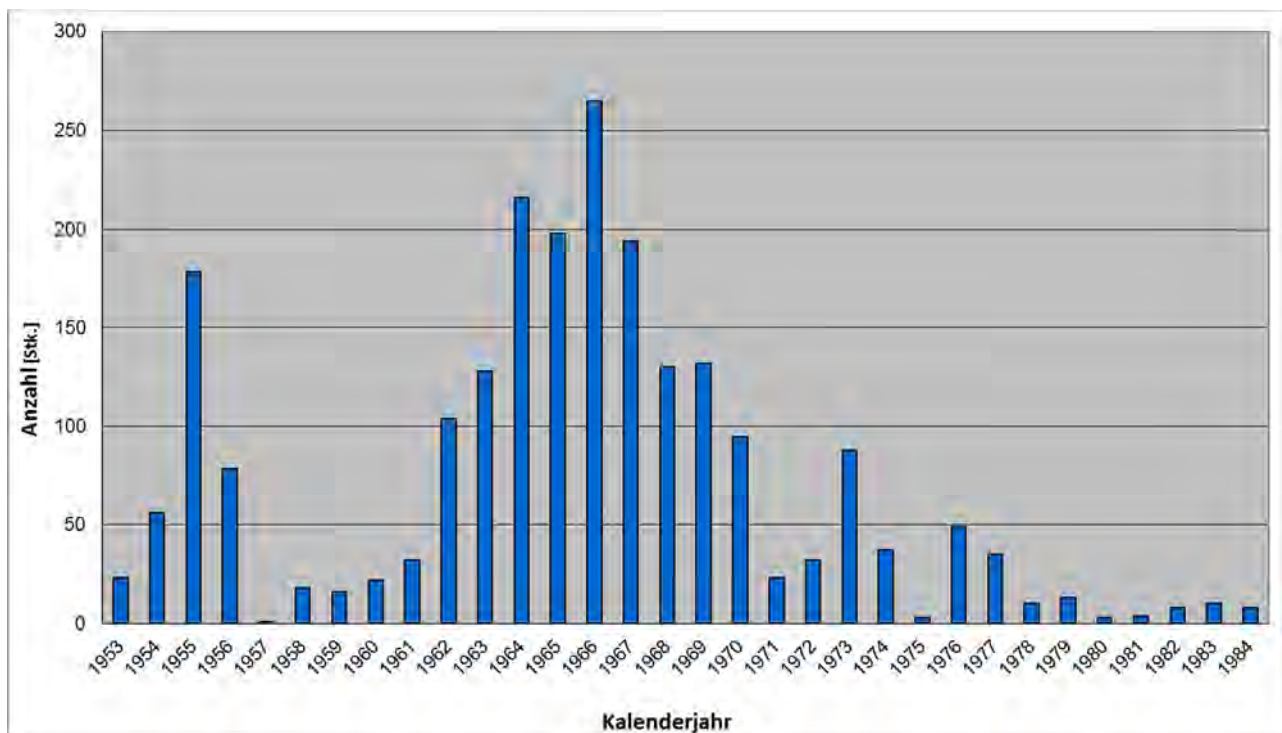


Bild 1: Anzahl der hergestellten Freileitungsmaste aus Beton, 1953-1984

Mit Beginn der 70er Jahre verringerte sich die Anzahl der Schleuderbetonmaste im Freileitungsbau rasant bis die Bauart in den 80er Jahren praktisch zum Erliegen kam (Bild 1). Diese Entwicklung ist in den folgenden Sachverhalten begründet:

- Feststellung von Schäden an den bestehenden Betonmasten im Freileitungsbau
- Erfordernis immer größerer Maste mit großen Traversen

Während auf die Schäden im Kapitel 2.4 näher eingegangen wird, ist die Entwicklung der Freileitungsmaste in Bezug auf Größe und Tragfähigkeit in Deutschland heute sichtbar. Die Mehrzahl der heute betriebenen Freileitungsstrecken besteht aus großen Stahlgittermasten von bis zu 100m Höhe mit großen Auslegern von bis 20m Kragarmlänge.

Heutzutage können ohne weiteres Schleuderbetonmasten mit über 100 m Höhe gebaut werden. Sie sind jedoch aufgrund der überdimensionalen Traversen, ihrer problematischen Anschlüsse und der limitierten Torsionssteifigkeit der Rundquerschnitte weniger wirtschaftlich als Stahlgittermaste.

2.1.4 Antennenträgerbau

Mit dem Abschwung der Bedeutung der Betonmaste im Freileitungsbau begann das Zeitalter der Mobilfunktechnologie. Die schnelle Entwicklung vom analogen Funksystem für wenige Nutzer zu dem heutigen weltweiten Kommunikationsnetzwerk für jedermann kann am besten durch die Beschreibung der verschiedenen Netztechnologien erfolgen.

Quellen der nachfolgenden Ausführungen:

www.mobilfunk-geschichte.de

www.izmf.de (Informationszentrum Mobilfunk)

www.bundesnetzagentur.de

2.1.4.1 A-Netz

TECHNISCHE DATEN:

Nutzung	1958 – 1977
System	analog
Frequenzbereich	156 – 174 MHz
Sendeleistung	10 W
Standorte	136 Funkverkehrsbereiche
Teilnehmer	11.000 (im Endausbau)

CHARAKTERTISTIK:

Das von 1958 – 1977 betriebene A-Netz der Deutschen Bundespost hatte zwar im Endausbau eine Flächendeckung von 80% (Westdeutschland), allerdings lag die Kapazitätsgrenze bei 11.000 Teilnehmern. Für die Netzabdeckung waren wenige Standorte aufgebaut worden, die mit Antennen von großer Reichweite bei geringer Leistung bzgl. der Anzahl der gleichzeitigen Nutzer bestückt wurden. Beim A-Netz erfolgte die Verbindung mit anderen Teilnehmern noch über das Anwählen einer Vermittlungsstation.

MASTE:

Zwar wurden für den Aufbau des A-Netzes vorwiegend Betonmaste errichtet, allerdings war die Anzahl aufgrund der insgesamt geringen Menge der Funkstandorte gering. Es wurden nur Antennen montiert, die den umliegenden Bereich funktechnisch abdeckten (Sektorantennen). Die Weiterleitung der an einem Funkstandort empfangenen Daten erfolgte über die Festnetz-Leitungen. Da keine sogenannten Richtfunkspiegel montiert wurden (zu einem festen Gegenpunkt ausgerichtete Antennen), waren die Anforderungen bzgl. der Verformungsbegrenzung gering. Die teilweise heute noch stehenden Betonmaste des A-Netzes zeichnen sich daher durch eine große Schlankheit aus. Ihre Höhe beträgt in Abhängigkeit von der topografischen Lage 30-60m.

2.1.4.2 B-Netz

TECHNISCHE DATEN:

Nutzung	1972 – 1994
System	analog
Frequenzbereich	148 – 154 MHz (B1-Netz) / 157 – 163 MHz (B2-Netz)
Sendeleistung	ortsfest 20 W / mobil 10 W
Standorte	ca. 150 Funkverkehrsbereiche
Teilnehmer	25.000 (im Endausbau)

CHARAKTERISTIK:

Das von 1972 – 1994 betriebene B-Netz der Deutschen Bundespost / später Telekom ermöglichte im Vergleich zum A-Netz das direkte Anwählen anderer Teilnehmer (Mobilfunk oder Festnetz). Allerdings war es bei einer Verbindung zu einem anderen Mobilfunkteilnehmer erforderlich, seinen ungefähren Standort zu wissen, da die am nächsten liegende Funkstation manuell eingegeben werden musste.

Die Größe des Einflussbereichs einer Station lag bei durchschnittlich 27 km Durchmesser, das Netz der Standorte war damit weiterhin sehr grobmaschig.

MASTE:

Da die Anzahl der Standorte im Vergleich zum A-Netz nur geringfügig zunahm, war auch die Anzahl der Mastneubauten für das B-Netz gering, vielmehr wurden bestehende Maste mit zusätzlichen Antennen bestückt. Da die Weiterleitung der empfangenen Daten weiterhin über das Festnetz und nicht über ein Netz aus Richtfunkantennen realisiert wurde, waren auch die Mastneubauten für das B-Netz sehr schlank.

2.1.4.3 C-Netz

TECHNISCHE DATEN:

Nutzung	1985 – 2000
System	analog
Frequenzbereich	451,30 – 455,74 MHz
Sendeleistung	ortsfest 25 W / mobil 15 W
Standorte	Unbekannt
Teilnehmer	800.000 (im Endausbau)

CHARAKTERISTIK

Für das von 1985 – 2000 betriebene C-Netz der DeTeMobil wurden in Abhängigkeit von der Nutzerzahl Großzellen im ländlichen Raum (Radius 15-20 km) und Kleinzellen in Ballungsräumen (Radius etwa 2-3 km) gebildet. Insgesamt gab es bei der Einführung 175 Funkstationen.

Die wesentlichste Neuerung im Vergleich zu den Vorgängern A-Netz und B-Netz war das „Handover“. Dieses ermöglichte den unterbrechungsfreien Wechsel von einer Funkstation zur nächsten.

MASTE

Durch das engmaschigere Netz sind für das C-Netz zahlreiche neue Maste errichtet worden. Die Charakteristik bzgl. Mastschlankheit und –höhe änderte sich im Vergleich zu den Vorgänger-netzen nicht.

2.1.4.4 D-Netz

TECHNISCHE DATEN:

Nutzung	ab 1991
System	digital
Frequenzbereich	900 MHz
Sendeleistung	ortsfest 25 W / mobil 15 W
Standorte	ca. 30.000
Teilnehmer	ca. 60 Mio (D1 und D2)

CHARAKTERISTIK

Für das seit 1992 verfügbare D-Netz gab es schon zum Start-Termin zwei Anbieter, die Deutsche Telekom (heute T-Mobil - D1-Netz) und Mannesmann Mobilfunk (heute Vodafone - D2-Netz).

Mit der Einführung des digitalen Zeitalters im Mobilfunk änderte sich die Charakteristik. Vom Zeitalter des teuren Autotelefon-Netzes (A-, B- und C-Netz), das wenigen zahlungskräftigen Nutzern vorbehalten war, erfolgte rasch der Übergang zum alltagsfähigen mobilen Telefon (umgangssprachlich „Handy“). Mit der Anzahl der Nutzer stieg auch die Anzahl der Übertragungsstellen rasch an.

MASTE:

Da das Bundesgebiet möglichst flächendeckend abgedeckt werden sollte, stieg die Anzahl der Mastneubauten. Aufgrund der im Vergleich zum Freileitungsbau moderaten Höhe der freistehenden Antennenträger (ca. 20 – 50m) gewann der Schleuderbetonmast wieder an Einfluss.

In der Hochzeit des Ausbaus des D1 und D2-Netzes (ca. 1993-1998) wurden pro Anbieter bis zu 300 Maststandorte pro Jahr errichtet, davon mehr als die Hälfte Schleuderbetonmaste.

Insbesondere für das D2-Netz wurde anstelle der Datenweiterleitung über das Festnetz ein Richtfunknetz aufgebaut. Hierbei werden die empfangenen Daten gebündelt von einer Station zur nächsten weitergeleitet. An größeren Funkstandorten (sog. Richtfunksammler) werden die Daten der umliegenden Standorte zusammengefasst, gebündelt und über größere Richtfunkspiegel zu einem größeren Sammelstandort übertragen. Die Sammlung und Weiterleitung endet dann an diversen Zentralstandorten, wo die empfangenen Daten in großen Technikgebäuden verarbeitet werden. Da fast alle Funkstandorte des D2-Netzes und auch viele Standorte des D1-Netzes mit Richtfunkspiegeln (\varnothing 0,3 – 3,7 m) ausgestattet wurden, waren gedrungene Maste mit größerer Tragfähigkeit bei gleichzeitig geringerer Verformung erforderlich. Für die Zentralstandorte im Richtfunknetz wurden Betontürme aus Einzelringen (Höhe 2,5 – 5m) mit bauseitiger Vorspannung entwickelt. Der Marktanteil der bis zu 100m hohen Türme blieb aber aufgrund der bei großen Höhen billigeren Stahlgittermaste gering. Gebaut wurden sie vor allem im innerstädtischen Bereich aufgrund ihrer wesentlich kleineren Gründungsfläche.

2.1.4.5 E-Netz

TECHNISCHE DATEN:

Nutzung:	ab 1994 (E1-Netz) / ab 1997 (E2-Netz)
System:	digital
Frequenzbereich:	1800 MHz
Sendeleistung:	max. 1 W
Standorte:	Ca. 20.000
Teilnehmer:	ca. 20 Mio (E1 und E2)

CHARAKTERISTIK:

Das seit 1994 verfügbare E-Netz erhöhte die Konkurrenz der Mobilfunkanbieter. Nach dem ersten Betreiber (E-plus) wurde 1997 eine zweite Lizenz vergeben (Viag-Interkom, heute O₂).

Der Netzausbau der beiden neuen Mobilfunkanbieter verstärkte zum Ende des Jahrtausends den Boom bei der Errichtung von Masten für den Mobilfunk. Neben dem ständigen Netzausbau der etablierten D-Netze aufgrund der stetig steigenden Teilnehmerzahl erfolgte die Errichtung und Verfeinerung der E-Netze.

MASTE:

Die beiden neuen Betreiber sorgten dafür, dass der Markt für Maste auch nach Abschluss des Ausbaus der D-Netze zu Beginn des neuen Jahrtausends nicht einbrach. Allerdings wurden die extremen Absatzzahlen aus dem D-Netz-Ausbau nicht erreicht. Grund hierfür ist die Einführung des „site shearing“, Funkstandorte werden also von mehreren Mobilfunkbetreibern gleichzeitig genutzt. Die Viag-Interkom hatte z. B. einen Kooperationsabkommen mit der Telekom abgeschlossen, nach dem teilweise auch die Antennen gemeinsam verwendet wurden.

2.1.4.6 UMTS-Netz

TECHNISCHE DATEN:

Nutzung:	ab 2004
System:	digital
Frequenzbereich:	1800 MHz
Sendeleistung:	max. 1 W
Standorte:	Ca. 50.000
Teilnehmer:	ca. 80 Mio (D1, D2, E1 und E2)

CHARAKTERISTIK:

Nach der Versteigerung von 6 UMTS-Lizenzen im Oktober 2000 sollte der Übergang des Gebrauchs der Mobilfunktechnologie von der reinen Telefonie zum Datennetzwerk erfolgen. Durch die hohen Lizenzkosten (16 Milliarden DM / Lizenz) und die geringe Verfügbarkeit von Endgeräten erfolgte der Ausbau des Netzes zögerlich. Erst seit 2004 ist UMTS in Deutschland kommerziell verfügbar (Anbieter Vodafone und T-Mobile), später bauten auch O₂ und E-Plus das UMTS-Netz aus. Zwei der sechs Lizenzen waren schon bald nach der Versteigerung zurückgegeben worden.

Umfassend genutzt wird das UMTS-Netz allerdings erst seit wenigen Jahren. 2007 kam das erste Apple i-phone auf dem Markt und annoncierte den Übergang vom Handy zum Smartphone und damit den Wechsel von der Nutzung des Mobilfunknetzes vom Telefondienst zum allgemeinen Datendienst (Internet, email etc.).

MASTE:

Das immer größer werdende Datenvolumen und die kontinuierlich steigende Anzahl der Teilnehmer fordert ein immer engmaschigeres Netz an Standorten. Allerdings kann ein großer Teil des Bedarfs an neuen Standorten durch das Site-Shearing abgedeckt werden. Heute ist es nicht selten, dass sich alle 4 kommerziellen Mobilfunkbetreiber einen Maststandort teilen. Größere Stückzahlen an Mastneubauten resultierten aus der Kündigung des Kooperationsvertrags zwischen O₂ (früher Viag-Interkom) und Telekom. Zudem werden die Richtfunknetze weiter ausgebaut, um die Abhängigkeit von der Nutzung der Festnetzleitungen der Telekom zu verringern.

Das Teilen der Standorte mit mehreren Betreibern und die größere Anzahl der Antennen pro Betreiber erhöhen die Anforderungen an die Tragfähigkeit der Maste. Im Bereich der Betonmaste werden ausschließlich vorgespannte Schleuderbetonmaste eingesetzt. Allerdings ist ihr Anteil bei den Mastneubauten nach der ersten großen Ausbauphase (1992-1998) rückläufig. Grund hierfür ist zum einen die billigere Konkurrenz der Stahlgittermaste, zum anderen gibt es für die vorgespannten Schleuderbetonmaste praktisch nur einen Anbieter (Europoles, ehemals Pfeiderer).

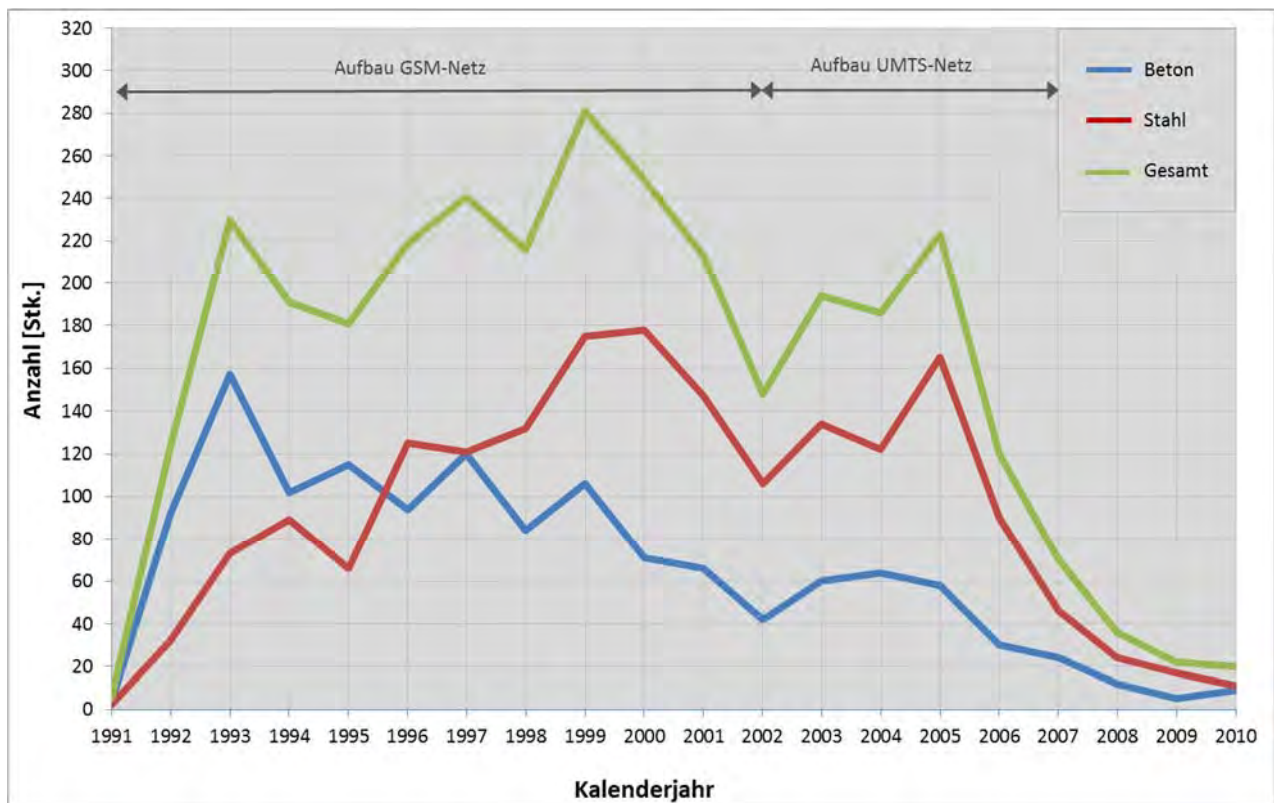


Bild 2: Mastneubauten der Mannesmann Mobilfunk GmbH / Vodafone D2 GmbH 1991-2010

Das Bild 2 zeigt die Mastneubaustatistik der Vodafone GmbH. Hierin zeigt sich:

MASTE GESAMT

- Große Anzahl der Mastbauten in der GSM-Hauptausbauphase (ca. 1993-2000)
- Große Anzahl der Mastbauten in der UMTS-Hauptausbauphase (ca. 2004-2006)
- Stark sinkende Anzahl der Mastbauten seit 2005

BETONMASTE

- Kontinuierlich sinkender Anteil
- Marktführer bis 1996
- Marktanteil ca. 30% seit 2000

2.1.4.7 LTE-Netz

TECHNISCHE DATEN:

Nutzung:	ab 2010
System:	digital
Frequenzbereich:	diverse
Sendeleistung:	max. 1 W
Standorte:	im Ausbau
Teilnehmer:	D1, D2, O ₂

CHARAKTERISTIK:

Das LTE-Netz setzt auf dem bereits größtenteils ausgebauten UMTS-Netz auf und vergrößert die Datenübertragungsmenge durch den Einsatz verbesserter Technologien. Durch die Nutzung der Infrastruktur vorhandener Stationen soll ein relativ zügiger Ausbau erfolgen. Insbesondere ländlichen Gebieten, die nicht mit Datenleitungen der Telekom versorgt sind, soll durch die Mobilfunktechnologie die Internetnutzung ermöglicht werden.

MASTE:

Da praktisch keine neuen Standorte benötigt werden, ist ein erneuter Boom beim Absatz von Funkmasten nicht zu erwarten. Allerdings werden vermehrt ältere, schwache Maste durch neue, tragfähigere Maste ersetzt. Zudem fordert der weitere Ausbau der Richtfunknetze diverse Mastneubauten.

2.1.4.8 Sonstige Funknetze

Neben der kommerziellen Nutzung wird die Mobilfunktechnologie in jüngerer Vergangenheit auch als Kommunikationssystem für Behörden und Unternehmen genutzt. Flächendeckend wurde hier zuletzt bis Ende 2014 der Behördenfunk (BOS-Netz) aufgebaut. Entlang ihrer Gleisstrecken unterhält die Deutsche Bahn ein eigenes Funknetz. Daneben existieren zahlreiche weitere lokale Netzwerke, z.B. für Stromkonzerne, Wasserwerke etc. Auch hier erfolgt derzeit die Umrüstung von der analogen auf die digitale Mobilfunktechnik.

2.1.4.9 Fernsehen und Radio

FERNSEHSTATIONEN

Die Verbreitung der Wellen für den Fernsehempfang erfolgt über große Sender, die deutschlandweit verteilt sind (Fernmeldetürme, umgangssprachlich „Fernsehtürme“). Der Erste war der 1935 errichtete Berliner Funkturm (Stahlgitterbauweise). 1954 begann mit dem Bau des Stuttgarter Fernsehturms das Zeitalter der repräsentativen Bauwerke aus Stahlbeton in den deutschen Großstädten. Heute existieren ca. 300 Fernsehtürme. Aufgrund ihrer Höhe von ca. 120 – 300m sind sie fast ausnahmslos in Ortbetonbauweise erstellt worden.

Liste der höchsten Fernsehtürme in Deutschland:

NAME	HÖHE	BAUJAHR
Fernsehturm „Alex“, Berlin	368,0 m	1968
Europaturm, Frankfurt	337,5 m	1979
Fernmeldeturm, Nürnberg	292,8 m	1980
Olympiaturm, München	291,3 m	1968
Telemax, Hannover	282,2 m	1992
Heinrich-Hertz-Turm, Hamburg	279,2 m	1968
Colonus, Köln	266,0 m	1981
Fernmeldeturm, Koblenz	260,7 m	1976
Fernsehturm, Dresden	252,0 m	1969
Rheinturm, Düsseldorf	240,5 m	1982

RADIOSTATIONEN

Für die Verbreitung der Radiosender werden große Türme als Grundnetzsender benötigt. Hierfür werden die oben genannten Fernsehtürme mitgenutzt, aber auch eigene große Türme errichtet. Viele dieser Grundtürme sind abgespannte Stahlgittermaste mit bis zu 300 m Höhe, daneben sind aber auch zahlreiche Türme in Ortbetonbauweise errichtet worden. Gebiete, die von den Grundnetzsendern nicht ausreichend abgedeckt sind, werden mit so genannten Füllsendern versorgt. Hierbei handelt es sich insbesondere um Täler der Mittelgebirge und Alpen.

So unterhält z.B. der WDR zahlreiche Maststandorte als Füllsender, die nach dem Krieg (ca. 1950 – 1970) gebaut wurden. Aufgrund der wenigen Antennen (Alleinnutzung) und der geringen Anforderungen bzgl. der Verformung kamen neben Stahlrohrmasten und Stahlgittermasten auch Betonmaste (schlaff bewehrt / vorgespannt) zum Einsatz.

2.1.4.10 Insgesamt

Gemäß einer Statistik der Bundesnetzagentur existieren bundesweit 71.240 Mobilfunkstandorte und 15.901 Funkstandorte außerhalb der Mobilfunknutzung, insgesamt also derzeit 87.141 Stationen (Stand 2012).

2.1.5 Windenergieanlagen

Für Windenergieanlagen (WEA) wurden zu Beginn vor allem Stahlrohrmaste verwendet. Einzig der Hersteller Enercon setzte Mitte der 90er Jahre auch Schleuderbetonmaste ein. Mit den immer größer werdenden Anlagen (aktuell Nabenhöhe bis 150m und Rotordurchmesser bis 130m) hat sich der Hybridturm als gängige Bauweise durchgesetzt. Der untere Bereich des Schaftes wird aus Betonfertigteilen hergestellt, die vertikal und im Fußbereich auch horizontal auf der Baustelle zusammengespannt werden. Im oberen Schaftbereich werden Stahlsegmente mit Schraubstößen verbunden [02].

2.1.6 Schornsteine

Betonschornsteine prägen unsere Industrielandschaft insbesondere durch die vielen, bis zu 300m hohen Kraftwerkschornsteine. Daneben existieren aber auch zahlreiche kleine Schornsteine mit einer Höhe von ca. 30-60 m, die als Heizschornsteine für größere Industriegebäude genutzt werden. Hier konkurriert die Stahlbetonbauweise mit den Mauerwerk- und Stahlschornsteinen.

2.1.7 Sonstige Einsatzmöglichkeiten

Neben der Nutzung als Freileitungsmast und als Antennenträger im Mobilfunk bzw. zur Übertragung von Funkwellen für Fernsehen und Radio gibt es zahlreiche weitere Verwendungen. Zahlreiche sehr kleine Betonmaste (Höhe bis ca. 15 m) werden als Beleuchtungsmaste eingesetzt. In jüngerer Zeit finden die ästhetischen, schlanken Bauwerke für repräsentative Werbemasten an Autohöfen, großen Einkaufszentren oder Fast-Food-Ketten Verwendung.

Zunehmende Bedeutung gewinnen Schleuderbetonstützen im Geschossbau. Neben ihrer großen Tragfähigkeit sind die hervorragenden Brandschutzeigenschaften (F 120) und die mögliche Nutzung des Hohlraums für Installationen (z.B. Entwässerung, Leitungsführung) hervorzuheben.

Aktuelle Entwicklungen (ultrahochfester Beton) ermöglichen noch größere Schlankheiten. Daher wird Schleuderbeton zunehmend für Stützen repräsentativer Bauwerke (Hallen, Foyers, etc.) genutzt. Die von Eurocoles entwickelte Stütze „C140 Diamond“ kann aufgrund der extremen Betonfestigkeit sehr schlank ausgebildet werden und ist aufgrund ihrer Brandsicherheit ideal für den Einsatz in repräsentativen Hallen öffentlicher Bauten. Derzeit werden Schleuderbetonstützen beim Neubau der dritt-größten Moschee der Welt in Algier verwendet (618 Stützen mit Längen von 22-34 m) – [01].

Ebenfalls in moderner Architektur finden dünnwandige Betonhohlbauteile aus hochfestem Feinkornbeton Verwendung [05]. Hier sind die Randbedingungen hinsichtlich der Vertikalrissbildung infolge Zwangsbeanspruchung vergleichbar mit denen der Betonmaste.

2.1.8 Fazit

Der Betonmast ist ein industriell genutztes Massenbauwerk mit ca. 50.000 Standorten in Deutschland, bei dem sich die werkseitig vorgespannte Bauweise der Fa. Eurocoles in Neumarkt durchgesetzt hat. Die Bauart wird derzeit hauptsächlich im Mobilfunkbau verwendet, was mit ihrer Flexibilität hinsichtlich des weiteren Netzausbaus mit neuartiger Funktechnik zusammenhängt. Aufgrund der architektonischen Vorzüge gegenüber den Stahlgittermasten finden die Betonmasten auch Zuspruch als Stützen für repräsentative Bauten und als Werbemasten. Dass sie selten bei der Energieübertragung eingesetzt werden, ist auf die extremen Höhen und schweren Ausleger der Freileitungsmasten zurückzuführen.

Im Wettbewerb mit den Stahlmasten müssen die hochfesten, vorgespannten Betonmasten gezielt weiterentwickelt werden. Dieses bezieht sich auf die Verbesserung der bestehenden Nutzung, aber auch auf Schaffung von Chancen im Bereich der Energieübertragung.

Sind große Bauwerkshöhen von 60 bis 300 m erforderlich (Industrieschornsteine, Fernsehtürme) werden Türme aus bauseits vorgespannten Ringsegmenten oder aus Ortbeton erstellt.

Insgesamt zeigt sich neben der großen Anzahl der Mast- und Turmbauwerke auch die Komplexität der Bauart.

2.2 Konstruktion

2.2.1 Motivation

In diesem Kapitel wird die Konstruktion der Betonmaste und –türme erläutert. Die für die weiteren Ausführungen wesentlichen Unterscheidungsmerkmale hinsichtlich der Geometrie (Höhe, Durchmesser, Wanddicke, Bewehrung) werden analysiert.

2.2.2 Entwicklung

Um die Entwicklung der Geometrie der Maste und Türme zu erläutern werden 6 typische Bauwerke unterschiedlichen Alters dargestellt (Bild 3):

2.2.2.1 Betonmast Freileitungsbau (1965)

Höhe:	14,5 m
Segmente:	1, Schleuderbeton
Durchmesser unten:	282,5 mm
Durchmesser oben:	110 mm
Wanddicke:	unbekannt
Bewehrung:	schlaff
Hersteller:	Schleuderbetonwerk Scheidt, Herford

2.2.2.2 Betonmast C-Netz (1968)

Höhe:	47,5 m
Segmente:	3, Schleuderbeton
Durchmesser unten:	750 mm
Durchmesser oben:	210 mm
Wanddicke:	unbekannt
Bewehrung:	schlaff
Hersteller:	Beton-Schleuderwerke A.G. Erlangen

2.2.2.3 Betonmast D-Netz (1995)

Höhe:	50,32 m
Segmente:	3, Schleuderbeton
Durchmesser unten:	1700 mm
Durchmesser oben:	1136 mm
Wanddicke:	ca. 120 mm
Bewehrung:	werkseitig vorgespannt
Hersteller:	Pfleiderer AG

2.2.2.4 Betonturm Richtfunksammler D-Netz (1996)

Höhe:	85,99 m (inkl. Aufsatzmast)
Segmente:	28, gerüttelter Beton
Aufsatzmast:	Schleuderbeton
Durchmesser unten:	3400 mm
Durchmesser oben:	1700 mm
Wanddicke:	variiert
Bewehrung:	bauseits vorgespannt
Hersteller:	Pfleiderer AG

2.2.2.5 Betonschornstein (1979)

Höhe:	224 m
Segmente:	1, Ortbeton mit Gleitschalung
Mittl. Durchmesser:	12700 mm
Wanddicke:	20-70 cm
Bewehrung:	schlaff
Hersteller:	Karrena

2.2.2.6 Fernsehturm Düsseldorf (1982)

Höhe:	240 m (inkl. Aufsatzmast)
Segmente:	1, Ortbeton mit Kletterschalung
Aufsatzmast:	GFK
Mittl. Durchmesser:	15000 mm
Wanddicke:	30-110 cm
Bewehrung:	schlaff
Hersteller:	Dyckerhoff & Widmann AG

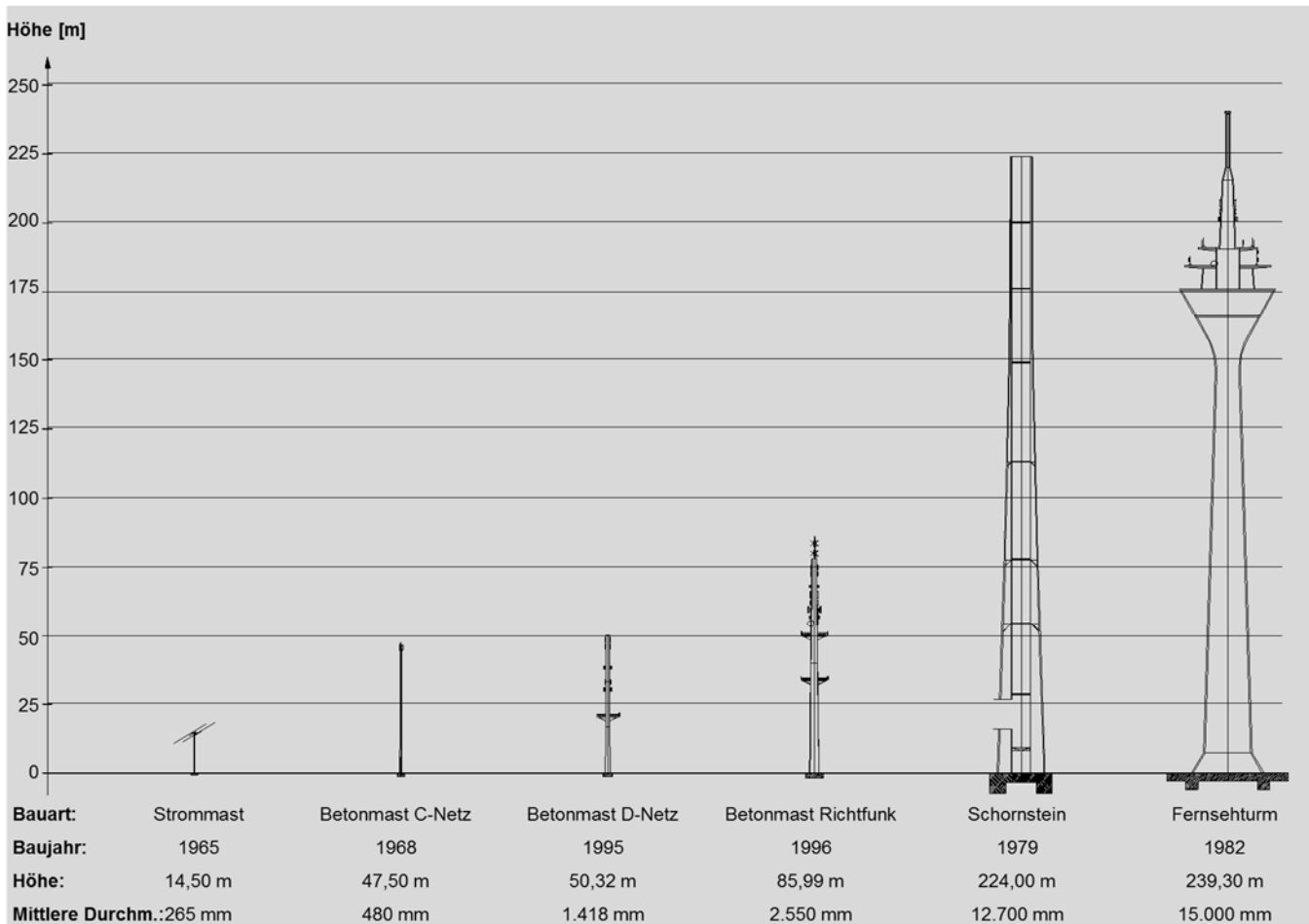


Bild 3: Maste und Türme für unterschiedliche Nutzungen

2.2.3 Gründung

Mit der Entwicklung der Bauart vom kleinen Freileitungsmast zum Antennenträger mit großer Tragfähigkeit mussten zwangsläufig diverse Formen der Gründung konzipiert werden, die den unterschiedlichen Bauwerkshöhen zugeordnet werden können:

FUNDAMENTTYP	BAUWERK	BAUWERKSHÖHE
Köcherfundament	Fertigteilmast	10 - 40 m
Plattenfundament mit Fußverschraubung	Fertigteilmast	45 – 60 m
Plattenfundament mit Fußverspannung	Fertigteilturm	60 – 120 m
Plattenfundament mit Anschlussbewehrung	Ortbetonturm	50 – 150 m
Ringfundament mit Anschlussbewehrung	Ortbetonturm	> 150 m

2.2.4 Schaft

Grundsätzlich ist zwischen der Ortbeton- und der Fertigteilbauweise zu unterscheiden. Hinsichtlich der Bewehrung ist die schlaffe, die vorgespannte und eine kombinierte Bauweise möglich. Bei der vorgespannten Variante besteht die Möglichkeit der werkseitigen und bauseitigen Vorspannung.

2.2.4.1 Material

Da der konventionelle Stahlbetonbau der großen Ortbetontürme und Kraftwerksschornsteine keiner Erläuterung bedarf wird hier ausschließlich auf die Sonderform der Schleuderbetonsegmente eingegangen.

Durch die Zentrifugalkraft beim Schleudern bzw. durch die Bewegung beim Rütteln wird der Beton hoch verdichtet und erzielt dadurch sehr hohe Druckfestigkeitswerte von bis zu 130 N/mm².

Das besondere Herstellungsverfahren bedingt genaue Vorgaben für den Frischbeton. Die spätere Verwendung im Freien ohne zusätzliche Oberflächenkonservierung ergibt hohe Anforderungen an die Betonqualität. Durch geeignete Auswahl der Zuschläge, dem niedrigen w/z-Wert $\approx 0,4$ und Zusatzmittel (Fließmittel) wird ein Endprodukt gewährleistet, dass den nachfolgenden Kriterien genügt:

- Hohe Druckfestigkeit
- Dichte Betonaußenfläche ohne Schwindrisse, Lunker, Kiesnester
- Homogener Wandaufbau mit guter Verteilung der Zuschläge und des Zementsteins

Die Optimierung der Materialzusammensetzung wurde in einem langfristigen Prozess durch viele Versuche erreicht. Insbesondere der inhomogene Wandaufbau mit Konzentration der schweren Zuschläge außen und Ablagerung des leichten Zements innen war lange Zeit ein großes Problem und führte zu Schäden.

Die nachfolgende Aufstellung gibt einen Überblick über die Zusammensetzung eines Schleuderbetonsegments der Fa. Pfeleiderer AG aus dem Jahr 1998. Weitere Daten insbesondere bzgl. der Materialmengen sind nicht öffentlich.

Zement: Heidelberg CEM I 52,5R

Zuschlag: 0/4 mm (Sand) - 3/7 mm (Kies) - 8/11 mm (Splitt) - 11/16 mm (Splitt)

Zusatz: Fließmittel FM 93

Sosntiges: Wärmenachbehandlung 55°C - w/z = 0,44

Mit dem Schleuderbetonverfahren und der speziellen Materialzusammensetzung können hochfeste und ultrahochfeste Betone erzeugt werden. Bei der obigen Zusammensetzung wird nach 24 Stunden eine Festigkeit von ca. 50 N/mm² erreicht, nach 28 Tagen war die Festigkeit > 70 N/mm².

2.2.4.2 Schlaff bewehrte Schleuderbetonsegmente

Bis ca. Mitte der 50er Jahre wurden ausschließlich schlaff bewehrte Maste gebaut. Hierbei wurden ein Bewehrungskorb aus dicken Vertikalstäben (ϕ bis 30 mm) und einer dünnen, außen liegenden Wendelbewehrung (ϕ 3-6 mm) hergestellt und in der Schalung fixiert. Die Lagesicherheit der Vertikalstäbe beim Schleudern wurde neben der Wendel über Stahlringe am oberen und unteren Ende gewährleistet.

Durchmesser	$d = 0,1 - 1,0 \text{ m}$
Wanddicke	$h = 0,05 - 0,15 \text{ m}$
Betonfestigkeit	$f_{cm} = 30 - 60 \text{ MN/m}^2$
Horizontalbewehrung	$\phi = 3-6 \text{ mm}$ außen, Abstand bis 300 mm

2.2.4.3 Werkseitig vorgespannte Schleuderbetonsegmente

Da die erreichbare Masthöhe bei schlaff bewehrter Bauweise bei geringer Tragfähigkeit auf ca. 60m und bei größerer Tragfähigkeit auf ca. 40m beschränkt ist, gewann Mitte des letzten Jahrhunderts der vorgespannte Mast an Einfluss. Hierbei werden Spannlitzen am oberen und unteren Ende eines Segments in Stahlringen verankert, mit einer Wendel fixiert und in die untere Halbschale gelegt. Vor dem Schleudervorgang werden die Litzen vorgespannt. Ggf. erfolgt noch das gezielte Nachspannen zum Ausgleich von Spannkraftverlusten beim Schleudervorgang.

Durchmesser	$d = 0,3 - 2,0 \text{ m}$
Wanddicke	$h = 0,07 - 0,15 \text{ m}$
Betonfestigkeit	$f_{cm} = 65 - 125 \text{ MN/m}^2$
Horizontalbewehrung	$\phi = 4 - 6 \text{ mm}$ außen, Abstand bis 40-60 mm

2.2.4.4 Bauseits vorgespannte, gerüttelte Betonsegmente

Wie bereits in Kapitel 1.4 erläutert werden für Türme aus Fertigteilen (ab ca. 60m - 70m Höhe) korrespondierend zu den größeren Windmomenten auch größere Durchmesser benötigt. Da die Zentrifugalkraft beim Schleudern für diese Durchmesser nicht ausreicht, wird zur Betonverdichtung das Rüttelverfahren angewendet. Hinsichtlich Transport und Montage ist die Länge der Einzelsegmente auf ca. 2,5 bis 5m begrenzt, sodass eine wirtschaftlich angemessene Lösung für die sehr aufwendigen Kopplungen erforderlich war. Als Verbindung hat sich daher die bauseitige Verspannung der vielen Einzelringe etabliert. Die Segmente sind an den Vertikalbewehrungslagen mit einbetonierten Hüllrohren versehen und können so in die bauseits vormontierte Vertikalbewehrung (Gewi) eingefädelt werden. Nach dem Vorspannen der Gewi-Stangen an diversen Zwischenspannstationen werden die Hüllrohre verpresst.

Häufig werden die Türme auch in kombinierter Bauweise mit bauseits zusammengespanten gerüttelten Segmenten unten und werkseitig vorgespannten Schleuderbetonsegmenten oben errichtet.

Durchmesser	$d = 2,0 - 5,0 \text{ m}$
Wanddicke	$h = 0,1 - 0,15 \text{ m}$
Betonfestigkeit	$f_{cm} = 50 - 70 \text{ MN/m}^2$
Horizontalbewehrung:	$\phi = 6 - 8 \text{ mm}$ außen und tw. innen, Abstand ca. 60 mm

2.2.4.5 Ortbetonschaft

Ab einer Höhe von ca. 120 m, bei schlechter Zuwegung auch bei geringeren Höhen, wird der Schaft bauseits aus Ortbeton errichtet. Vertikal wird hierbei in der Regel eine schlaaffe Bewehrung an der Wandinnenseite und -außenseite angeordnet. Aufgrund der größeren Wanddicken ist die Horizontalbewehrung ebenfalls innen und außen erforderlich. Bei der Errichtung hat sich das kontinuierliche Betonieren mit einer Gleitschalung durchgesetzt (Betonierfortschritt 2-3 m pro Arbeitstag). Viele der älteren, großen Fernsehtürme sind jedoch noch mit Kletterschalungen gebaut worden. [31]

Durchmesser	$d = 5 - 15 \text{ m}$
Wanddicke	$h = 0,2 - 1,0 \text{ m}$
Betonfestigkeit	$f_{cm} = 25 - 45 \text{ MN/m}^2$
Horizontalbewehrung	$\phi = 12 - 16 \text{ mm}$ außen und innen, Abstand ca. 200 mm

2.2.5 Fazit

Der Schleuderbetonmast hat sich in den vergangenen 100 Jahren von einem einfachen Kragarm mit befestigten Stromkabeln zu einer komplexen tragenden Konstruktion mit zahlreichen Nutzungsmöglichkeiten entwickelt. Die zahlreichen Ausführungsvarianten und die verschiedenen Gründungsarten, Kopplungen, Anschlüssen etc. erfordern eine stetige Weiterentwicklung und Verbesserung der Bauart hinsichtlich der Sicherheit, Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit.

Im Wettbewerb mit den Stahlmasten muss vor allem die Bemessung der Wendelbewehrung weiterentwickelt werden. Dazu gehört die wirklichkeitsnahe Erfassung des Zusammenwirkens der dünnen, stark gekrümmten Wendelbewehrung mit dem hochfesten Beton zur sicheren und angemessenen Beschränkung der Stahlspannung und Rissbreite.

2.3 Beanspruchung

2.3.1 Motivation

In diesem Kapitel werden die Beanspruchungen der Maste und Türme dargelegt. Dabei ist zwischen den Lastbeanspruchungen infolge Eigengewicht, Nutzlast und Wind sowie den Zwangsbeanspruchungen aus Temperatur, Betonschwinden und Feuchtigkeit zu unterscheiden. Die Lastbeanspruchungen aktivieren Normalkräfte sowie vertikale Biegemomente und bewirken entsprechende Spannungen und die Schaftauslenkung. Sie sind für die Ermittlung des Durchmessers (Schlankheit), der Wanddicke, der vertikalen Bewehrung und ggf. Vorspannung maßgebend. Die Zwangsbeanspruchungen in Form von horizontalen Biegemomenten in Ringrichtung führen zur Bildung von entsprechenden Vertikalrissen und zu Spannungen in der Wendelbewehrung. Nachstehend wird das Wesen der in der vorliegenden Arbeit maßgeblich behandelten Zwangsbeanspruchung erläutert.

2.3.2 Gefüge

Aus der Behinderung von Verformungen, z. B. Schwinddehnungen durch Wasserabgabe, werden Zwangsspannungen aktiviert.

Beim Schleuderbetonmast sind zur Aktivierung derartiger Spannungen folgende Ursachen möglich:

- Differentielles Schwinden über die Wanddicke durch unterschiedliches Betongefüge an der Mastaußenseite und der Mastinnenseite (Bild 4)
- Aufschwinden des Betons auf die Bewehrung über Teilbereiche durch hohe Stahlkonzentrationen, insbesondere in Verankerungsbereichen

Vor allem in der Anfangsphase des Baus von Betonmasten war das über die Wanddicke unterschiedliche Gefüge eine Schwäche der Bauart. Aufgrund nicht optimierter Betonzusammensetzungen und Schleuderverfahren war der Beton an der Mastaußenseite oft hoch verdichtet mit überwiegend großen Zuschlägen, da die schweren Bestandteile durch die Zentrifugalkraft stärker nach außen gedrückt werden. Auf der Innenseite bildete sich eine Schicht aus dem leichteren Zementleim, die oft 30-40% der Wanddicke ausmachte (sogenannte Entmischung beim Schleudervorgang).

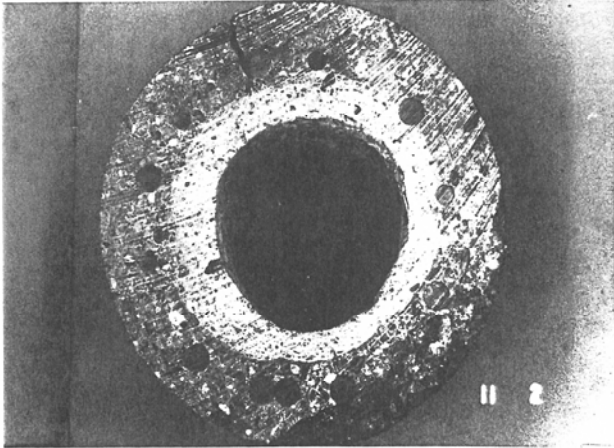


Bild 40 Kreisringquerschnitt eines schlaff bewehrten Schleuderbetonmastes aus dem Jahr 1953

- ungleichmäßige Verteilung der Längsbewehrung
- stark inhomogener Gefügebau
- die innere Zementleim-Schicht macht 30% bis 40% des Wandquerschnittes aus
- breiter und tiefer Längsriß – wahrscheinlich als Folge von Zwängungsbeanspruchungen

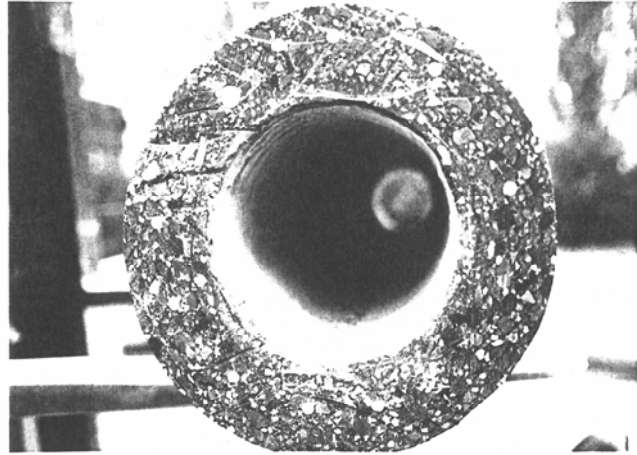


Bild 41 Kreisringquerschnitt eines vorgespannten Schleuderbetonmastes aus dem Jahr 1987

- gleichmäßige Verteilung der Längsbewehrung
- weitgehend homogener Gefügebau
- sehr dünne innere Zementleim-Schicht

(Fotos: SAG-Versuchs- und Trainingszen)

Bild 4: Querschnitte von Freileitungsmasten aus dem Jahr 1953 und 1987 - aus Bericht: „der Schleuderbetonmast im Freileitungsmast“ [56]

2.3.3 Chemische Prozesse

Analog zum Schwinden kann auch das Treiben infolge chemischer Prozesse zu Spannungen im Querschnitt führen. Ursache für die Volumenvergrößerung ist ungebundenes Calciumsulfat. Dieses resultiert z. B. aus einer zu schnellen Trocknung des frischen Mastes in der Wärmekammer und / oder durch zu hohen Zementgehalt an der Schaftinnenseite infolge der in Kapitel 2.3.2 erläuterten Entmischung beim Schleudervorgang.

Das ungebundene Calciumsulfat reagiert unter dem Einfluss von Feuchtigkeit zu den Mineralien Ettringit ($C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$) oder Thaumasit ($CaSiO_3 \cdot CaSO_4 \cdot CaCO_3 \cdot 15H_2O$). Das sich hieraus ergebende starke Treiben an der Wandinnenseite (Volumenvergrößerung durch Bildung kristalliner Mineralien – Bild 5) aktiviert Zugspannungen an der Außenseite des Mastes. Resultierende Vertikalrisse an der Mastaußenseite führen zur Undichtigkeit des Mastes und verstärken das Treiben durch den weiteren Zufluss an Feuchtigkeit. Risse können sich durch eine Verstärkung der Reaktionen ausweiten.

Tatsächlich waren diese chemischen Vorgänge in der Vergangenheit die häufigste Ursache von Schäden an den Masten. In der Boomzeit des Einsatzes von Betonmasten im Freileitungsbau in den 60er und 70er Jahren wurden in kurzer Zeit sehr viele Maste benötigt. Die Folge war ein durch den Fertigungsdruck bedingter schneller Trocknungsvorgang in der Wärmekammer. Die später bei zahlreichen Masten festgestellten breiten Trennrissen infolge Ettringit- / Thaumasitbildung waren ein wesentlicher Grund für den Wechsel vom Betonmast zum Stahlmast im Freileitungsbau.

Bei den heute produzierten Masten werden diese chemischen Prozesse durch eine geringere Entmischung infolge einer optimierten Betonzusammensetzung, besserer Schleuderverfahren und einer dosierten Wärmebehandlung bei der Trocknung verhindert.

An älteren Masten können aber auch nach vielen Jahren noch plötzlich breite Risse infolge der Mineralienbildung entstehen. Ursache sind infolge Alterung entstehende Undichtigkeiten, die das Feuchteangebot an der Mastinnenseite erhöhen.

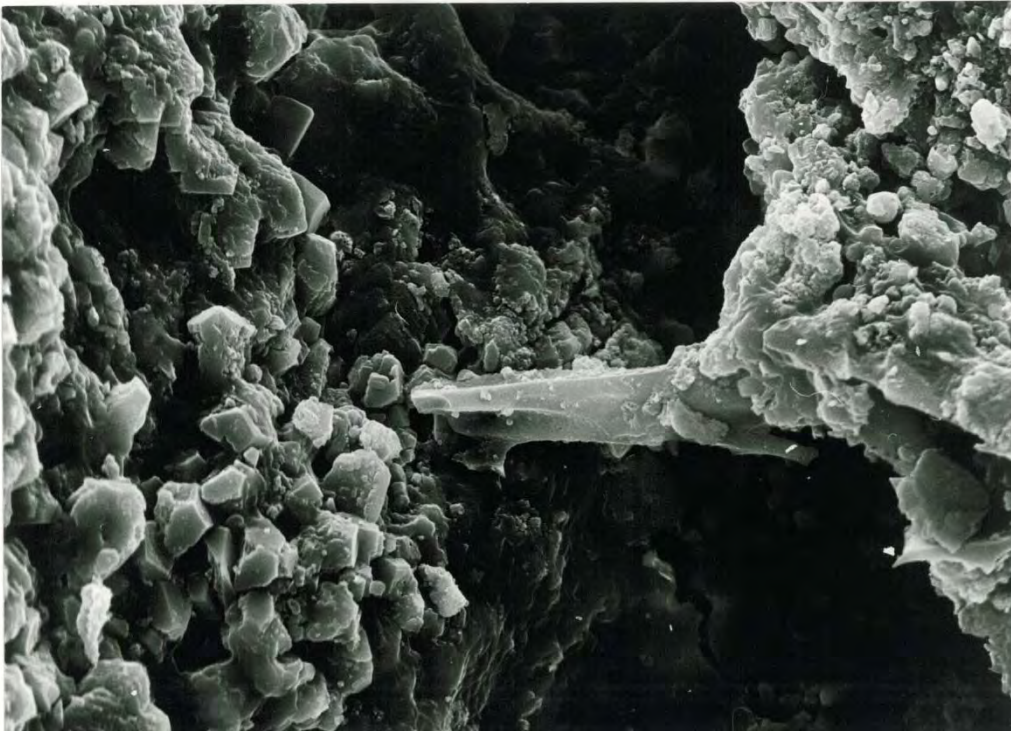


Bild 5: Ettringitbildung in einem Schleuderbetonmast, Aufnahme mit Rasterelektronenmikroskop - aus Bericht: „Untersuchungen an Schleuderbetonmasten“ [52]

2.3.4 Temperatur

Unterschiedliche Temperaturen innerhalb eines Querschnitts führen zu Zwangsbeanspruchungen. Bei einer warmen Sonnen- und kalten Schattenseite stellt sich im Hohlraum innerhalb des Mastes eine mittlere Temperatur ein. Die mittlere Temperatur innen und die hohe Temperatur außen an der Sonnenseite führt zu einer Temperaturdifferenz ΔT über die Wanddicke. Auf der Schattenseite stellt sich dieselbe Temperaturdifferenz mit umgekehrtem Vorzeichen ein.

Aus den Temperaturdifferenzen resultieren Dehnungsunterschiede über die Wanddicke. Da sich die daraus resultierenden Verformungen nicht frei entwickeln können, entstehen in Ringrichtung Zwangsmomente. Hieraus resultieren die für die Bemessung der Wendelbewehrung maßgebenden Spannungen in Umfangsrichtung.

2.3.5 Feuchtigkeit

Für die Betrachtung der Auswirkungen auf den Querschnitt ist neben dem Witterungseinfluss auch die Eigenfeuchte des jungen Mastbauwerks interessant.

Werden die Schleuderbetonsegmente nach der Fertigung und Trocknung nicht gelagert, sondern kurz nach der Fertigung montiert, trocknet die Restfeuchte im Baukörper von innen nach außen ab. Bei trockenem Sonnenwetter mit geringer Außenluftfeuchtigkeit können sich große Unterschiede zur feuchten Mastinnenseite ergeben. Der gleiche Effekt tritt bei älteren, undichten Masten ein. Bei Niederschlag eindringende Feuchtigkeit sammelt sich im Mast und sorgt für ein sehr feuchtes Innenmilieu. An der Außenseite hingegen sorgen der Wind und die Sonneneinstrahlung für eine rasche Abtrocknung.

Feuchtigkeitsunterschiede über die Wanddicke bewirken die gleichen Zwangsbeanspruchungen wie Temperaturunterschiede. Während die abtrocknende Außenseite durch die Wasserabgabe stark schwindet, bewirkt die hohe Luftfeuchtigkeit im Mast ein sehr geringes Schwindmaß an der Innenseite mit entsprechend großen Differenzen der Schwinddehnungen.

2.3.6 Überlagerung

Für die Berechnung der Zwangsschnittgrößen aus den inneren Einwirkungen als Grundlage für die Dimensionierung der Wendelbewehrung ist eine Betrachtung der folgenden Einwirkungen erforderlich:

- Schwinddifferenzen durch unterschiedliches Betongefüge
- Schwindbehinderung durch hohe Bewehrungsgrade
- Schwinddifferenzen des jungen Betons
- Treiben durch Ettringit- oder Thaumasitbildung
- Feuchtigkeitsdifferenzen infolge Witterung
- Temperaturdifferenzen infolge Witterung
- Temperaturdifferenzen infolge Hydratation

Das in Kap. 2.3.3 beschriebene Treiben ist keine bemessungsrelevante Einwirkung. Das Treibmaß und die daraus folgende Sprengkraft durch Ettringit- / Thaumasitbildung ist so groß, dass breite Risse auch durch starke Bewehrung nicht verhindert werden können. Durch die richtige Materialauswahl und –zusammensetzung und ein optimiertes Herstellungsverfahren in Bezug auf den Schleudervorgang und die Nachbehandlung sind diese chemischen Prozesse zu vermeiden.

Bei großen Türmen sind im Kopfbereich, wo die Windgeschwindigkeit sehr groß und die Wanddicke gering ist, Ringzugspannungen durch die unterschiedlichen Winddrücke in Umfangsrichtung zu betrachten. Bei Masten können sich zusätzliche Anforderungen an die Horizontalbewehrung in Stoß- und Verankerungsbereichen ergeben (z.B. Spaltzugbewehrung). Beide Einwirkungen führen jedoch nicht zu Zwangsbeanspruchungen und werden in dieser Arbeit daher nicht betrachtet.

2.3.7 Fazit

Die Wendelbewehrung ist für die Aufnahme der Zwangsbeanspruchung erforderlich, die durch Temperatur, Betonschwinden und Feuchtigkeit aktiviert wird. Dabei ist zwischen den umweltbedingten und den konstruktionsbedingten Einflüssen zu unterscheiden. Letztere ergeben sich durch schlechte konstruktive Ausbildung der Maste (z.B. zu hoher Stahlanteil) oder falsche Fertigung (Entmischung über die Wanddicke). Konstruktive und fertigungstechnische Zwangsbeanspruchungen sollten daher grundsätzlich vermieden werden und nicht die Bemessung einer zusätzlichen Wendelbewehrung erfordern.

Die zu Vertikalrissen führenden umweltbedingten Einwirkungen Feuchtigkeit und Temperatur sowie die Eigenspannungen aus Schwinddifferenzen werden im Kap. 3.1 dieser Arbeit näher erläutert, analysiert und quantifiziert.

2.4 Schäden

2.4.1 Motivation

Anhand diverser Schadensfälle an Betonmasten unterschiedlichen Alters und Designs soll die generelle Bedeutung einer ausreichend dimensionierten und konstruktiv richtig verlegten Wendelbewehrung erläutert werden. Weiterhin wird die Bedeutung konstruktiver Maßnahmen zur Verbesserung des Verhaltens und Verringerung der Zwangsbeanspruchung dargelegt.

2.4.2 Freileitungsmaste generell

Wie im Kapitel 2.1 erläutert wurden die Betonmaste historisch zunächst im Freileitungsbau eingesetzt. Die Bedeutung der Wendelbewehrung wurde den Entwicklern dabei erst mit der Zeit aufgrund wiederholter Schadensfälle bewusst. Viele Jahre wurde die horizontale Bewehrung lediglich als Maßnahme allein zur Fixierung der „wichtigen“ Vertikalbewehrung angesehen. Eine sehr große durchschnittliche Ganghöhe der Wendelbewehrung von über 20 cm sowie vereinzelt noch größere Abstände durch mangelnde Sorgfalt bei der Verlegung waren kennzeichnend.

Neben der unzureichenden Bewehrung ist als Schadensursache auch das schlechte Betongefüge hervorzuheben. Der infolge des Schleudervorgangs inhomogene Wandaufbau mit Konzentration der Zuschläge außen und des Zementleims innen wurde im Kapitel 2.3 erläutert. Ein weiterer typischer Mangel ist die unzureichende Qualität des Betons im Bereich der Schalungsfuge, hervorgerufen durch das Austreten des dünnflüssigen Zementleims beim Schleudern an unzureichend abgedichteten Kopplungen der Schalungshälften.

Neben den Unzulänglichkeiten auf der Widerstandsseite gab es auch Defizite bzgl. der vollständigen Berücksichtigung der relevanten Einflüsse auf der Einwirkungsseite. Da das Bewusstsein für die Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur- und Feuchtigkeitsdifferenzen noch nicht vorhanden war, waren keine Maßnahmen zur Verringerung der thermisch und hygrysch bedingten Beanspruchungen bekannt. Die zu schnelle Trocknung des frischen Mastes in der Wärmekammer und die fehlenden Be- und Entlüftungen zur Verbesserung des Temperatur- und Feuchteausgleichs während der Standzeit sind als typische Schadensursachen zu nennen.

Das nachfolgende Beispiel ist für die damaligen Schäden an den Freileitungsmasten symptomatisch (Bild 6):

SCHADENS-BILD:

Breite Vertikalrisse, vor allem in der Schalungsfuge.

Korrosion der Horizontal- und Vertikalbewehrung.

Abplatzung der Betondeckung.

SCHADENSURSACHEN

Ungleichmäßiger, zu großer Abstand der Wendelbewehrung.

Zementleimdefizit durch Austritt beim Schleudern infolge undichter Schalung.

Entmischung des Betons durch zu dicht angeordnete Vertikalbewehrung.

Erhöhte Zwangsbeanspruchung durch unzweckmäßige Wärmebehandlung des Frischbetons.

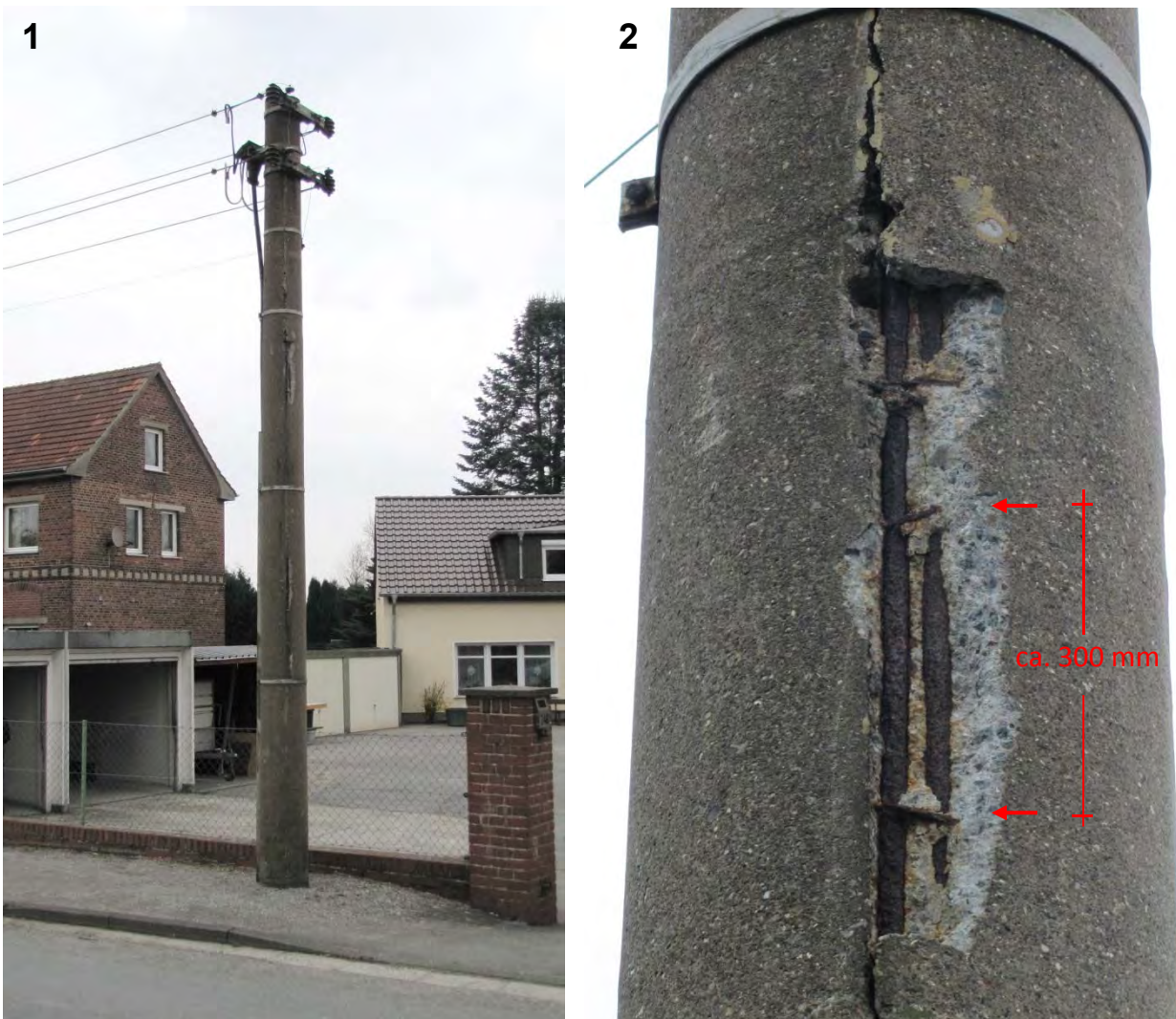


Bild 6: Breiter Vertikalriss und Betonausbruch an der Schalungsfuge eines alten Freileitungsmastes

(1) Mastansicht

(2) Schaden

Das Diagramm und die Tabelle einer Schadensenerhebung der Fa. SAG Freileitungsbau aus dem Jahr 1986 [45] zeigt das Schadensausmaß (Bilder 7 und 8). Aufgrund der Häufigkeit der festgestellten Längsrisse muss man hier von einem Serienmangel sprechen.

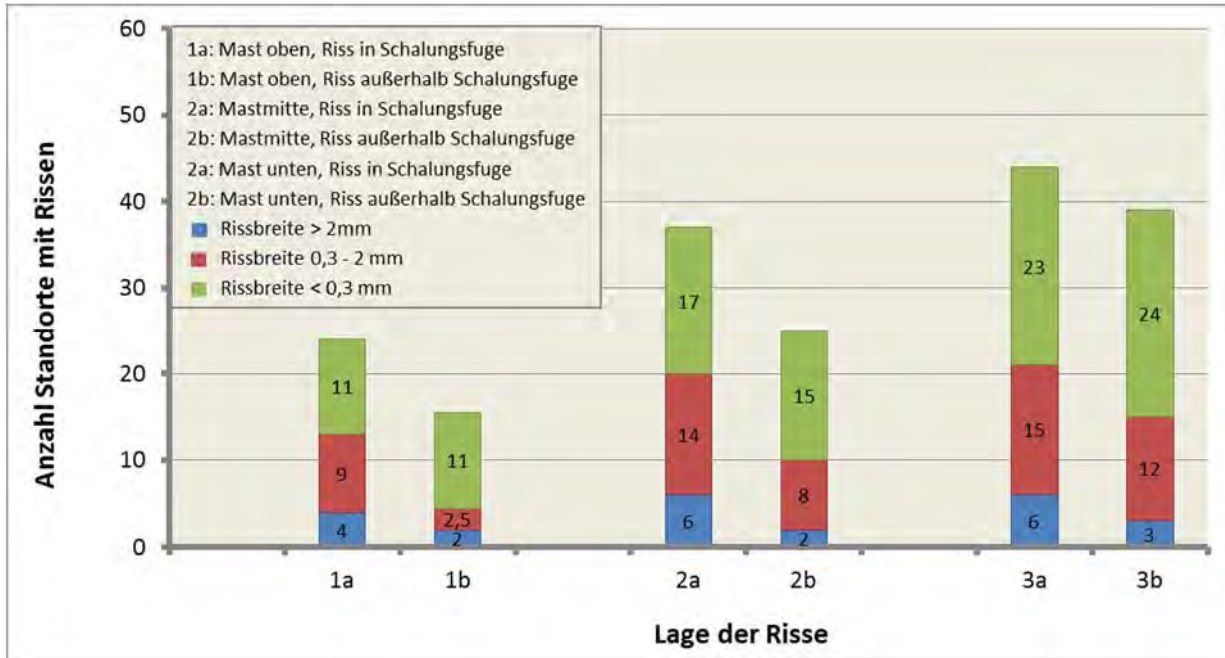


Bild 7: Anteil der Maste mit Längsrissschäden, aufgeteilt nach Rissbreiten und Lage der Risse am Mast (oben, Mitte, unten sowie Regelbereich, Formtrennaht FTN)

Schaden	Gesamt	vorgespannt	schlaff bewehrt
Vertikalriss an den Formtrennnähten	45%	22%	65%
Sonstige Längsrisse	51%	61%	58%
Querrisse	17%	3%	34%
Abplatzungen	12%	11%	11%
Torsionsrisse	3%	3%	3%

Bild 8: Häufigkeit unterschiedlicher Schäden an Beton-Freileitungsmasten

Als Konsequenz dieser Auswertung hat der Betonmasthersteller Pfeleiderer seine Produktion wie folgt verändert [57]:

- Grundlegende Änderung der Wärmebehandlung
- Erhöhung des Bewehrungsgrads der Spiralbewehrung auf das 3 bis 4-fache
- Vergrößerung der Wanddicke
- Änderung der Betonmischung (feinere Körnung)

Die im Zuge dieser Untersuchung diskutierte Erhöhung der Querbewehrung wurde in die Normung übernommen (DIN 4228-1989 [15]) und führte zu der heute üblichen sehr geringen Ganghöhe der Wendel von 3-5 cm.

2.4.3 Mobilfunkmaste generell

Die seit 1991 für den Mobilfunk gebauten Schleuderbetonmaste hatten im Gegensatz zu den im vorherigen Abschnitt besprochenen alten Freileitungsmasten von Anfang an eine entscheidend geringere Ganghöhe der Wendel. Im Kap. 2.5 wird ausgeführt, dass die Horizontalbewehrung mit Einführung der DIN 4228 (1989) verbindlich festgelegt wurde. Hierbei ist, abhängig vom Stabdurchmesser, eine Ganghöhe von 3-6 cm vorgesehen.

Das nachfolgende Beispiel zeigt, dass auch an den aktuellen Mastbaureihen Vertikalrisse vorkommen, die allerdings dank der besseren Bewehrung durch sehr kleine Rissbreiten gekennzeichnet sind (Bilder 9 und 10):

SCHADENSBILD

Zahlreiche kurze Vertikalrisse mit geringerem Abstand, $w < 0,1$ mm, größtenteils versintert.

Offener Riss in der Schalungsfuge bei größerem Rissabstand, w ca. 0,2 mm.

Konzentration der Risse auf die Mastostseite.

Deutlich sichtbare Risse aufgrund Farbbeschichtung.

SCHADENSMECHANISMUS

Übermäßige Zwangsbeanspruchung in der Mastwand.

Geringere Festigkeit im Bereich der Schalungsfuge aufgrund Zementleimaustritt beim Schleudern.

Bildung eines breiten Risses in der Schalungsfuge durch gestörten Verbund.



Bild 9: Schadensbild Vertikalrisse an aktueller Mastbaureihe – Mast grau beschichtet

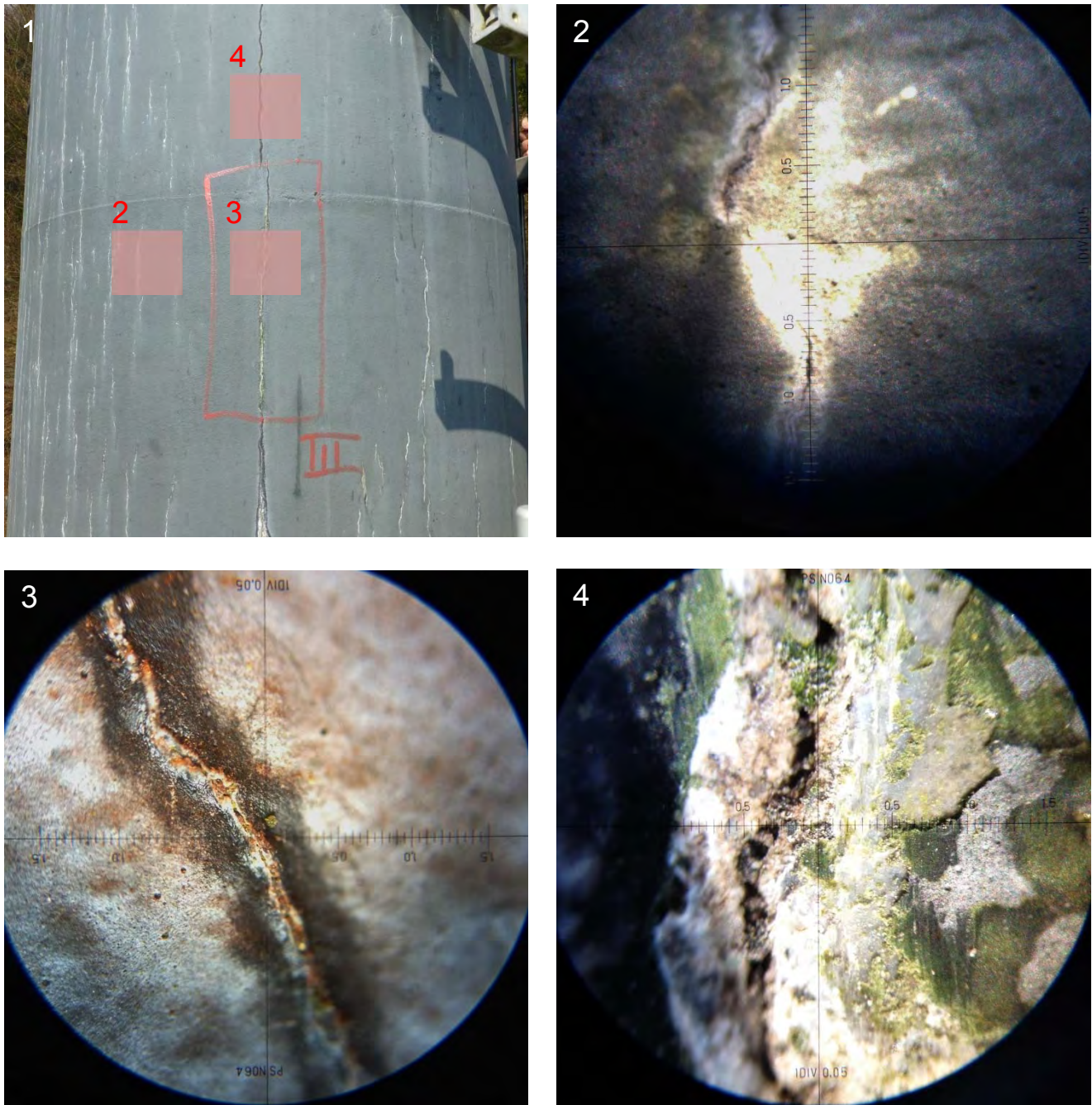


Bild 10: Untersuchung der Risse mit Risslupe

(1) Übersicht

(2) Versinterter Riss im Regelbereich, Rissbreite $< 0,05$ mm

(3) Versinterter Riss mit Rissuferverfärbung aufgrund Farbbeschichtung, Rissbreite ca. 0,1 mm

(4) Offener Riss in Schalungsfuge (Aufnahme nach abgekratzter Farbbeschichtung), Rissbreite ca. 0,15 mm

2.4.4 Funkmast Ulm

Der 40m hohe Betonmast an einer Bahnstrecke zeigt die typischen breiten Trennrisse durch Treiben infolge Ettringitbildung (Bild 11). Wie in Kap. 2.3.3 erläutert, war vor allem die zu schnelle Trocknung der frischen Schleuderbetonsegmente durch heißen Wasserdampf die Ursache. Während üblicherweise die Schäden schon nach kurzer Standzeit auftreten, haben sich bei diesem Mast die gefährlichen Risse erst nach über 30 Jahren gebildet. Ursache hierfür ist eine späte Zufuhr der Feuchtigkeit infolge Undichtigkeit des alternden Mastes. Generell bedeutet das Ettringit-Treiben eine Gefährdung der Standsicherheit gegenüber der Windlastaufnahme. Die plötzlich auftretenden breiten Trennrisse reduzieren als Folge des Fließens der Wendelbewehrung die Schubtragfähigkeit signifikant. Der große Abstand der Rissufer verhindert die bei feinen Rissen noch gegebene Rissverzahnung. Treten zwei gegenüberliegende Risse auf, verhält sich der Mastschaft bei Windbeanspruchung nicht wie ein Kreiszyylinder, sondern wie zwei separate Halbschalen mit einer wesentlich verringerten Biegetragfähigkeit.

SCHADENSCHILD

Breite, vertikale Trennrisse, Rissbreiten > 1mm.

Generell umfangreiche Rissbildung, häufig verbunden mit Aussinterungen.

SCHADENSMECHANISMUS

Konzentration des Zements an der Schaftinnenseite durch Entmischung beim Schleudern.

Undichtigkeiten infolge Alterung nach langer Standzeit.

Dauerfeuchtigkeit im Mast durch fehlende Belüftung.



Bild 11: Trennrisse durch Ettringitreiben an einem Betonmast

- (1) Mastübersicht
- (2) Extremer Trennriss
- (3) Rissbreitenmessung

2.4.5 Mobilfunkmast Hennef

Der sehr schlanke Schleuderbetonmast wurde mit kombinierter Vertikalbewehrung (schlaff und vorgespannt) erstellt. Der Mast zeigt an den Mastsegmenten 1 und 3 breite Risse in den Schalungsfugen (Bild 12).

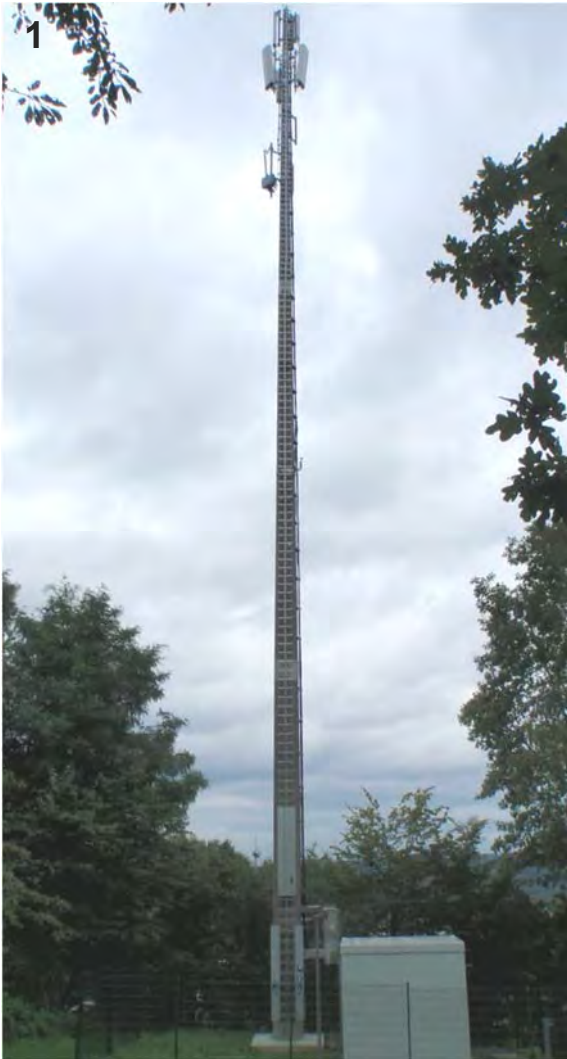


Bild 12: Schäden an einem Schleuderbetonmast infolge undichter Schalungsfuge –

(1) Mastübersicht

(2) Typischer Vertikalriss mit Entmischung

(3) Aufgestemmter Vertikalriss mit gerissener Wendel und korrodierter schlaffer und vorgespannter Vertikalbewehrung

SCHADENSBILD

Vertikalriss an 2 der 3 Mastsegmente im Bereich der Schalungsfuge.

Entmischung im Bereich des Risses durch fehlenden Zementleim.

Gerissene Wendel und stark korrodierte Vertikalbewehrung.

Um die Zuschläge herum verlaufender Riss.

SCHADENSMECHANISMUS

Zementleimaustritt beim Schleudern durch undichte Schalungsfuge.

Fehlende Qualitätskontrolle beim und nach dem Schleudern (Zementaustritt war sichtbar).

Rissbildung in der Schwachstelle Schalungsfuge infolge Zwang aus Temperaturdifferenz, Feuchtedifferenz und Schwindbehinderung durch hohen Bewehrungsgrad.

Fließen der Wendelbewehrung durch große Rissbreiten bis 0,5 mm.

Wassereindrang in die offene Schalungsfuge.

Reißen der überbeanspruchten Wendel infolge Querschnittsverlust durch Korrosion.

Vergrößerung der Rissbreite durch ausgefallene Wendelbewehrung.

Korrosion der Vertikalbewehrung durch Wassereindrang.

2.4.6 Mobilfunkmast Hersbruck

Der Schleuderbetonmast ist durch einen Stahlaufsatzmast verlängert. Dessen Verankerung erfolgte über die Verschraubung am oberen Ende des Betonschaftes. Schon nach wenigen Betriebsjahren zeigten sich im Bereich der Verankerung erste Risse, die - trotz einer Sanierung mit einer rissüberbrückenden Beschichtung - später größere Betonabplatzungen zur Folge hatten (Bild 13).

SCHADENSBIID

Vertikalrisse und Diagonalrisse mit Rissbreiten bis 0,2 mm über einer Gewindebuchse der Aufsatzmastverankerung (Vorstufe).

Ausbruch der Betondeckung über einer Gewindebuchse.

Korrosion der Wendelbewehrung.

SCHADENSMECHANISMUS

Extrem hoher Stahlanteil (ca. 10%) durch Spannfitzen, Endverankerungsring der Spannfitzen, Gewindebuchsen und Wendelbewehrung.

Rissbildung infolge Zwang aus Schwindbehinderung durch extrem hohen Stahlanteil.

Wassereindrang durch die feinen Risse.

Korrosion der oberflächennahen Wendelbewehrung durch Nass-Trocken-Wechsel.

Abplatzung der Betondeckung infolge Druck durch Volumenvergrößerung der Korrosionsprodukte.

Korrosion der nach der Abplatzung freiliegenden, oberflächennahen Gewindebuchse.



Bild 13: Betonabplatzung mit korrodierter Wendelbewehrung am oberen Ende des Betonmastes im Bereich der Verankerung des Aufsatzmastes

- (1) Mastübersicht
- (2) Ausbruchstelle

2.4.7 Schornstein Monticello, USA

Der Schaft des Stahlbetonschornsteins war durch gegenüberliegende breite Trennrisse geschwächt. Die Auftrennung des steifen Ringquerschnitts in zwei Halbschalen erhöht die Spannungen bei Windbeanspruchung signifikant.

Bei einem Hurrikan führte das veränderte Tragsystem aufgrund der extremen Spannungen zum Versagen der gedrückten Halbschale durch „Ausknicken“ (Bild 14). Eine Instandsetzung des Schaftes war nicht mehr möglich, der Schornstein musste abgerissen werden.

SCHADENSCHILD

Breite Trennrisse im Bereich der Gleitstangenkanäle (Vorstadium).

Entstehung von Spalten mit großem Versatz der benachbarten Spaltenränder (Endstadium).

Abriss des Schornsteins.

SCHADENSMECHANISMUS

Temperaturgefälle infolge warmer Innenseite (Vollbetrieb) und kalter Außenseite (Winter).

Zugbeanspruchung auf der Außenseite durch Zwangsmomente.

Bildung von breiten Vertikalrissen an der Außenseite aufgrund unzureichender äußerer Ringbewehrung.

Temperaturgefälle infolge kalter Innenseite (kein Betrieb) und heißer Außenseite (Sommer).

Zugbeanspruchung auf der Innenseite durch Zwangsmomente.

Aufspaltung des Ringquerschnitts in zwei Halbschalen durch breite Trennrisse ohne Rissuferverzahnung.

Versagen des Schafts bei Maximalbeanspruchung (Hurrikan) durch vergrößerte Spannung am geschwächten Querschnitt.

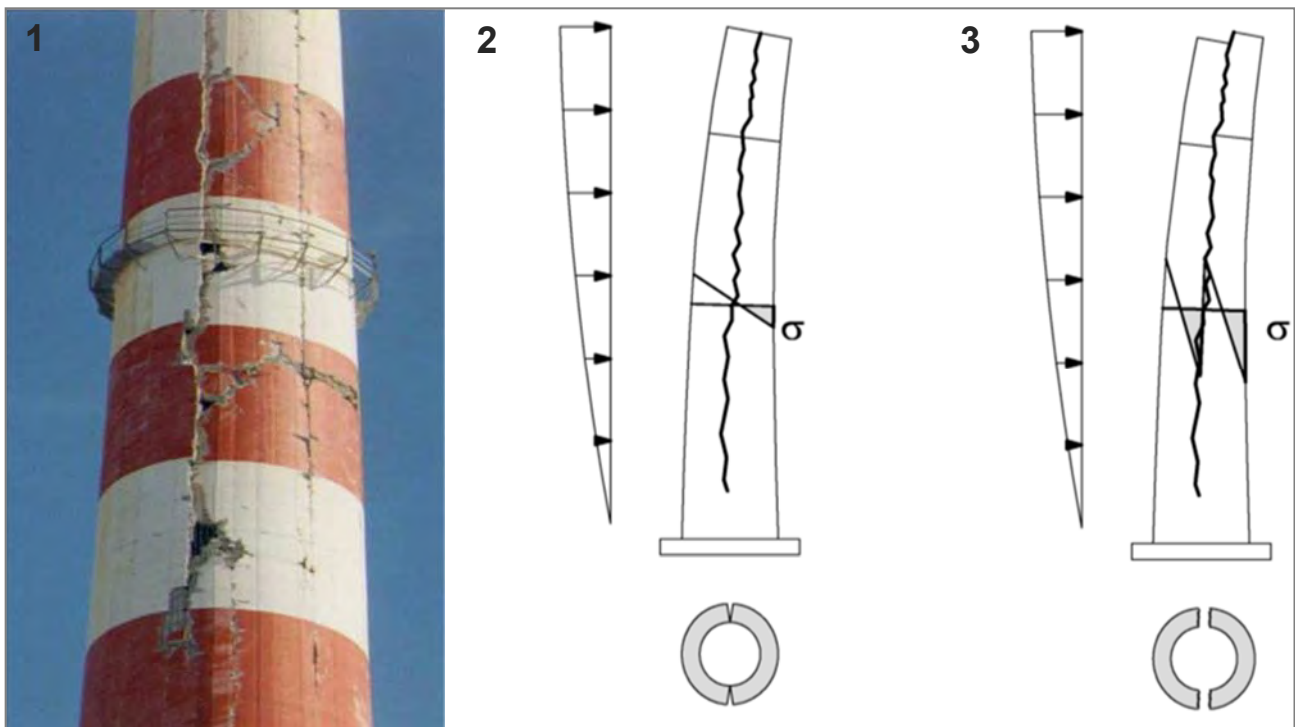


Bild 14: Versagen eines Schornsteinschafts beim Hurrikan infolge unzureichender Horizontalbewehrung

(1) Schaden

(2) Spannungen bei planmäßiger Tragwirkung als Gesamtsystem

(3) Spannungen infolge breiter Trennrisse bei Tragwirkung als „Halbschalensystem“

2.4.8 Fazit

Die angeführten Schadensfälle belegen die sehr große Bedeutung der Wendel- bzw. Ringbewehrung für die Windtragfähigkeit der Betonmaste und -türme. Diese horizontale Bewehrung muss imstande sein schadlos Zwangsmomente aufzunehmen, die infolge von Temperatur- bzw. Schwinddifferenzen aktiviert werden. Sobald die Bewehrung ungenügend ist, bilden sich breite Risse, die bei der Überschreitung der Streckgrenze des Stahls sogar den anfangs monolithischen Schaft in Teilquerschnitte spalten. Dadurch sind die Rissufer nicht mehr schubfest miteinander verbunden.

Die Biegetragfähigkeit bei Windeinwirkung auf diese Teilquerschnitte fällt auf einen Bruchteil der anfänglichen Tragfähigkeit des Gesamtquerschnitts ab.

Dieses gilt es durch eine angemessene Bemessung der Wendelbewehrung zu verhindern. Die anhand der Historie der Bauart aufgezeigten Probleme aus der Praxis haben den Bedarf für die vorliegende Forschungsarbeit hervorgebracht. Daraus resultiert die Motivation, der Praxis eine sichere und zugleich wirtschaftliche Bemessungsmethode anzubieten.

2.5 Normung

2.5.1 Motivation

Die historische Entwicklung der Regelwerke für die Bemessung der Schleuderbetonmaste soll erläutert werden. Hierbei wird insbesondere auf die Regelungen zur Dimensionierung der Wendelbewehrung und der Beschränkung der Rissbreite eingegangen.

2.5.2 Festlegungen zur Mindestbewehrung

2.5.2.1 Normung Betonmaste

2.5.2.1.1 1953 - 1976

DIN 4234 (01.1953) – Stahlbetonmaste – Bestimmung für die Herstellung und Ausführung [16]

DIN 4228 (10.1964) – werkmäßig hergestellte Betonmaste [13]

DIN 48353 (06.1965) – Stahlbetonmaste und –querträger [17]

In diesen Normen sind keine Angaben zur Wendelbewehrung enthalten.

2.5.2.1.2 1976 - 1989

Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Stahlbetonmasten [48]

Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Spannbetonmasten [49]

In beiden Richtlinien sind keine Angaben zur Wendelbewehrung enthalten.

2.5.2.1.3 1985

DIN 4228 (1985) – werkmäßig hergestellte Betonmaste (Entwurf) [14]

Kapitel 5.2 Oberflächenbewehrung

„Betonmaste müssen an der Außenseite eine Oberflächenbewehrung erhalten. Diese muss aus Wendel und Längsstäben bestehen. Für die Wendel mit einem Stabdurchmesser $> 3\text{mm}$ ist Betonrippenstahl zu verwenden. Die Ganghöhe s der Wendel darf höchstens betragen:

Bei Stabdurchmesser 5 mm, $s = 11\text{ cm}$

Bei Stabdurchmesser 4 mm, $s = 7\text{ cm}$

Bei Stabdurchmesser 3 mm, $s = 4\text{ cm}$ “

Bei typischen Wanddicken h beträgt der Bewehrungsgrad damit (für alle drei Stabdurchmesser):

$h = 6\text{ cm} \quad \Rightarrow \rho = 0,3\%$

$h = 9\text{ cm} \quad \Rightarrow \rho = 0,2\%$

$h = 12\text{ cm} \quad \Rightarrow \rho = 0,15\%$

Kapitel 4.3 Stababstände

„bei geschleuderten Betonmasten braucht der lichte Abstand gleichlaufender Bewehrung außerhalb von Stoßbereichen abweichend von DIN 1045/07.88, Abschnitt 18.2, nur so groß wie der Stabdurchmesser zu sein; er muss mindestens so groß wie der Größtkorndurchmesser sein.“

2.5.2.1.4 1989 - 2012

DIN 4228 (02.1989) – werkmäßig hergestellte Betonmaste [15]

Kapitel 4.2 Oberflächenbewehrung

„Betonmaste müssen an der Außenseite eine Oberflächenbewehrung erhalten. Diese muss aus Wendel und Längsstäben bestehen. Die Ganghöhe s der Wendel darf höchstens betragen:

Bei Stabdurchmesser 5 mm, $s = 6$ cm

Bei Stabdurchmesser 4 mm, $s = 4$ cm

Bei Stabdurchmesser 3 mm, $s = 3$ cm“

Bei typischen Wanddicken beträgt der Bewehrungsgrad damit:

	$\phi = 3$ mm	$\phi = 4$ mm	$\phi = 5$ mm
$h = 6$ cm	$\rho = 0,39\%$	$\rho = 0,52\%$	$\rho = 0,54\%$
$h = 9$ cm	$\rho = 0,26\%$	$\rho = 0,35\%$	$\rho = 0,36\%$
$h = 12$ cm	$\rho = 0,19\%$	$\rho = 0,26\%$	$\rho = 0,27\%$

Kapitel 4.3 Stababstände

„bei geschleuderten Betonmasten braucht der lichte Abstand gleichlaufender Bewehrung außerhalb von Stoßbereichen abweichend von DIN 1045/07.88, Abschnitt 18.2, nur so groß wie der Stabdurchmesser zu sein; er muss mindestens so groß wie der Größtkorndurchmesser sein.“

2.5.2.1.5 ab Mitte 2012

DIN EN 12843 (11.2004, Einführung mit Eurocode) – Betonfertigteile – Maste [24]

Kapitel 4.3.8.2 Querbewehrung

Kapitel 4.3.8.2.1 Stahlbetonmaste (für Schleuderbetonmaste siehe 4.3.8.2.3)

„Querbewehrungen werden für Querlasten bemessen, die entweder in den Angaben des Herstellers oder in einem Auftrag festgelegt sind. Die maximale Steigung spiralförmiger Bewehrung bzw. der Abstand der Bügeleinlagen untereinander ist entweder anhand der Bemessung oder aufgrund von Erfahrungswerten nach dem Stand der Technik festzulegen. Insbesondere bei Nachweis der Tragfähigkeit durch Prüfung nach 5.5 ist der größte Abstand zwischen zwei Querbewehrungen in Abhängigkeit von den Ergebnissen, jedoch mit Höchstwert 1,50 m, festzulegen.“

Kapitel 4.3.8.2.2 Spannbetonmaste (für Schleuderbetonmaste siehe 4.3.8.2.3)

„Sofern durch Prüfung nach 5.5 nachgewiesen und auf Grund von Erfahrungswerten gerechtfertigt, kann auf eine Querbewehrung verzichtet werden.“

Kapitel 4.3.8.2.3 Bewehrte oder vorgespannte Schleuderbetonmaste

„Das Bewehrungsverhältnis bei Querbewehrungen muss mindestens die folgenden Werte aufweisen:

- für Mastdurchmesser am Fuß ≥ 800 mm; $\rho = 0,15$ % des Längsquerschnittes des Betons
- für Mastdurchmesser am Fuß ≤ 400 mm; $\rho = 0,05$ % des Längsquerschnittes des Betons
- für Mastdurchmesser am Fuß < 800 mm, jedoch > 400 mm; durch lineare Interpolation zwischen den vorstehenden Werten“

2.5.2.2 Normung Türme / Schornsteine

Für die großen Fernmeldetürme als Individualbauwerke existiert keine eigene Norm. Für große Türme können daher nur die Festlegungen der Norm für Schornsteine (DIN 1056 bzw. DIN EN 13084) hinsichtlich Angaben zur Mindestbewehrung zitiert werden.

2.5.2.2.1 1969 - 1984

DIN 1056 (08.1969) - Freistehende Schornsteine in Massivbauart, Berechnung und Ausführung [10]

Mindestbewehrung gemäß Kapitel 3.5.2.4, Tabelle 3:

- Außen: 0,15 % des zugehörigen mittleren lotrechten Ringquerschnitts
Innen: 0,1 % des zugehörigen mittleren lotrechten Ringquerschnitts

2.5.2.2.2 1984 - 2012

DIN 1056 (10.1984) - Freistehende Schornsteine in Massivbauart, Berechnung und Ausführung [11]

Mindestbewehrung gemäß Kapitel 10.2.2, Tabelle 5:

Außen: 0,2 % [für BSt 420 / 500 und B25 – B35]

Innen: 0,2 % [für BSt 420 / 500 und B25 – B35]

Die horizontalen Bewehrungsstäbe sind hierbei in einem Abstand von höchstens 200 mm anzuordnen.

2.5.2.2.3 ab Mitte 2012

DIN EN 13084-2 (08.2007) - Freistehende Schornsteine - Teil 2, Betonschornsteine [26]

Kapitel 7.1.2 Horizontale Mindestbewehrung

„Das Tragrohr muss sowohl mit einer inneren wie einer äußeren horizontalen Bewehrungslage versehen sein. In jeder Lage darf der Querschnitt der horizontalen Bewehrung nicht weniger als 0,15 % der vertikalen Betonquerschnittsfläche betragen. Die innere Lage darf nicht weniger als 1/3 der gesamten horizontalen Bewehrung enthalten.“

Zusätzlich enthält die Norm Angaben zur horizontalen Mindestbewehrung an Öffnungen sowie die Vorgabe, dass der Abstand zwischen horizontalen Bewehrungsstäben 200 mm nicht überschreiten darf.

2.5.3 Beschränkung der Rissbreite

Die im vorherigen Unterkapitel zitierten historischen Normen enthalten keine Berechnungsverfahren zur Rissbreitenbeschränkung. Einzig die aktuelle Norm für Betonmaste (DIN 12843 ab Mitte 2012 [24]) gibt einen Grenzwert für die Rissbreite an:

Kapitel 4.3.2 Oberflächenbeschaffenheit

„Risse, die durch das Schwinden der betonreichen Schicht oder durch Temperaturwechsel hervorgerufen werden, dürfen 0,2 mm nicht überschreiten.“

Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Rissbreiten sind daher den aktuellen, allgemeinen Normen zu entnehmen. Im Einzelnen:

DIN EN 13084-2 Freistehende Betonschornsteine [26]

DIN EN 1992-1-1 Eurocode 2 [20]

DIN EN 1992-1-1 NA Deutscher Nationaler Anhang zum Eurocode 2 [21]

2.5.3.1 DIN EN 13084 [25, 26]

Der Teil 2 der Norm behandelt die freistehenden Betonschornsteine. Im Anhang B ist das Verfahren zur Berechnung der Rissbreite beschrieben.

Die hierzu angegebene Formel lautet:

$$w_k = 3,5 * [(\sigma_{sr}^{0,88} * \phi) / f_{ctm}^{2/3}]^{0,89} * (\sigma_s - 0,4 * \sigma_{sr}) / E_s$$

Hierin bedeuten:

σ_s die Spannung in der Zugbewehrung [N/mm²] berechnet auf der Grundlage eines gerissenen Querschnittes (Zustand II) unter tatsächlichen Belastungsbedingungen mit der Exzentrizität $e = M / N$

σ_{sr} die Spannung in der Zugbewehrung [N/mm²] berechnet auf der Grundlage eines gerissenen Querschnittes (Zustand II) unter Belastungsbedingungen, bei denen die tatsächliche Exzentrizität e beibehalten wird und die Zugfestigkeit des Betons f_{ctm} nach Gleichung (1)* im ungerissenen Querschnitt (Zustand I) erreicht wird

ϕ der Durchmesser des Bewehrungsstabes [mm]

E_s der Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls [N/mm²]

2.5.3.2 DIN EN 1992-1-1 [20]

Im Kapitel 7.3.4 des Eurocodes ist das folgende Verfahren zur Berechnung der Rissbreite angegeben:

$$w_k = s_{r,max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Hierin bedeuten:

$s_{r,max}$ der maximale Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild

ϵ_{sm} die mittlere Dehnung der Bewehrung unter der maßgebenden Einwirkungskombination, einschließlich der Auswirkungen aufgebrachtter Verformungen und unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug. Es wird nur die zusätzliche, über die Nulldehnung hinausgehende, in gleicher Höhe liegende Betonzugdehnung berücksichtigt

ϵ_{cm} die mittlere Dehnung des Betons zwischen den Rissen.

Die Größe von $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ ist wie folgt zu ermitteln:

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t * f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})] / E_s \geq 0,6 * \sigma_s / E_s$$

Dabei gilt:

σ_s die Spannung in der Zugbewehrung unter Annahme eines gerissenen Querschnitts

α_e ist das Verhältnis E_s/E_{cm}

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

$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 * A'_p) / A_{c,eff}$

Mit

$\xi_1^2 * A'_p = 0$, da die zu betrachtenden Querschnitte nicht horizontal vorgespannt sind (A'_p ist der Querschnitt der im Verbund liegenden Spannglieder der Zugzone).

$A_{c,eff}$ der Wirkungsbereich der Bewehrung. $A_{c,eff}$ ist die Betonfläche um die Zugbewehrung mit der Höhe $h_{c,eff}$, wobei $h_{c,eff}$ das Minimum ist von

(1) $2,5 * (h - d)$ (d = Abstand der Zugbewehrung vom gedrückten Querschnittsrand)

(2) $(h - x) / 3$ (x = Abstand der Dehnungs-Null-Linie vom gedrückten Querschnittsrand)

(3) $h / 2$

Der maximale Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild ist nach folgender Gleichung zu berechnen:

$$s_{r,max} = \underbrace{k_3 * c}_{T1} + \underbrace{k_1 * k_2 * k_4 * \phi / \rho_{p,eff}}_{T2}$$

Dabei gilt:

ϕ der Stabdurchmesser

c die Betondeckung bezogen auf die Längsbewehrung

k_1 der Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundeigenschaften der Bewehrung:

0,8 für Stäbe mit guten Verbundeigenschaften

1,6 für Stäbe mit nahezu glatter Oberfläche (z. B. Spannglieder)

k_2 der Beiwert zur Berücksichtigung der Dehnungsverteilung:

0,5 für Biegung (hier maßgebend)

1,0 für reinen Zug

k_3 landesspezifischer Wert – Empfehlung: 3,4 (wird hier verwendet)

k_4 landesspezifischer Wert zur Berücksichtigung des Verhältnisse der Betonzugfestigkeit zum Verbund – Empfehlung: 0,425 für $\tau_b = 2,25 * f_{ctm}$ (wird hier verwendet)

Ist der Abstand der Bewehrung in der Zugzone größer als $5 * (c + \phi / 2)$ gilt:

$s_{r,max} = 1,3 * (h - x)$ für Betonmaste aufgrund der engen Wendel i.d.R. nicht maßgeblich

Der erste Term ($k_3 \cdot c$) basiert auf der stark vereinfachten Annahme, dass beidseits der Rissufer im Mittel eine verbundfreie Länge in Abhängigkeit von der Betondeckung vorhanden ist (Verbundstörung in Rissnähe).

Der zweite Term ($k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff}$) beschreibt die eigentliche Risseinleitungslänge basierend auf den Verbundeigenschaften.

2.5.3.3 DIN EN 1992-1-1 NA [21]

Der deutsche nationale Anhang weicht von dem im Kapitel 2.5.3.2 erläuterten Verfahren zur Rissbreitenberechnung hinsichtlich des Wirkungsbereichs der Bewehrung $A_{c,eff}$ und der Berechnung der Risseinleitungslänge $s_{r,max}$ ab:

WIRKUNGSBEREICH DER BEWEHRUNG $A_{c,eff}$

NCL zu 7.3.2 (3) – Modifikation 1

$$A_{c,eff} = 2,5 \cdot (h - d) \quad \text{beschränkt auf } h / (h - d) < 10 \quad \text{(bei Biegung)}$$

bei dickeren Bauteilen kann der Wert bis auf $5 \cdot (h - d)$ anwachsen

Da sowohl Maste wie Türme die Beschränkung $h / (h - d) < 10$ einhalten, ist diese Modifikation jedoch i. d. R. nicht relevant (Ausnahme: Große Wanddicken im Fußbereich von Fernsehtürmen):

$$\text{Beispiel Mast: } h = 100 \text{ mm, } d_1 = 20 \text{ mm, } d = h - d_1 = 80 \text{ mm} \quad \Rightarrow h / (h - d) = 5 < 10$$

$$\text{Beispiel Turm: } h = 300 \text{ mm, } d_1 = 40 \text{ mm, } d = h - d_1 = 260 \text{ mm} \quad \Rightarrow h / (h - d) = 7,5 < 10$$

NCL zu 7.3.2 (3) – Modifikation 2

Wenn die Bewehrung nicht innerhalb des Grenzbereichs $(h - x) / 3$ liegt, ist dieser auf $(h - x) / 2$ zu vergrößern.

Anmerkung:

Auch diese Modifikation ist für die Ringbewehrung von Masten aufgrund der außen angeordneten Bewehrung nicht relevant.

RISSEINLEITUNGSLÄNGE $s_{r,max}$

NDP zu 7.3.4 (3):

Für die Beiwerte k_1 bis k_4 zur Berechnung der Risseinleitungslänge sind die folgenden Werte anzusetzen:

$$k_1 \cdot k_2 = 1; k_3 = 0; k_4 = 1 / 3,6 = 0,28$$

Damit kann die Berechnungsformel für $s_{r,max}$ gemäß DIN EN 1992-1-1 wie folgt modifiziert werden:

$$\begin{aligned} s_{r,max} &= k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff} = 0 \cdot c + 1 \cdot 1 / 3,6 \cdot \phi / \rho_{p,eff} \\ &= \phi / (3,6 \cdot \rho_{p,eff}) \end{aligned}$$

Als Größtwert für $s_{r,max}$ wird festgelegt:

$$s_{r,max} \leq \sigma_s \cdot \phi / (3,6 \cdot f_{ct,eff})$$

Im Bild 15 (frei nach [28]) sind die unterschiedlichen Konzepte zur Ermittlung der Risseinleitungslänge s_R nach EC2 und dem zugehörigen nationalen Anhang erläutert.

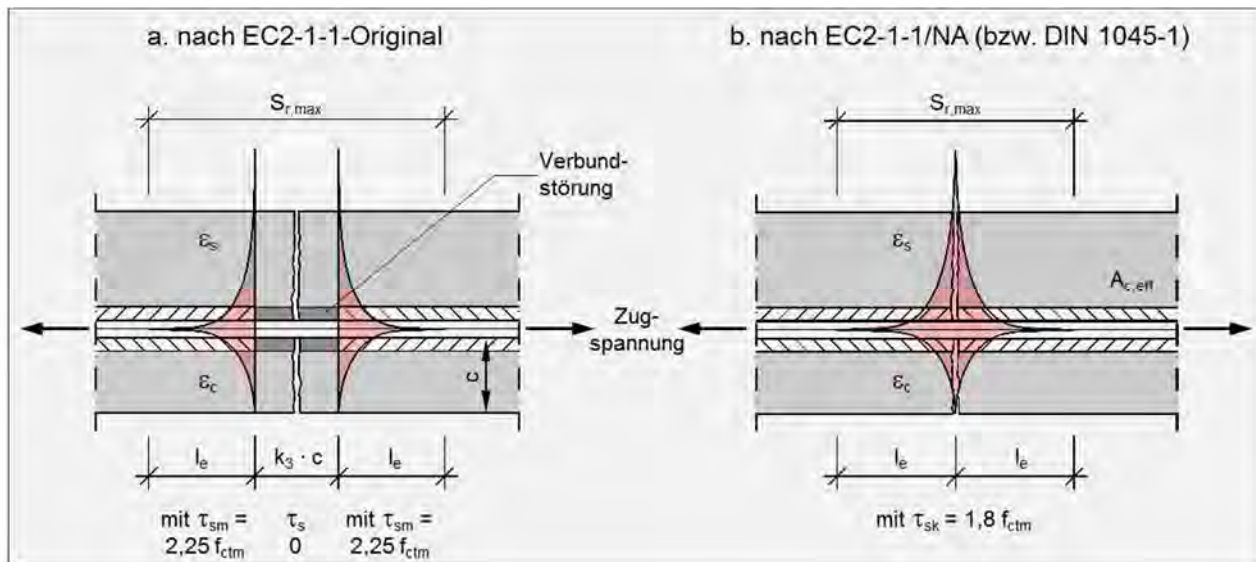


Bild 15 – Risseinleitungslänge nach DIN EN 1992-1-1 [20] bzw. DIN EN 1992-1-1 NA [21]

Demnach setzt sich die Risseinleitungslänge gemäß EC2 aus einem verbundfreien Bereich, hervorgerufen aus der Verbundstörung am Riss, und dem eigentlichen Verbundbereich zusammen. Der NA beinhaltet keinen Term zur Berücksichtigung der Verbundstörung, stattdessen ist die gemittelte Verbundspannung, die zur Festlegung der Beiwerte k_1 bis k_4 herangezogen wurde, reduziert ($\tau_{sk} = 1,8 \cdot f_{ctm}$ gemäß NA und $\tau_{sm} = 2,25 \cdot f_{ctm}$ gemäß EC2) [33].

Gerade für Betonmastquerschnitte bedingt die Formel zur Berechnung der Risseinleitungslänge nach EC2 jedoch eine signifikante Abweichung im Vergleich zum Nationalen Anhang.

Ursache ist der in der Relation besonders große Anteil des ersten Terms ($k_3 \cdot c$), bedingt durch den extrem kleinen Durchmesser der Wendelbewehrung (vgl. Bild 15b).

Im nachfolgenden Berechnungsbeispiel sind die Ergebnisse der Anwendung der verschiedenen Normvorgaben für einen typischen Mastquerschnitt und einen Turmquerschnitt dargestellt (vgl. auch Skizze Bild 15b).

Beispiel Mast:

$c = 20 \text{ mm}$, $\phi = 4 \text{ mm}$, gerippte Bewehrung, $\rho_{p,eff} = 0,01$

$$s_{r,max} \text{ (EC2)} = 3,4 \cdot 20 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 4 / 0,01 = 102 \text{ mm}$$

$$s_{r,max} \text{ (EC2, NA)} = 0 \cdot 20 + 1 \cdot 1 / 3,6 \cdot 4 / 0,01 = 56 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow s_{r,max} \text{ (EC2)} / s_{r,max} \text{ (EC2, NA)} = 102 / 56 = 1,82$$

Beispiel Turm:

$c = 40 \text{ mm}$, $\phi = 12 \text{ mm}$, gerippte Bewehrung, $\rho_{p,eff} = 0,01$

$$s_{r,max} (EC2) = 3,4 \cdot 40 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 12 / 0,01 = 340 \text{ mm}$$

$$s_{r,max} (EC2, NA) = 0 \cdot 40 + 1 \cdot 1 / 3,6 \cdot 12 / 0,01 = 336 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow s_{r,max} (EC2) / s_{r,max} (EC2, NA) = 340 / 336 = 1,01$$

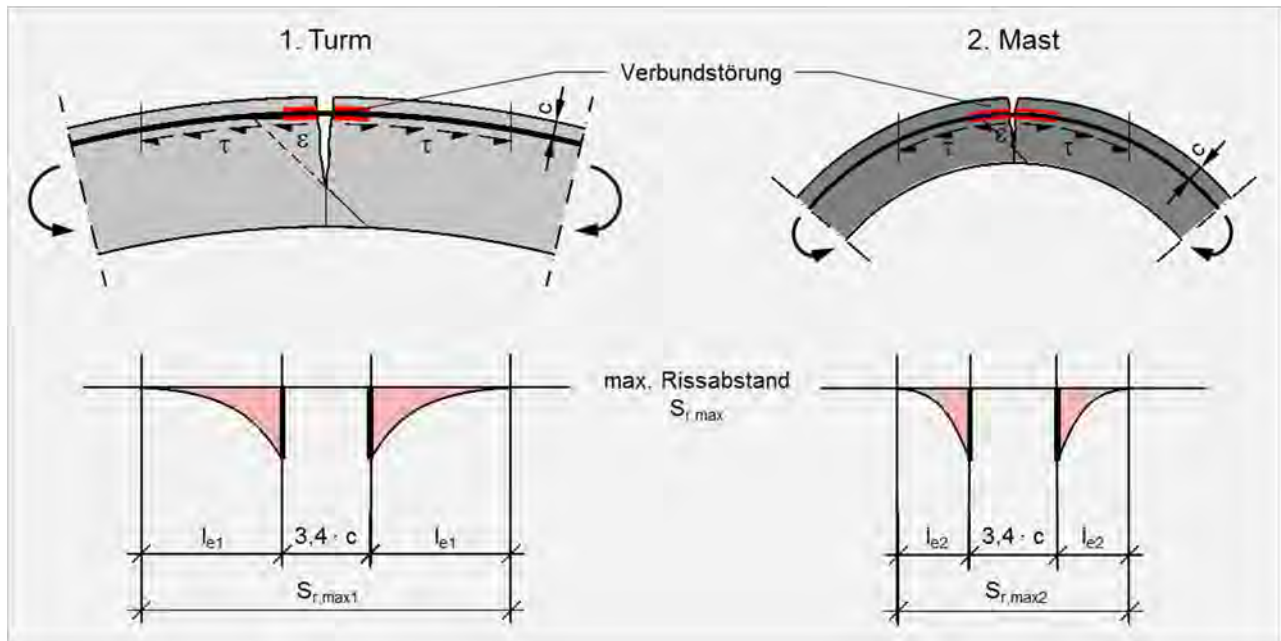


Bild 15b – Risseinleitungslänge und Anteil des „verbundfreien Bereichs“ für Mast und Turm bei Berechnung nach DIN EN 1992-1-1

2.5.4 Fazit

Der Vergleich der Normen zeigt historisch zunächst die Sensibilisierung für den Stellenwert der Wendelbewehrung. Dieses ist ganz besonders anhand der annähernden Halbierung der Ganghöhe zu erkennen:

DIN 4228 Entwurf 1985 [14]: $s = 40-110 \text{ mm}$, $\rho = 0,15 - 0,3 \%$

DIN 4228 Ausgabe 1989 [15]: $s = 30-60 \text{ mm}$, $\rho = 0,2 - 0,5 \%$

Aktuell ist die gravierende Abweichung der neuen DIN EN 12843 von der zurückgezogenen Norm DIN 4228 bemerkenswert. Während der Stababstand von 3 bis 6 cm gemäß DIN 4228 als gering einzustufen ist, gibt die DIN EN 12843 nur den Bewehrungsgrad vor, der insbesondere bei geringen Wanddicken und / oder großem Stabdurchmesser der Wendel zu extrem großen Stababständen und somit zu einer ungenügenden Wendelbewehrung führt. Zudem ist die Abstufung des Bewehrungsgrads nach dem Mastfußdurchmesser falsch, da dieser keinen Einfluss auf die Beanspruchung hat.

Insgesamt gibt es bis heute keinen rechnerischen Ansatz für eine sichere und zugleich wirtschaftliche Bemessung der Wendelbewehrung. Die aktuellen Festlegungen dazu stellen vielmehr einen Rückschritt dar, der wieder zu großen Stababständen und ungenügenden Bewehrungsgraden führt. Dieses bringt erneut die Gefahr der Bildung von extremen Rissbreiten mit sich. Auch die Vorgabe der maximalen Rissbreite von 0,2 mm ist hinsichtlich der damit einhergehenden Stahlspannungen und des Eindringens von Feuchtigkeit zu kritisieren.

Die verschiedenen normativen Ansätze zur Berechnung der Rissbreite sind anhand der Formeln nicht unmittelbar vergleichbar. Eine vergleichende Bewertung der Rissformeln soll daher im Kapitel 4.6 dieser Arbeit anhand von Parameterstudien erfolgen.

3 ANALYSE DES RISSVERHALTENS

3.1 Beanspruchung und Reaktion

3.1.1 Motivation

In diesem Kapitel wird erläutert, wie bei Ringquerschnitten Biegemomente infolge behinderter Verformungen aktiviert werden, die zu Zugspannungen in Umfangsrichtung führen und damit den Einbau einer horizontalen Bewehrung erfordern.

3.1.2 Beanspruchung

Wie im Kapitel 2.3 erläutert, resultieren die horizontalen Zugspannungen im statisch unbestimmten geschlossenen Kreisring vor allem aus Zwangsbeanspruchungen. Verschiedene Einwirkungen, die im Folgenden konkretisiert werden, bewirken Dehnungsdifferenzen innerhalb der Wand. Die Verhinderung der aus den Dehnungen resultierenden Verformung durch den Kreisring bewirkt die Zwangsbeanspruchung.

3.1.2.1 Temperatur und Dehnung / Stauchung

Über den Wärmeausdehnungskoeffizienten α_T ist die einwirkende Temperaturänderung unmittelbar mit der Dehnung / Stauchung gekoppelt: $\varepsilon_T = \alpha_T \cdot T$

Temperaturdifferenzen führen damit zu entsprechenden Dehnungsdifferenzen über die Wanddicke. Da sich der Festkörper der Umgebungstemperatur angleicht, ergibt eine Temperaturänderung über die Wanddicke unmittelbar auch eine Dehnungsänderung.

Bei den Ursachen für die Temperaturdifferenzen im Querschnitt ist zu unterscheiden:

- Äußere Temperatureinwirkungen (klimatische Einflüsse)
- Innere Temperatureinwirkungen (Hydratationswärme)

In den folgenden Unterkapiteln werden diese Einwirkungen spezifiziert:

3.1.2.1.1 Quasi ständige Temperaturdifferenzen

Die Temperaturdifferenzen über die Wanddicke ergeben sich im Regelfall aus der einseitigen Sonneneinwirkung. An der warmen Sonnenseite erwärmt sich der Beton gegenüber der kalten Schattenseite hierbei um max. ca. 20 K. Dieser Höchstwert stellt sich im Winter ein, wenn die kräftige Mittagssonne im niedrigsten Winkel zur vertikalen Mastachse steht. Ähnlich hohe Werte sind am frühen Morgen / späten Nachmittag im Sommer zu erwarten, wenn die schon / noch intensive Sonneneinstrahlung einen tieferen Stand hat. Unter der Voraussetzung eines gut belüfteten Mastinnenraums stellt sich hier eine mittlere Temperatur ein, sodass die Temperaturdifferenz zwischen der Mastwandinnenseite und der Mastwandaußenseite 10 K beträgt. Dauerhafte Messungen an „ideal“ belüfteten Kühltürmen im Rahmen eines Life-Cycle-Managements bestätigen diesen Wert [46].

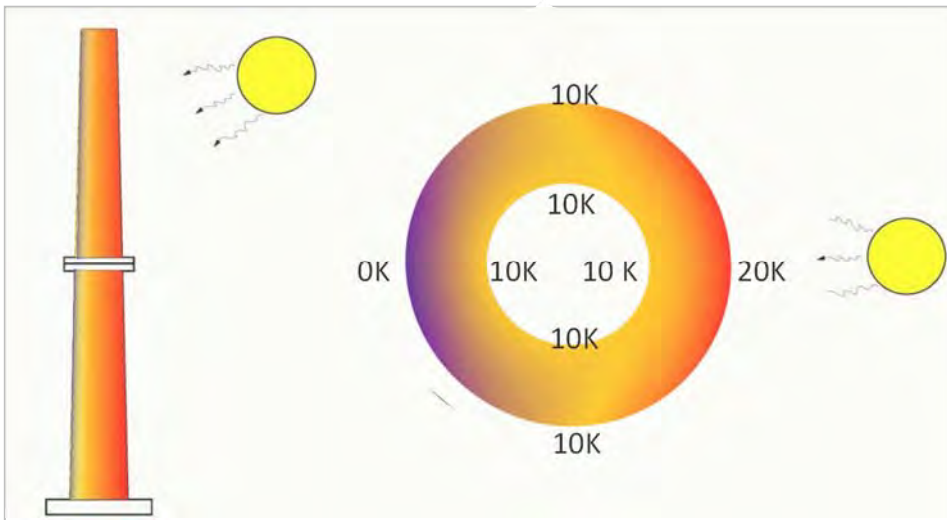


Bild 16: Quasi ständige thermische Beanspruchung eines belüfteten Zylinders infolge einseitiger Sonneneinstrahlung bei Mittagssonne im Winter oder Abendsonne im Sommer (nach [46])

An einem stillgelegten Mast in Peterzell, Schwarzwald wurde 1981 durch Anbringung von Messfühlern auf der Sonnen- und Schattenseite eine einjährige Studie zum Verhalten der Betonringe bei einseitiger Erwärmung durchgeführt [52]. Die hierbei über den Zeitraum von einem Jahr maximal gemessene Differenz zwischen Sonnen- und Schattenseite von 16 K (15.08.1981 um 18:00 Uhr) bestätigt die vorgenannte Angabe von max. 20 K Temperaturdifferenz bei normaler Witterung. Die gleichzeitig gemessene, maximale Differenz über die Wanddicke betrug 4,5 K ist damit wesentlich geringer als die zu vermutenden 8 K, entsprechend der Hälfte des Temperaturunterschieds der Betonoberfläche an der Sonnen- und Schattenseite.

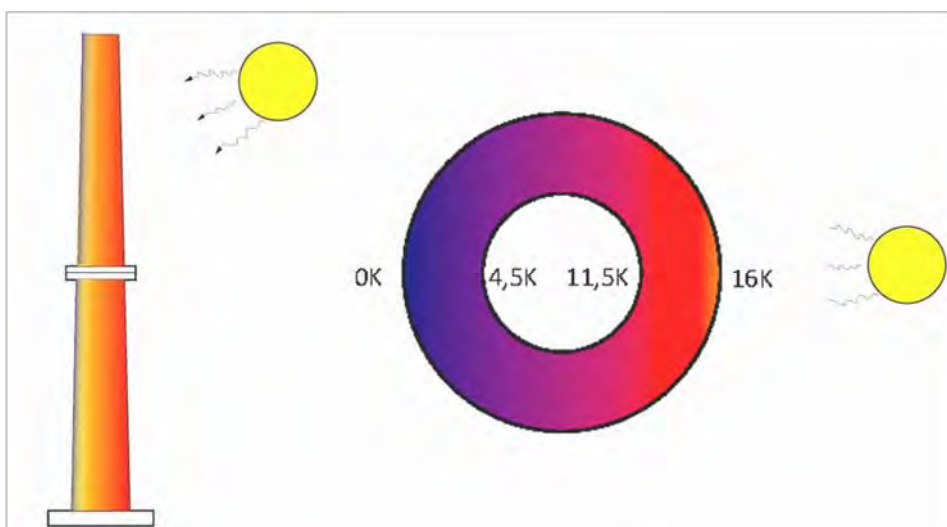


Bild 17: Gemessene Temperaturdifferenzen über die Wanddicke infolge einseitiger Sonneneinstrahlung (nach [52])

Ursache dieser geringeren Temperaturdifferenz ist die fehlende Belüftung der älteren Maste. Dadurch stellt sich an der Mastwandinnenseite keine gleichbleibende Temperatur ein, sondern ein Temperaturgefälle von der warmen zur kalten Seite. Demzufolge erscheint eine gute Belüftung zunächst hinsichtlich der Zwangsbeanspruchung aus der Temperaturdifferenz als unvorteilhaft. Die Notwendigkeit der Belüftung ist aber in der hygrischen Einwirkung begründet, die im Kapitel 3.1.2.2 spezifiziert wird.

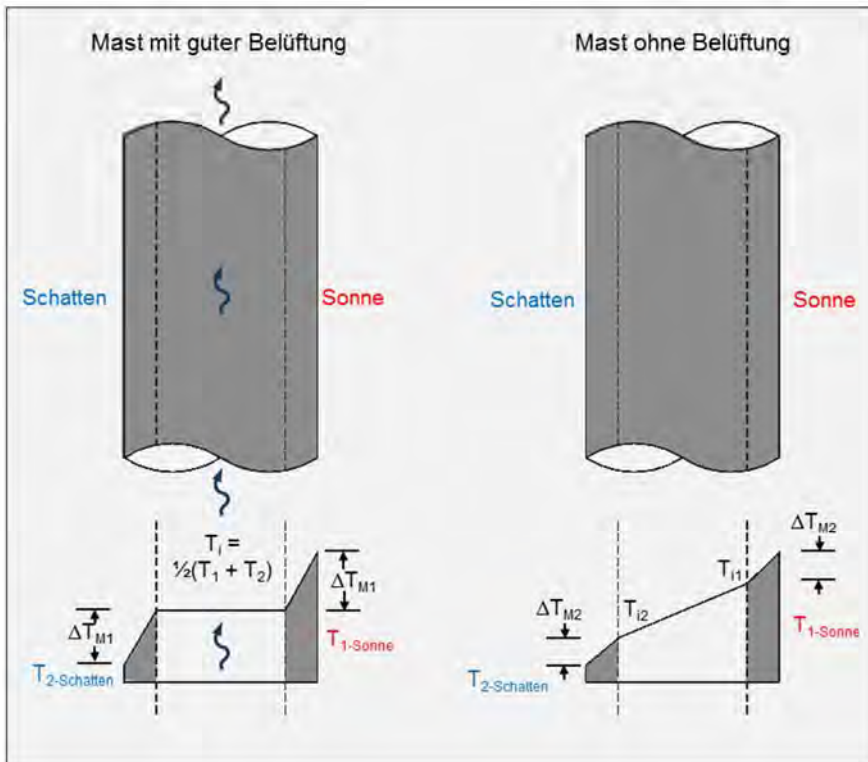


Bild 18: Unterschiedliche Temperaturdifferenzen über die Wanddicke für belüftete und unbelüftete Zylinder

3.1.2.1.2 Maximale Temperaturdifferenzen

Die größten Temperaturdifferenzen können sich bei Hitzegewittern an sehr heißen Sommertagen ergeben. Aufgrund der hohen Außentemperatur von max. 40°C im Schatten und der einseitigen Sonneneinstrahlung mit Betonoberflächentemperaturen von bis zu 55°C wird der gesamte Mast mit durchschnittlich ca. 45°C sehr stark erwärmt, sodass sich diese Mitteltemperatur bei einem gut belüfteten Mast auch an der Mastinnenseite einstellen wird.

Bei einem Hitzegewitter mit Hagel / kaltem Schlagregen wird die niederschlagszugewandte Mastaußenseite sehr schnell auf ca. 15°C abgekühlt.. Die niederschlagsabgewandte Mastseite und der Mastinnenraum werden sich jedoch nur sehr langsam von 45°C herunterkühlen (Bild 19). Damit sind in diesem Ausnahmefall Temperaturdifferenzen über die Wanddicke auf der Niederschlagsseite von bis zu 30 K (45°C – 15°C) möglich.

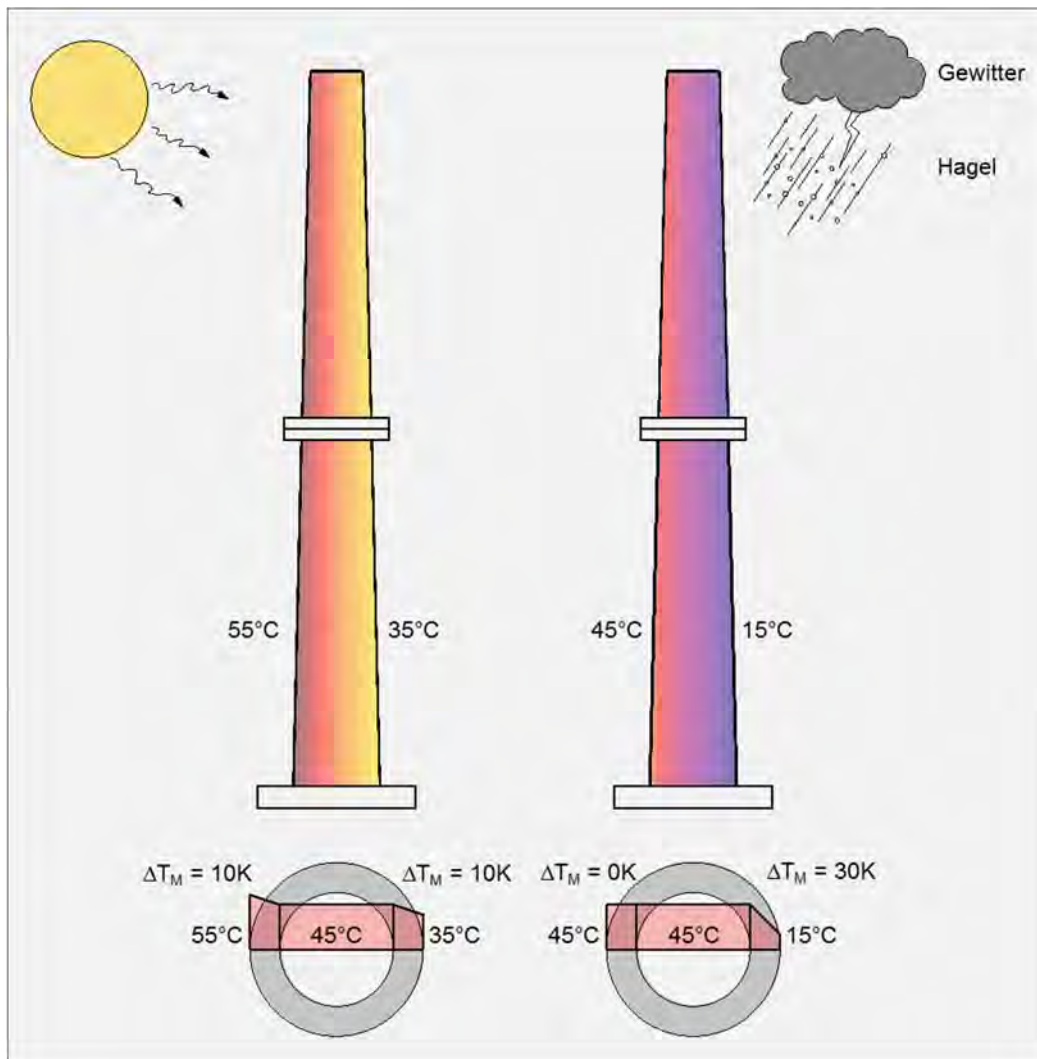


Bild 19: Maximale Temperaturdifferenzen an den gegenüberliegenden Mastwandaußenflächen durch Hitzegewitter mit Hagel

3.1.2.1.3 Verlauf der Temperaturdifferenz über die Wanddicke

Hinsichtlich des Verlaufs der Temperaturdifferenz über die Wanddicke muss zwischen dem nicht linear veränderlichen Anteil ΔT_E und dem linear veränderlichen Anteil ΔT_M unterschieden werden. Hierbei führt ΔT_M zu den in dieser Arbeit untersuchten Zwangsbeanspruchungen, während ΔT_E zu Eigenspannungen führt (Bild 20). Die Ausprägung des linearen und nicht linearen Anteils des Temperaturunterschieds hängt im Wesentlichen von den folgenden Faktoren ab:

- Zeitlicher Verlauf der Einwirkung
Je langsamer der Vorgang der Erwärmung / Abkühlung, desto kleiner der nicht lineare Anteil der Temperaturdifferenz und damit die Eigenspannungen.
- Bauteildicke (hier Wanddicke)
Je größer die Wanddicke, desto größer der nicht lineare Anteil der Temperaturdifferenz und damit die Eigenspannungen.

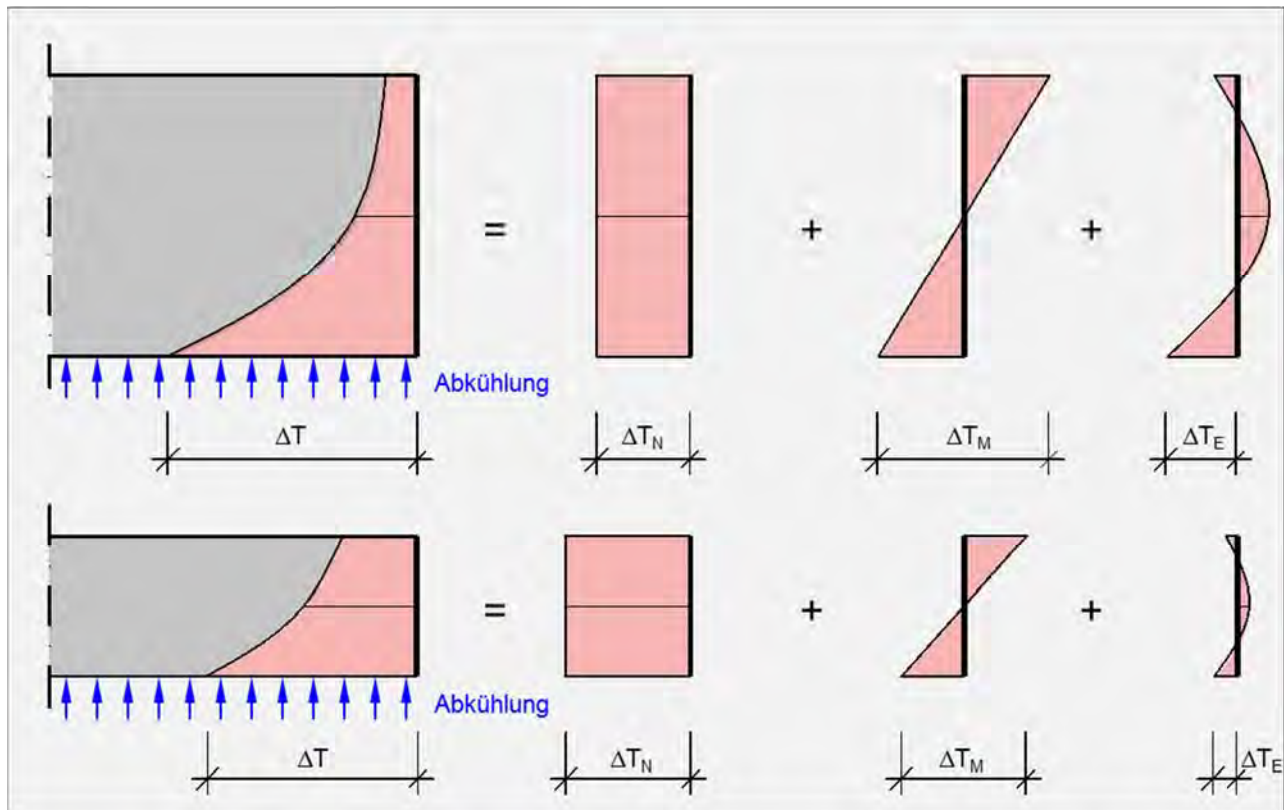


Bild 20: Temperaturdifferenzen - Linear veränderlichen Anteil ΔT_M und nicht linear veränderlichen Anteil ΔT_E

Hinsichtlich der in den vorherigen Kapiteln erörterten maximalen und quasi-ständigen Temperaturdifferenzen bedeutet diese Unterscheidung:

QUASI STÄNDIGE TEMPERATURDIFFERENZ

Aufgrund der in der Regel relativ langsam verlaufenden Erwärmung / Abkühlung und der geringen Wanddicke sind die Eigenspannungen gering.

MAXIMALE TEMPERATURDIFFERENZ

Aufgrund der geringen Wanddicke der Maste wird auch die plötzliche Abkühlung nur geringe Eigenspannungen hervorrufen. Lediglich bei sehr hohen Türmen mit größeren Wanddicken am Turmfuß sind ausgeprägte Zugspannungen am Querschnittsrand zu erwarten (Bild 21).

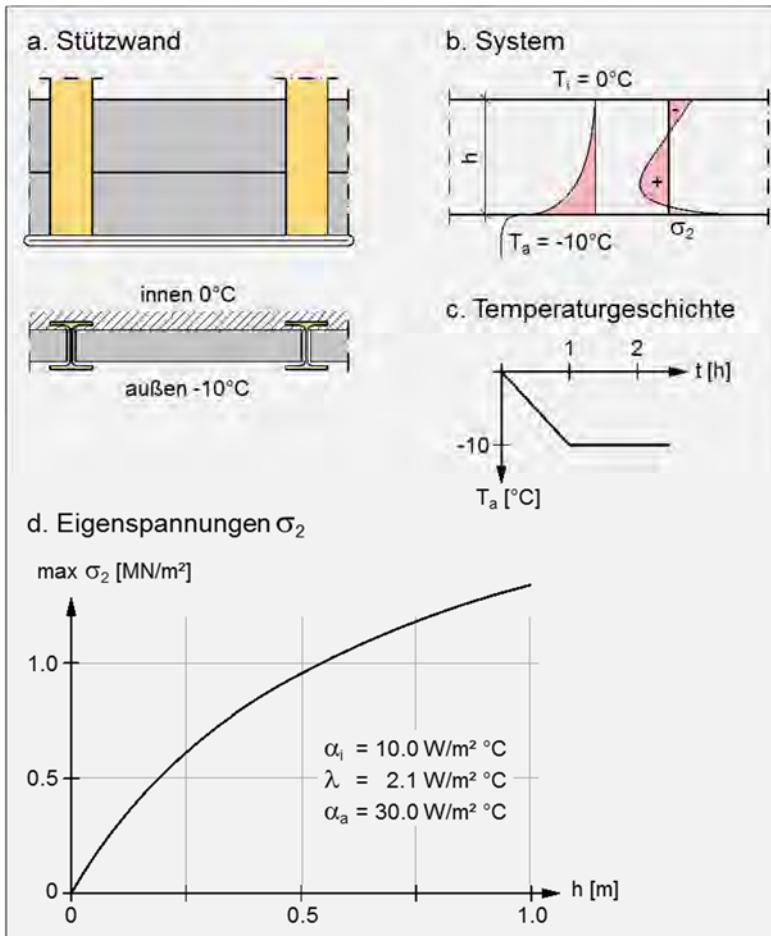


Bild 21: Verlauf der Eigenspannungen im Verhältnis zur Wanddicke h am Beispiel einer Stützmauer [37]

Insgesamt werden für die nachfolgenden Untersuchungen der Betonmaste der für die maximale Temperaturdifferenz angegebene Wert von 30 K und der als quasi ständig angegebene Wert von 10 K als linear veränderliche Temperaturdifferenz über die Wanddicke definiert:

$$\Delta T_{M,\text{max}} = 30 \text{ K} \quad \text{Index „max“ für maximal}$$

$$\Delta T_{M,\text{p}} = 10 \text{ K} \quad \text{Index „p“ für permanent}$$

3.1.2.1.4 Temperaturdifferenz gemäß Norm

Normativ sind die Temperaturdifferenzen in der DIN EN 1991-1-5 „Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen“ [18] geregelt. Weitere Erkenntnisse beruhen auf den Messungen der Oberflächentemperaturen bei der wiederkehrenden Prüfung von Masten.

TEMPERATURUNTERSCHIEDE ZWISCHEN DEN AUSSENFLÄCHEN

Hinsichtlich der Temperaturdifferenzen von der warmen Sonnen- zur kalten Schattenseite gibt es Empfehlungen im Kapitel 6.1.4.3 („Horizontaler Anteil der Temperaturdifferenz“) und im Kapitel 6.2.2 („Temperaturunterschied Brückenpfeiler“). In beiden Fällen wird ein zu berücksichtigender linearer veränderlicher Temperaturunterschied von $\Delta T_M = 5$ K genannt. Diese Werte sind im Nationalen Anhang bestätigt.

Eigene Messungen zeigen jedoch, dass die Differenz der Oberflächentemperaturen an Betonmasten wesentlich höher ist. Selbst im günstigen Fall heller Betonoberflächen werden regelmäßig Temperaturunterschiede von 20 K, also z.B. 40°C Oberflächentemperatur auf der Sonnenseite und 20°C auf der Schattenseite, erreicht. Ausgehend davon, dass sich aufgrund der dünnen Wände und der guten Belüftung des Mastinnenraums eine mittlere Temperatur einstellt (vgl. Bild 18), sollte für die Ermittlung der für die Zwangsbeanspruchung maßgeblichen Temperaturdifferenz von der Vorgabe der DIN EN 1991-1-5 für Brückenpfeiler abgewichen werden.

TEMPERATURUNTERSCHIEDE INNERHALB DER WÄNDE

Bzgl. der Temperaturunterschiede über die Wanddicke sind Angaben dem Kapitel 6.1.4.4 („Temperaturunterschiede innerhalb der Wände von Hohlkastenquerschnitten aus Beton“); dem Kapitel 6.2.2 (2) („Wände von Brückenpfeilern“) und dem Kapitel 7.5 („Werte für Temperaturanteile, speziell Rohrleitungen aus Beton“) zu entnehmen. In allen Fällen wird in der Norm wie im nationalen Anhang eine linear veränderliche Temperaturdifferenz von $\Delta T_M = 15$ K empfohlen. Auch dieser Wert ist weitaus geringer als die in 3.1.2.1.2 beschriebenen 30 K. Es ist allerdings zu berücksichtigen, dass bei Brückenpfeilern / Hohlkästen die Wände wesentlich dicker sind. Da der Beton nicht schlagartig über die gesamte Wanddicke auf die Erwärmung / Abkühlung an der Wandaußenseite reagiert, werden bei dickeren Wänden mehr Eigenspannungen aktiviert und der linear veränderliche Anteil der Temperaturdifferenzen ΔT_M ist geringer (vgl. 3.1.2.1.3).

3.1.2.1.5 Abfließende Hydratationswärme

Über die bei der Hydratation entstehende Wärme gibt es für den normalfesten wie den hochfesten Beton zahlreiche Untersuchungen. Grundsätzlich ergibt sich eine Temperaturdifferenz über die Wanddicke, wobei die höchsten Temperaturen in der Wandmitte entstehen. Die Zwangsbeanspruchung aus der Temperaturdifferenz führt zur Eigenspannungen mit Druck in der Wandmitte und Zug an den Wandaußenseiten.

Für die Größe der Erwärmung gelten die folgenden Beziehungen:

- Größere Erwärmung bei zunehmender Wanddicke
- Größere Erwärmung bei zunehmender Betonfestigkeit

In Heft 482 der Schriftenreihe des DAfStb [04] wurde die Hydratationswärme für unterschiedliche Betongüten durch Versuche quantifiziert. Hierbei wurden für einen 20 cm dicken Wandprobekörper Temperaturerhöhungen von 36 K (C80/95) / 30 K (C70/85) bzw. 16 K (C35/45) gemessen. Das Temperaturmaximum wird jeweils sehr schnell erreicht (ca. 8-12 Stunden nach Hydratationsbeginn). Den Verlauf der Messung der maximalen Erwärmung in Wandmitte in der Zeit von 0-60h nach Hydratationsbeginn zeigt Bild 22.

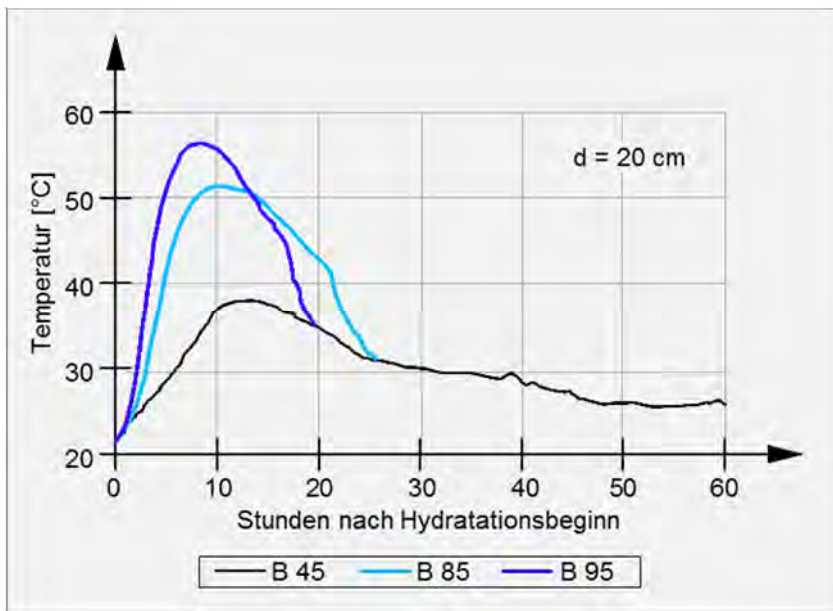


Bild 22: Temperatur durch Abfluss der Hydratationswärme bei unterschiedlichen Betongüten (frei nach [04])

Für die hier zu analysierenden Schleuderbetonmaste mit ihrer geringen Wanddicke von max. ca. 12 cm ist die Untersuchung der Temperaturentwicklung infolge Hydratation bei unterschiedlichen Wanddicken relevant. Hierbei zeigt sich für den getesteten Beton B85 (C 70/85) hinsichtlich der Temperaturerhöhung in Wandmitte (Bild 23):

- 26 K für die 20 cm dicke Wand (17°C Lufttemperatur, 43°C in Wandmitte)
- 34 K für die 40 cm dicke Wand (15°C Lufttemperatur, 49°C in Wandmitte)
- 41 K für die 80 cm dicke Wand (15°C Lufttemperatur, 56°C in Wandmitte)

Die bei diesem Versuch ebenfalls ermittelten Temperaturen an der Wandaußenseite und ihre Differenz zur Temperatur in Wandmitte sind hinsichtlich der Relevanz der Temperatur aus Hydratation für Betonmaste noch wichtiger:

- 1 K für die 20 cm dicke Wand
- 6 K für die 40 cm dicke Wand
- 9 K für die 80 cm dicke Wand

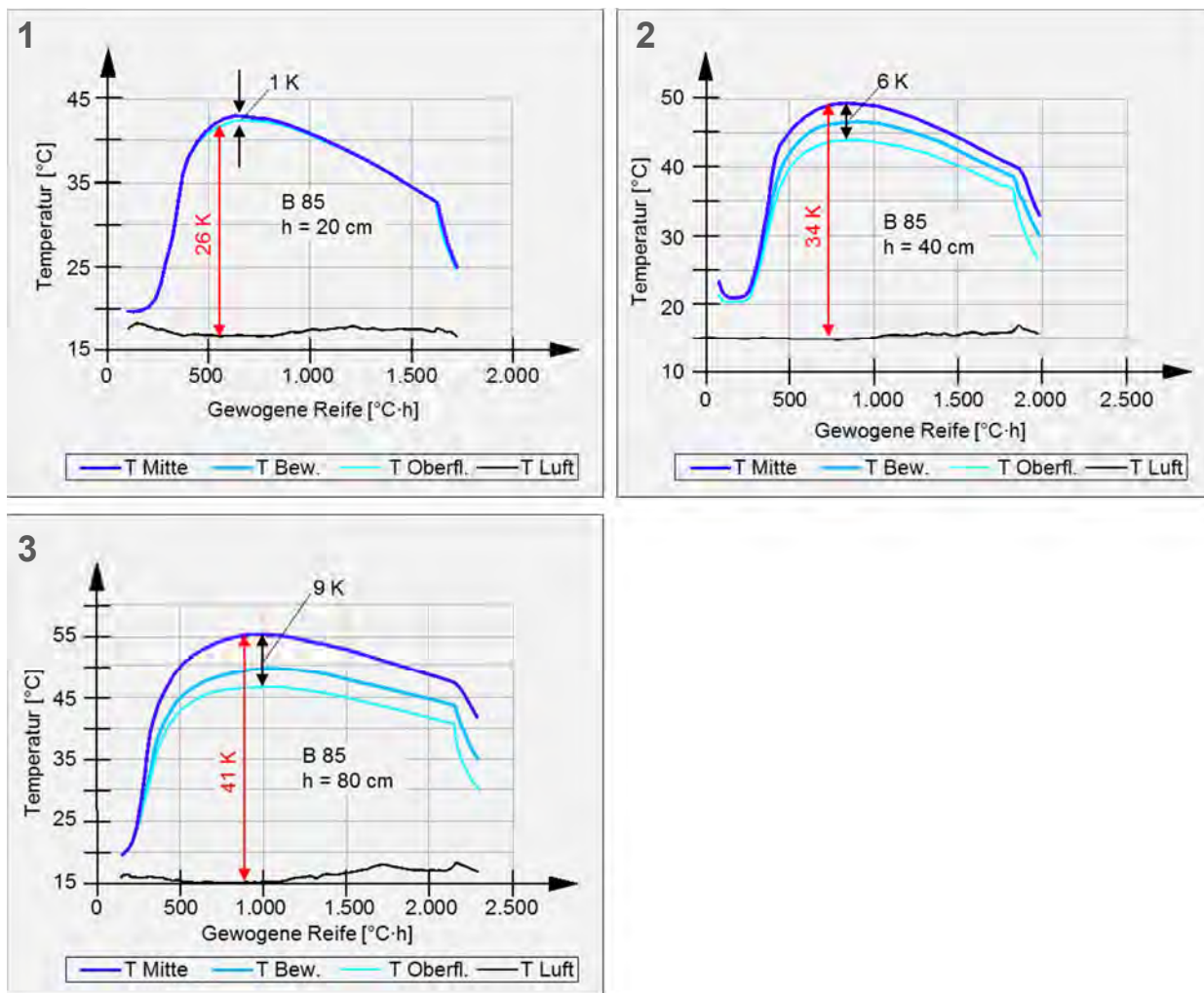


Bild 23: Temperaturunterschiede durch Abfluss der Hydratationswärme in verschieden dicken Wänden ([04])

- 1: Wanddicke h = 20 cm
- 2: Wanddicke h = 40 cm
- 3: Wanddicke h = 80 cm

Insgesamt zeigen die Versuche, dass die Hydratationswärme für die Zwangsbeanspruchung der Betonmaste aufgrund der bei kleinen Wanddicken nur geringen resultierenden Temperaturdifferenzen nicht relevant ist. Dieses zeigt sich auch bei Betrachtung der erforderlichen Bewehrung nach den Bemessungstabellen aus DAfStb - Heft 482 [04], die erst bei einer Wanddicke von 15 cm beginnen.

3.1.2.2 Feuchtigkeit und Schwinden / Quellen

Analog zum Lastfall Temperatur stellen sich auch bei Feuchtigkeitsdifferenzen über die Wanddicke Spannungen ein. Diese unterschiedlichen Schwinddehnungen an der Mastinnenseite und der Mastaußenseite ergeben sich durch Volumenverringern infolge Feuchtigkeitsabgabe oder Volumenvergrößerung durch Feuchtigkeitszunahme.

Hinsichtlich der Ursachen für die Schwinddehnungen ist eine Unterscheidung der Verhältnisse in Frischbeton und Festbeton sinnvoll:

Schwinden des Frischbetons:

- Plastisches Schwinden, Frühschwinden oder Kapillarschwinden

Schwinden des Festbetons

- Chemisches Schwinden / Autogenes Schwinden
- Karbonatisierungsschwinden
- Trocknungsschwinden

In den folgenden Unterkapiteln werden diese 4 Einwirkungen spezifiziert und ihre Bedeutung hinsichtlich der Zwangsbeanspruchung von Betonmasten bewertet (aus [55]):

3.1.2.2.1 Frühschwinden

Frühschwinden (auch plastisches Schwinden) tritt im noch nicht erhärteten Beton durch Abgabe des Überschusswassers an der Betonoberfläche durch Verdunsten auf. Es wird auch als Kapillarschwinden bezeichnet, da das entzogene Wasser aus den Kapillarporen stammt. Der kapillare Unterdruck bewirkt eine anziehende Kraft auf die Partikel des Frischbetons, sodass das hierdurch bedingte Verschieben der Partikel zu Kapillarschwindrissen führen kann. Konsequenz ist ein netzartiges Rissmuster an der Betonoberfläche. Aufgrund der im hochfesten Beton kaum vorhandenen Kapillarporen kann das Frühschwinden bei den Betonmasten vernachlässigt werden.

3.1.2.2.2 Chemisches Schwinden (autogenes Schwinden)

Das chemische Schwinden entsteht durch das geringere Volumen der Reaktionsprodukte im Vergleich zu den Ausgangsstoffen Wasser und Zement. Chemisch gebundenes Wasser hat ein um ca. 25% geringeres Volumen als „freies Wasser“.

Das chemische Schwinden ist also zeitlich an den Hydratationsverlauf (Hydratation = chemisch-physikalische Reaktion von Wasser mit Zement) beim Aushärten des Betons gekoppelt.

Im Frischbeton kann sich das Betonvolumen zunächst noch spannungsfrei verringern. Bei fortschreitender Hydratation und insbesondere bei den im Schleuderbetonmast aus hochfesten Beton üblichen niedrigen w/z-Werten entsteht eine innere Selbstaustrocknung (selfdeiccation). Bei Erreichen einer ausreichenden Festigkeit des Betons führt das chemische Schwinden zu keiner äußeren Formänderung, sondern zum inneren Austrocknen. Diese kann zu Mikrorissen im Inneren führen und wird auch als „autogenes Schwinden“ bezeichnet.

Da das chemische Schwinden stark vom w/z-Gehalt abhängt, weisen hochfeste Betone ein erheblich höheres chemisches Schwindmaß auf als Normalbetone. Da die Feuchtigkeit über den Querschnitt betrachtet allerdings relativ gleichmäßig entzogen wird, entstehen durch das autogene Schwinden nur vernachlässigbar kleine Unterschiede bei den Schwinddehnungen.

3.1.2.2.3 Carbonatisierungsschwinden

Das Carbonatisierungsschwinden bezeichnet die (geringe) Volumenverringerung des Betons beim Carbonatisierungsprozess, der die chemische Umwandlung der alkalischen Bestandteile des Zementsteins durch den CO₂-Gehalt der Luft in Calciumcarbonat beschreibt. Die Carbonatisierung ist somit eine Alterungserscheinung. Die schon im konventionellen Betonbau i. d. R. relativ geringe Carbonatisierungstiefe von nur einigen Millimetern bis wenigen Zentimetern ist bei den hochfesten Betonmasten aufgrund der sehr hohen Dichtigkeit des Betongefüges noch geringer, sodass das Carbonatisierungsschwinden für die Aktivierung von Zwang in Umfangsrichtung nicht relevant ist.

3.1.2.2.4 Trocknungsschwinden

Junger Beton ist nach dem Ausschalen nahezu wassergesättigt und entspricht damit einem Beton bei einer permanenten Umgebungsluftfeuchtigkeit von 100%. Aufgrund der in Deutschland in der Regel vorliegenden Luftfeuchtigkeit zwischen 60-80% verliert der Beton noch über lange Zeit chemisch bzw. physikalisch ungebundenes Wasser. Damit nimmt das Trocknungsschwinden bei abnehmender Luftfeuchtigkeit zu.

Die größten Differenzen infolge Trocknungsschwinden ergeben sich beim noch jungen Beton. Zwar wird die Wasserabgabe generell nach innen und nach außen erfolgen, allerdings wird das Verhalten an der Mastaußenseite durch die Witterungseinflüsse (Wind, Sonneneinstrahlung) unterstützt. An der Mastinnenseite aktiviert die Feuchtigkeitsabgabe beim noch jungen Mast ein dauerfeuchtes Milieu. Daraus resultiert eine Feuchtigkeitsabnahme von innen nach außen, gleichbedeutend mit einem geringeren Schwindmaß an der Mastinnenseite und einem deutlich größerem Schwindmaß an der Mastaußenseite.

Auch bei älteren Masten können durch Witterungseinflüsse und alterungsbedingte Mängel am Bauteil große Feuchtigkeitsunterschiede entstehen. Der infolge Rissen oder anderen Undichtigkeiten nach langer Regenphase nasse Mastinnenbereich hat eine hohe Luftfeuchtigkeit von annähernd 100 %. Der Beton nimmt diese Feuchtigkeit auf und quillt. Insbesondere bei hinsichtlich der Zusammensetzung und Fertigung noch nicht optimierten Masten älterer Bauarten kann dieses Verhalten durch den infolge des Schleudervorgangs hohen Zementgehalt an der Schaftinnenseite (vgl. Kap. 2.3.2) unterstützt werden. Ändert sich das Wetter kann der Beton an der Mastaußenseite infolge Wind und Sonne sehr schnell austrocknen. Die Wärmeeinwirkung führt zum Verdampfen des Wassers an der Schaftaußenseite, durch starken Wind werden die Wasserpartikel schnell weggetragen. DIN EN 1992-1-1, Tab. 3.2 [20] enthält das Trocknungsschwindmaß für unterschiedliche Betongüten (Bild 24). Hierin wird ersichtlich, dass das Schwindmaß mit zunehmender Betonfestigkeit stark abnimmt.

Insgesamt wird die Gesamtschwinddehnung nach folgender Formel ermittelt.

$$\epsilon_{CS} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

ϵ_{ca} Dehnung infolge autogenem Schwinden (Frischbeton)

mit $\epsilon_{ca} = 0$, da hieraus keine Dehnungsdifferenzen über die Wanddicke, vgl. 3.1.2.2.2

ϵ_{cd} Dehnung infolge Trocknungsschwinden

mit $\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$

mit k_h als Beiwert zur Berücksichtigung der wirksamen Querschnittsdicke h_0

$k_h = 1,0$ für $h_0 = 100$ mm (gem. DIN EN 1993-1-1, Tab. 3.3)

$h_0 = 2 \cdot A_c / u$ (der Querschnittsumfang der dem Trocknen ausgesetzten Teilflächen)

Da bei den Betonmasten der gesamte Querschnitt dem Trocknen ausgesetzt ist gilt: $h_0 = h$

Wird eine Betongüte C80/95 und eine permanente mittlere relative Luftfeuchtigkeit von 80% angenommen, beträgt die zu berücksichtigende Schwindmaßdifferenz bei Ansatz von 100% Feuchtigkeit im Mast gemäß Bild 24: $\epsilon_{cd,0} = 0,15$ ‰

Tabelle 3.2 — Nennwerte für die unbehinderte Trocknungsschwinddehnung $\epsilon_{cd,0}$ (in ‰) für Beton mit Zement CEM Klasse N

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Relative Luftfeuchtigkeit (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,28	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Bild 24: Trocknungsschwindmaß für unterschiedliche Betongüten gemäß DIN EN 1992-1-1 [20]

Das zum betrachtenden Zeitpunkt zu berücksichtigende Schwindmaß wird durch den Faktor $\beta_{dS}(t, t_s)$ ermittelt:

$$\beta_{dS}(t, t_s) = (t - t_s) / [(t - t_s) + 0,04 * (h_0^3)^{0,5}]$$

mit t_s = Alter des Betons bei Beginn des Trocknungsschwindens in Tagen
= 0 Tage (Ende der Nachbehandlung)

Mit t = Alter des Betons zum betrachteten Zeitpunkt in Tagen
= 30 Tage (angesetzt – vgl. Anmerkung unten)

Mit h_0 = 100 mm (Mittelwert für die Wanddicke h)

$$\beta_{dS} = 30 / [30 + 0,04 * (100^3)^{0,5}] = 0,43$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{CD,t} = \varepsilon_{CD,t} &= \beta_{dS} * \varepsilon_{CD,0} * k_h \\ &= 0,43 * 0,15 * 1,0 = 0,064 \text{ ‰} \end{aligned}$$

Voraussetzung für eine witterungsabhängige und damit begrenzte Periode des Trocknungsschwindens ist eine gute Belüftung des Mastinnenraums. Diese bewirkt stets nach einer gewissen Zeit eine vergleichbare Luftfeuchtigkeit im Mast im Vergleich zur Umgebungsluft. Für diesen Ausgleich wird ein maximaler Zeitraum von 30 Tagen angesetzt. Ohne Belüftung muss gerade für alte, undichte Maste ein dauerfeuchtes Mastinnenmilieu vorausgesetzt werden. Dadurch wird:

$$\beta_{dS} = 1 \quad (\text{für } t = \infty)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{CD,t} = \varepsilon_{CD,t} &= \beta_{dS} * \varepsilon_{CD,0} * k_h \\ &= 1,0 * 0,15 * 1,0 = 0,150 \text{ ‰} \end{aligned}$$

Es ist also festzuhalten, dass eine fehlende / unzureichende Belüftung des Bauteils eine 2,5-fache Dehnung infolge des Trocknungsschwindens bewirkt.

3.1.2.3 Überlagerung

Für die Einwirkungen Feuchtigkeit und Temperatur ist eine Überlagerung erforderlich, allerdings sollte hierbei zwischen der Maximaleinwirkung und der quasi ständig auftretenden Einwirkung unterschieden werden:

MAXIMALE EINWIRKUNG

Die in Kap. 3.1.2.1.2 beschriebene maximale Temperaturdifferenz ΔT_M von 30 K wird durch eine rasch abkühlende Schaftaußenseite infolge eines Hagelschauers bei einem Sommergewitter hervorgerufen, die Mastaußenseite kühlt also schlagartig ab. An diesen schwülen Sommertagen sind aufgrund der generell hohen Luftfeuchtigkeit keine Extremwerte für die Feuchtigkeitsdifferenzen zu erwarten. Zwar können die Sonneneinstrahlung und der im Vorfeld eines Gewitters starke Wind auch bei schwüler Witterung zu einer moderaten Feuchtigkeitsdifferenz von der Mastinnenseite zur Mastaußenseite führen, allerdings ist das resultierende unterschiedliche Schwinden aufgrund der nur langsamen fortschreitenden Ausprägung nicht relevant. Zusätzliche Spannungen in Umfangsrichtung können nur dort hervorgerufen werden, wo der Zwang aus der Temperaturdifferenz $\Delta T_{M,max}$ mit lokalen Zwängungen überlagert wird. Diese sind aufgrund der hohen Stahlkonzentration vor allem in Verankerungsbereichen zu erwarten. Bei älteren Masten sind zusätzlich Spannungen aus einem inhomogenen Betongefüge möglich. Für die Bemessung sind diese Spannungen als „permanent“ anzusehen und daher mit den Einwirkungen aus der Temperaturdifferenz zu überlagern. Eine Quantifizierung hinsichtlich der anzusetzenden resultierenden Temperaturdifferenz enthält Kap. 3.1.2.4.

QUASI STÄNDIGE EINWIRKUNG

Die weiteren Untersuchungen im Kapitel 4 werden zeigen, dass neben der Maximalbeanspruchung auch die häufig auftretende Einwirkung für die Bemessung der Ringbewehrung maßgebend werden kann.

Durch die Temperatur tritt diese quasi ständige Einwirkung bei einseitiger Sonneneinstrahlung auf (vgl. Kap. 3.1.2.1.1). Hinsichtlich der Feuchtigkeit ist vor allem das Szenario des alten, undichten Mastes relevant, der an der Innenseite durch Wassereindrang und Verdunstung „dauerfeucht“ ist, während die Außenseite bei trockenem Sommerwetter eine geringe Feuchtigkeit aufweist. Diese Überlegungen zeigen, dass bei der quasi ständigen Beanspruchung die Einwirkungen Temperatur und Feuchtigkeit überlagert werden sollten.

Analog zur Maximalbeanspruchung ist auch bei der Dauerbeanspruchung eine weitere Erhöhung hinsichtlich der zusätzlichen Zwängungen im durch hohe Stahlkonzentration gekennzeichneten Verankerungsbereich erforderlich. Durch das Aufschwinden des Betons auf die Bewehrung entstehen im eben bleibenden Querschnitt Eigenspannungen (Zug für den Beton und Druck für die Bewehrung).

Insgesamt ist insbesondere zur Ermittlung der quasi ständigen Einwirkung eine standortbezogene Betrachtung erforderlich, die die klimatischen Verhältnisse, aber auch die Materialeigenschaften des Bauwerks berücksichtigen sollten (z.B. höheres Trocknungsschwindmaß bei geringerer Betonfestigkeit oder erhöhte Temperatur infolge Sonne bei dunkel gestrichenen Mastoberflächen).

3.1.2.4 Rechnerische Erfassung

Der Grad der Zwangsbeanspruchung wird üblicherweise durch den Ansatz einer linear veränderlichen Temperaturdifferenz ΔT_M angegeben. Um hier gleichzeitig die in Kap. 3.1.2.3 begründete Überlagerung einer tatsächlich vorhandenen Temperaturdifferenz und einer Feuchtigkeitsdifferenz ansetzen zu können, muss die hygrische Einwirkung in eine äquivalente thermische Einwirkung umgewandelt werden. Hierzu kann das Dehnungsverhalten der beiden Einwirkungsarten verglichen werden.

Äußere Temperatur => Wärmeausdehnungskoeffizient

Äußere Feuchtigkeit => Trocknungsschwindmaß

MAXIMALE EINWIRKUNG

Bei der maximalen Einwirkung steht die Temperatur im Vordergrund. Eine Überlagerung mit Feuchtigkeitsdifferenzen ist nicht erforderlich, lediglich der Zwang aus dem Gefüge sollte durch eine moderate Erhöhung der Temperaturdifferenzen berücksichtigt werden.

$$\Delta T_{M,Temp,max} = 30 \text{ K}$$

vgl. 3.1.2.1.2

$$\Delta T_{M,Gefüge} = 5 \text{ K}$$

gewählt für Aufschwinden des Betons auf die Bewehrung

$$\begin{aligned} \Delta T_{M,max} &= \Delta T_{M,Temp,max} + \Delta T_{Gefüge} \\ &= 30 \text{ K} + 5 \text{ K} = 35 \text{ K} \end{aligned}$$

gewählt: $\Delta T_{M,max} = 35 \text{ K}$

QUASI STÄNDIGE EINWIRKUNG

Durch eine Umrechnung des Trocknungsschwindmaß in eine Temperaturdifferenz, die die gleichen Dehnungsunterschiede bewirkt, wird ein $\Delta T_{M,p}$ berechnet, das beide Einwirkungen berücksichtigt.

$$\varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T$$

$$\varepsilon_{CD,t} = 0,064 \text{ ‰}$$

vgl. 3.1.2.2.4

$$\Rightarrow 0,000064 = \alpha_T \cdot \Delta T_{M,feucht}$$

$$\Rightarrow \Delta T_{M,feucht} = 0,000064 / \alpha_T$$

$$\Rightarrow \Delta T_{M,feucht} = 6,4 \text{ K}$$

Insgesamt sind damit zu berücksichtigen:

$$\Delta T_{M,feucht} = 6,4 \text{ K}$$

$$\Delta T_{M,Temp,p} = 10 \text{ K} \quad \text{vgl. 3.1.2.1.1}$$

$$\Delta T_{M,Gefüge} = 5 \text{ K} \quad \text{(angesetzt für Aufschwinden des Betons auf die Bewehrung)}$$

$$\begin{aligned} \Delta T_{M,p} &= \Delta T_{M,Temp,p} + \Delta T_{M,feucht} + \Delta T_{M,Gefüge} \\ &= 10 \text{ K} + 6,4 \text{ K} + 5 \text{ K} \\ &= 21,4 \text{ K} \end{aligned}$$

gewählt: $\Delta T_{M,p} = 25 \text{ K}$

EINWIRKUNG BEIM RISS

Die weiteren Ausführungen werden zeigen, dass die Temperaturdifferenz, die zum ersten Riss des Ringquerschnitts führt, von wesentlicher Bedeutung für die wirklichkeitsnahe Betrachtung und damit für die Bemessung der Wendelbewehrung ist.

Insgesamt werden für die weiteren Kapitel die nachfolgenden Definitionen eingeführt:

- Maximale Einwirkung: $\Delta T_{M,max}$ max für maximal
- Quasi-ständige Einwirkung: $\Delta T_{M,p}$ p für permanent
- Einwirkung beim Riss: $\Delta T_{M,cr}$ cr für crack
- Einwirkung beim 1. Riss: $\Delta T_{M,fcr}$ fcr für first crack

3.1.3 Rückstellmomente

Durch die unterschiedlichen Dehnungen an der feuchten / warmen Schaftinnenseite und der trockenen / kalten Schaftaußenseite ergibt sich eine Dehnungsdifferenz über die Wanddicke. Betrachtet man nur ein kleines Segment des Kreisrings, so führt diese Dehnungsdifferenz zu einer Verringerung der Krümmung des Querschnitts. Der verformungslose, geschlossene Ringquerschnitt verhindert jedoch dieses Verformungsverhalten. Die hierbei aktivierten Zwangsbelastungen werden als Rückstellmomente bezeichnet.

Der umgekehrte Fall der kalten / trockenen Schaftinnenseite und der warmen / feuchten Schaftaußenseite führt zu einer Vergrößerung der Krümmung des Kreisringsegments. Die aktivierten Rückstellmomente wirken daher in umgekehrter Richtung.

3.1.4 Ringzugspannungen

Die Rückstellmomente führen im Fall der größeren Dehnung an der Schaftinnenseite zu Ringzugspannungen an der Schaftaußenseite, größere Dehnungen an der Schaftaußenseite führen zu Ringzugspannungen an der Schaftinnenseite. Kurz gesagt: Die kalte, trockene Wandseite reißt !

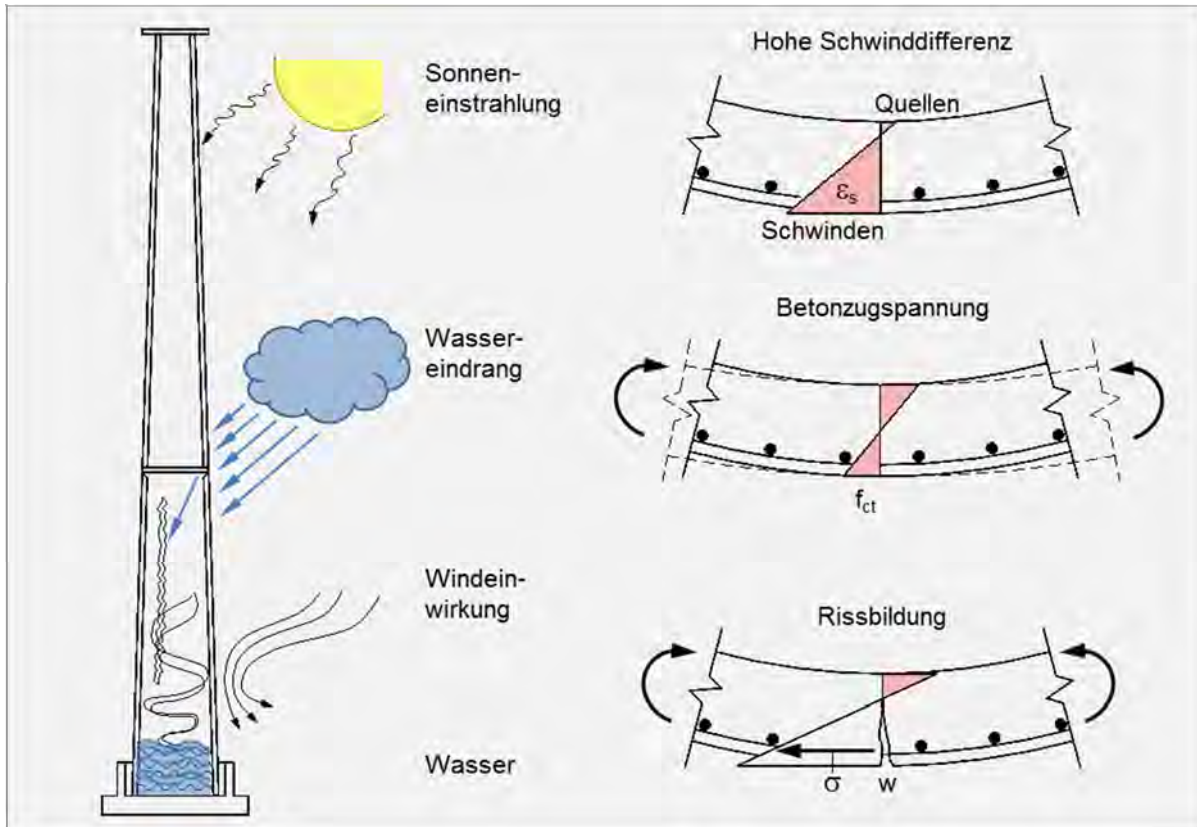


Bild 25: Rückstellmomente und Ringzugspannungen aus Dehnungsdifferenzen über die Wanddicke durch hygrische Beanspruchung am unbelüfteten Mast

3.1.5 Fazit

Durch die Betrachtung der unterschiedlichen Einflussgrößen wurden die für die sichere Bemessung der Wendelbewehrung relevanten Einwirkungen ermittelt. Zusammengefasst als für den Zwang maßgebliche linear veränderliche Temperaturdifferenz ergibt sich:

Maximale Einwirkung: $\Delta T_{M,max,d} = 35 \text{ K}$

Quasi ständige Einwirkung: $\Delta T_{M,p,d} = 25 \text{ K}$

Die Umrechnung der Feuchtigkeitsdifferenz in die Temperaturbeanspruchung zeigt die Bedeutung der oft vernachlässigten hygrischen Beanspruchung. Hinsichtlich der Dauerbeanspruchung macht diese im betrachteten Fall (C80 / 95) ca. 30% aus, wobei sich dieser Wert für normalfesten Beton noch erheblich erhöht.

Voraussetzung für die angesetzten Werte der Temperatur- und Schwinddifferenzen über die Wanddicke ist eine ausreichende Belüftung des Mastinnenraums. Diese vergrößert zwar die Temperaturdifferenz über die Wanddicke durch Einstellung einer mittleren Temperatur im Mastinneren (Mittelwert der Temperatur an der Betonoberfläche auf der Sonnen- und Schattenseite), gleichzeitig werden aber große Schwinddehnungsdifferenzen verhindert.

Insgesamt sind die angesetzten Werte von 25 K bzw. 50 K daher als Richtwert zu betrachten, die den nachfolgenden Untersuchungen zugrunde gelegt werden. Im Einzelfall ist eine genauere, objektbezogene Betrachtung erforderlich.

3.2 Materialverhalten

3.2.1 Motivation

In diesem Kapitel werden die für die Bemessung der Wendelbewehrung maßgebenden Materialeigenschaften Betonzugfestigkeit und Verbundwiderstand behandelt. Hierbei wird auf die Eignung der im konventionellen Stahlbeton üblichen Ansätze und Formeln für den hier besonders interessierenden hochfesten Beton mit gekrümmter Bewehrung eingegangen. Dieses betrifft insbesondere das für die Rissbreite maßgebliche Verbundverhalten.

3.2.2 Betonzugfestigkeit

3.2.2.1 Berechnungsansatz EC2

Gemäß DIN EN 1992-1-1, Tab. 3.1 [20] ist die Zugfestigkeit des Betons wie folgt zu ermitteln:

$$f_{ctm} = 0,3 * f_{ck}^{2/3} \leq C50/60$$

$$f_{ctm} = 2,12 * \ln [1 + (f_{cm} / 10)] > C50/60$$

Der Faktor $f_{ck}^{2/3}$ beschreibt den Zusammenhang zwischen der Betonzugfestigkeit und der Betondruckfestigkeit. Dieser wirkt sich bei zunehmender Festigkeit über den Exponenten 2/3 bzw. durch die modifizierte Formel ab C50/60 unterproportional auf die Zugfestigkeit aus. Ursache ist, dass bei zunehmender Festigkeit des Zementsteins sein weitgehend konstant bleibender Verbund mit dem Zuschlagkorn maßgeblich ist.

Die charakteristischen Festigkeiten werden über die folgenden Beiwerte bestimmt:

$$f_{ctk;0,05} = 0,7 * f_{ctm} \quad 5\% \text{ Quantil}$$

$$f_{ctk;0,50} = 1,0 * f_{ctm} \quad 50\% \text{ Quantil}$$

$$f_{ctk;0,95} = 1,3 * f_{ctm} \quad 95\% \text{ Quantil}$$

Mit diesen Werten wird also der Streubereich der Zugfestigkeit nachgebildet. Das 5% Quantil entspricht hierbei der Schwachstelle, an der der in Umfangsrichtung konstant beanspruchte Querschnitt zuerst reißen wird.

Vereinfachend wird in Risstheorien die Betonzugfestigkeit über die Länge des Ringquerschnitts als konstant angesetzt. Das bewirkt, dass sich Risse an den einzelnen Querschnitten bei einem konstanten Biegemoment ergeben.

Betrachtet man z.B. die für den Ringquerschnitt maßgebliche Momenten-Krümmungs-Beziehung bei reiner Temperaturbeanspruchung (vgl. Kap. 3.6), besteht der horizontale Arm, der den Übergang vom ungerissenen Zustand 1 in die abgeschlossenen Rissbildung im Zustand 2 darstellt, eigentlich aus „Zacken“. Nach jedem neuen Riss sinkt das Zwangmoment aufgrund der durch den Riss reduzierten Gesamtsteifigkeit des Ringes ab. Danach ergibt sich ein Anstieg bis zum abermaligen Erreichen des Rissmoments.

Die konstante Größe des Rissmoments aufgrund des horizontalen Astes symbolisiert eine konstante Zugfestigkeit des Betons in Umfangsrichtung des Ringquerschnitts. Tatsächlich wird der Beton jedoch zunächst an einer „Schwachstelle“ reißen und zuletzt in Bereichen mit der über den Umfang höchsten Zugfestigkeit. Das Rissmoment, das von der Zugfestigkeit abhängt, ist also anfangs geringer und am Ende höher, der horizontale Ast müsste demnach bei der wirklichkeitsnahen Betrachtung der Zugfestigkeiten über den Querschnitt vom Erstriss bis zur abgeschlossenen Rissbildung ansteigen.

Somit müsste für eine wirklichkeitsnahe Erfassung für den Erstriss die Schwachstelle (also $f_{ctk;0,05}$) angesetzt werden, im Regelbereich ein Durchschnittswert (also $f_{ctk;0,5}$) und im Bereich vor der abgeschlossenen Rissbildung ein hoher Wert (also $f_{ctk;0,95}$). Die Auswirkung des unterschiedlichen Ansatzes dieser Streuung, insbesondere in Bezug auf die zu erwartende geringe Anzahl der Risse, wird im Kap. 4.3.3 dieser Arbeit untersucht.

In Umfangsrichtung des Ringquerschnitts muss auch die Bauteildicke berücksichtigt werden, wenn wie im Fall der Betonmaste eine Biegezugbeanspruchung vorliegt (Maßstabsfaktor):

$$f_{ctm,fl} = \max [(1,6 - h / 1000) * f_{ctm} ; f_{ctm}] \quad h \text{ [mm]}$$

Dieser Ansatz darf analog für die charakteristischen Festigkeiten verwendet werden.

Für die bei Schleuderbetonmasten relevanten Wanddicken von ca. 6 – 12 cm ergibt sich damit der folgenden Wertebereich für den Maßstabsfaktor:

$$\text{Max: } 1,6 - 60 / 1000 = 1,54$$

$$\text{Min: } 1,6 - 120 / 1000 = 1,48$$

Durch die hier vorliegende Biegezugbeanspruchung muss demnach eine um den Faktor von bis zu 1,54 vergrößerte Biegezugfestigkeit angesetzt werden. Aufgrund der sehr geringen Wanddicken ist die Reduzierung des Grundwertes von 1,6 also nur gering.

Für die Begrenzung der Rissbreite gemäß EC2 wird zur Ermittlung der erforderlichen Bewehrung die Zugfestigkeit f_{ctm} mit den k-Beiwerten zur Berücksichtigung der nicht linear verteilten Betoneigenstressungen σ_E abgemindert.

$$A_{s,min} * \sigma_s = k_c * k * f_{ct,eff} * A_{ct} \quad f_{ct,eff} = f_{ctm} \text{ für Betonalter } > 28 \text{ Tage}$$

k_c Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung innerhalb des Querschnitts

k_c 0,4 für reine Biegung

k Beiwert zur Berücksichtigung nicht linear verteilter Betonzugspannungen und weiterer risskraftreduzierender Einflüsse

k 1,0 für $h \leq 300 \text{ mm}$

Der nationale Anhang definiert einen Abminderungsfaktor für k von 0,8 für inneren Zwang (z.B. Eigenspannungen infolge hygrischer Einflüsse).

Nachstehend wird die resultierende Biegezugfestigkeit für den Sonderfall der Schleuderbetonmaste untersucht. Hierbei werden insbesondere die Konsequenzen der folgenden Randbedingungen bewertet:

- Hohe bis sehr hohe Betondruckfestigkeit f_{cm}
- Geringe Wanddicke h
- Reine Biegebeanspruchung aus Zwang

Die Randbedingungen werden durch die folgenden Ansätze der Beiwerte berücksichtigt:

Maßstabsfaktor: 1,5 ($h = 100 \text{ mm}$)

Streuung variabel 5%- / 50%- / 95%- Quantil

f_{cm} variabel 18-120 MPa

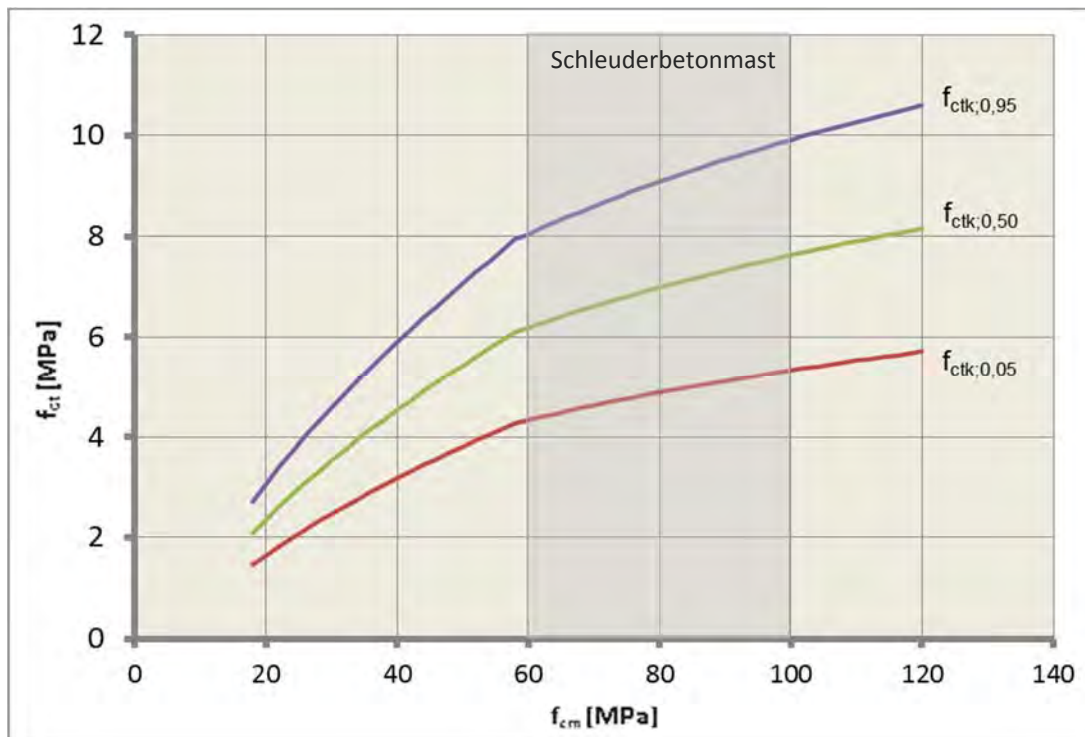


Bild 26: Biegezugfestigkeit nach EC2 in Abhängigkeit der Druckfestigkeit und der Streuung

Der flacher werdende Anstieg der Kurven und der Knick bei $f_{cm} = 58 \text{ MPa}$ zeigt die durch den Exponenten $2/3$ und die veränderte Formel ab C55/67 ($f_{cm} = 63 \text{ MPa}$) unterproportionale Auswirkung der Betondruckfestigkeit.

3.2.2.2 Berechnungsansatz DIN EN 13084

Einen anderen Ansatz der Zugfestigkeitsbestimmung enthält die DIN EN 13084 Freistehende Schornsteine [25, 26]. Hier ist eine Formel für den gesamten Bereich der Betondruckfestigkeiten anzusetzen. Diese führt zu vom EC2 abweichenden Zugfestigkeiten gerade für die hochfesten Betone.

Zugfestigkeit gemäß DIN EN 13084:

$$f_{ctm,fl} = c_{\mu} * c_c * c_{\beta} * c_v * f_{cm}^{2/3}$$

mit c_c Der Dichtebeiwert für den Beton

$$c_c = 0,4 + 0,6 * \rho / 2200$$

$c_c = 1$ für normale Betone

c_{β} Betonfestigkeitsbeiwert

0,35 für 5 % Quantil / 0,45 für 50% Quantil / 0,55 für 95 % Quantil

c_v Beiwert der Vorschädigung

$$c_v = 0,85 - 0,2 * t$$

$t =$ Wanddicke [m]

$$c_v = 0,83$$

$t = 0,1$ m

c_{η} Exzentrizitätsbeiwert

$$c_{\eta} = (0,6 + 6 * c_t * \eta) / (1,0 + 6 * \eta)$$

$$\eta = M / N * t$$

Ausmitte

$$c_t = (2,6 + 24 * t) / (1,0 * 40 * t)$$

Wanddickenbeiwert

$c_{\eta} = c_t$ für reine Biegung

$\eta = \infty$

$$f_{ctm,fl} = c_t * 1,0 * c_{\beta} * 0,83 * f_{cm}^{2/3}$$

Da für diese Ansätze allerdings gerade die modernen Hochleistungsbetone nicht von Interesse sind (Schornsteine in der Regel im Bereich C25/30 bis C45/50), wird im Folgenden der Ansatz des Eurocodes verwendet.

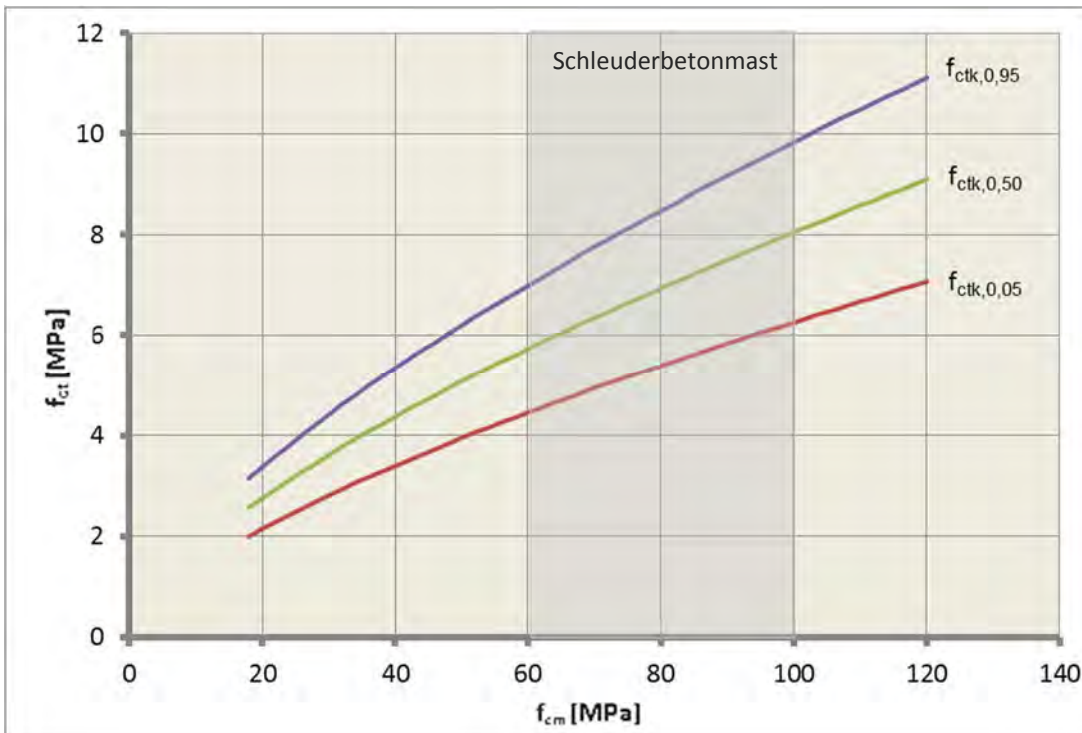


Bild 27: Zugfestigkeit nach DIN EN 13084-2 [26] in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit und vom Streuungsbeiwert c_{β}

3.2.3 Verbund

Der Verbund τ_b beschreibt das Zusammenwirken der Bewehrung und des Betons. Aktiviert wird der Verbund erst in dem Moment, wo der Beton aufgrund der hohen Zugbeanspruchung reißt. Am gerissenen Querschnitt wird allein der Bewehrungsstahl beansprucht, das Integral der Dehnung des Stahls gegenüber dem Beton entspricht hierbei der halben Rissbreite. Aufgrund des Ausfalls des Betons in der Zugzone wird die Zugspannung nach der Rissbildung schlagartig hoch. Diese Beanspruchung wird im Risseinleitungsbereich l_e durch die Aktivierung des Verbunds in den Beton kontinuierlich übertragen, bis die Stahlspannung am Ende des Verbundbereichs wieder mit der Betonzugspannung einhergeht (Bild 28).

Verhältnisse am Riss:

$$\delta^{\text{II}} = w / 2 \quad \sigma_s = \varepsilon_s * E_s \quad \text{mit } w = \text{Rissbreite}$$

Verhältnisse am Ende des Einleitungsbereichs l_e :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \quad \sigma_s = \alpha_e * \sigma_c \quad \text{mit } \sigma_c = f_{\text{ctm,fl}}$$

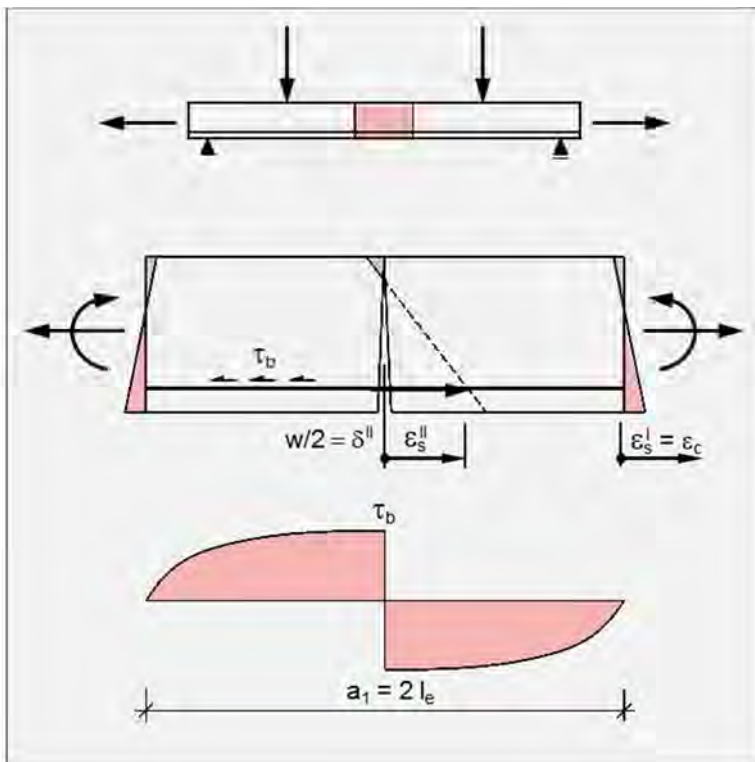


Bild 28: Qualitativer Verlauf der Verbundspannungen τ_b im Verbundbereich a_1 beim Riss in Balkenmitte

Die hier eingeführten Begriffe Risseinleitungslänge (auch Risseintragslänge) l_e und Verbundbereich a_1 sind im Eurocode nicht definiert. Im Kapitel 7.3 („Begrenzung der Rissbreiten“) der DIN EN 1992-1-1 ist der Rissabstand im abgeschlossenen Rissbild als $s_{r,\text{max}}$ definiert.

3.2.3.1 Verbundverhalten

Bei der Aktivierung des Verbunds zwischen Stahl und Beton werden die nachfolgenden Verbundanteile unterschieden [aus 44]:

Haftverbund

Scherverbund

Reibung

HAFTVERBUND

Der Haftverbund beschreibt die Adhäsion des Stahls im Beton. Im Moment der beginnenden Relativverschiebung des Stahls gegenüber dem Beton ist die Haftung überwunden.

Der Haftverbund ist die Einstiegshöhe / der Anfangswert in der Verbundcharakteristik τ / δ (Verbundspannung / Relativverschiebung Stahl zum Beton).

SCHERVERBUND

Der Scherverbund beschreibt die Verzahnung des gerippten Stahls mit dem Beton. Der zwischen den Rippen befindliche Beton wird dabei in Stabrichtung konsolartig beansprucht. Der Scherverbund ist überwunden, wenn diese Betonkonsolen abscheren.

Der Scherverbund wirkt in Richtung des Bewehrungsstahls und ist bestimmend für den stark ansteigenden mittleren Teil in der Verbundcharakteristik.

REIBVERBUND

Der Reibverbund beschreibt den Verschiebungswiderstand der nach der Überwindung des Scherverbunds abgesicherten Betonkonsolen zwischen den Rippen.

Der Reibverbund beschreibt den abflachenden Teil der Verbundcharakteristik.

3.2.3.2 Einflüsse

Zahlreiche auf Ausziehversuchen basierende Studien zeigen, dass der Verbund im Wesentlichen von den folgenden Einflussgrößen abhängt [aus 44]:

BETONDRUCKFESTIGKEIT f_{cm}

Die zunehmende Druckfestigkeit wirkt sich unterproportional auf den Verbundwiderstand aus. Ursache ist (wie bei der Zugfestigkeit), dass bei zunehmender Festigkeit des Zementsteins die weitgehend konstant bleibende Verbundfestigkeit zum Zuschlagkorn maßgebend wird. Daher wird die Verbundspannung im EC2 als Funktion der Betonzugfestigkeit ermittelt ($\tau_b = 1,8 * f_{ctm}$).

VERBUNDLAGE DES STABES h_1

Eine zunehmende Höhenlage des Stabes im Querschnitt beim Betonieren führt zu einer Verringerung des Betonwiderstands. Ursache ist, dass der Verzahnungseffekt der Betonkonsolen mit den Stahlrippen mit zunehmender Höhe des Betons über dem Stahl stärker wird. Dieser Einfluss wird im EC2 durch die Unterscheidung in gute und mäßige Verbundbedingungen berücksichtigt.

BEZOGENE RIPPENFLÄCHE f_R

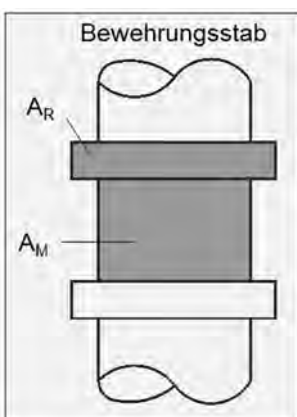
Eine zunehmende bezogene Rippenfläche (Definition vgl. Bild 29) bewirkt eine Vergrößerung des den stark ansteigenden Teil der Verbundcharakteristik definierenden Scherverbunds. Ursache ist die zunehmende Kontaktfläche zwischen den Betonkonsolen und dem Bewehrungsstahl zur Kraftübertragung in Richtung des Bewehrungsstahls [35]. Die bezogene Rippenfläche beschreibt hierbei das Verhältnis der Oberfläche der Rippe zur Oberfläche des Bewehrungsstahls zwischen zwei Rippen. Gemäß DIN EN 1992-1-1, Anhang C [20] bzw. dem deutschen nationalen Anhang [21] sind die folgenden Mindestwerte für die bezogene Rippenfläche f_R einzuhalten:

EN 1992-1-1

Stabnennendurchmesser	f_R
5 - 6 mm	0,035
6,5 – 12 mm	0,040
> 12 mm	0,056

Nationaler Anhang

Stabnennendurchmesser	f_R
5 - 6 mm	0,039
6,5 - 8,5 mm	0,045
9 – 10,5 mm	0,052
11 – 40 mm	0,056



A_R = Rippenfläche
 A_M = Zugehörige Mantelfläche

$$f_R = A_R / A_M$$

Bild 29: Bezogene Rippenfläche

BEZOGENE BETONDECKUNG c/ϕ

Die zunehmende bezogene Betondeckung führt zu einer insgesamt steileren Verbundcharakteristik. Ursache ist die Beeinflussung des Verbundverhaltens durch die Sprengwirkung der Betonpressung auf die Betondeckung. Bei einer geringen Betondeckung bilden sich schon bei einer kleinen Betonpressung Längsrisse, wodurch der Plafondwert im Verbundgesetz reduziert wird.

3.2.3.3 Verbundgesetze allgemein

Das Verbundverhalten im konventionellen Stahlbetonbau kann mit der folgenden Formel erfasst werden [44]:

$$\tau_b = A * \delta^N * f_{cm}^{2/3}$$

Hierbei ist

τ_b	Verbundspannung
δ	Lokale Verschiebung des Stahls gegenüber dem Beton in [mm]
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	Mittlere Zylinderdruckfestigkeit unter Ansatz eines Vorhaltemaßes in [MN/m ²]
A	Höhenfaktor zur Erfassung der Sprengstelle der Betondeckung
N	Anstiegsfaktor zur Erfassung der Verzahnung der Stahlrippen mit dem Beton

Die Faktoren A und N erfassen gezielt den Verlauf der Verbundspannungen. Ein zunehmendes A bewirkt demnach einen höheren Anfangswert in der Verbundcharakteristik, ein zunehmender Exponent N ein stärkeres Ansteigen der Kurve bei größer werdender Verschiebung δ .

Die Auswirkung dieser Faktoren wird z.B. in den verschiedenen Ansätzen für die gute und mäßige Verbundbedingungen (in [44] als Verbundlage I und II bezeichnet) beim Betonieren deutlich:

Gute Verbundbedingungen: $\tau_b = 0,95 * \delta^{0,12} * f_{cm}^{2/3}$

Mäßige Verbundbedingungen: $\tau_b = 0,80 * \delta^{0,20} * f_{cm}^{2/3}$

Die guten Verbundbedingungen haben einen größeren Höhenfaktor A, da die „Klebewirkung“ zwischen Beton und Stahl durch die größere Höhe der Betonsäule über dem Stahl verbessert wird (Haftverbund).

Der kleinere Exponent N berücksichtigt, dass der Verzahnungseffekt der Betonkonsolen mit den Stahlrippen durch die größere „Betonsäule“ über dem Stahl verbessert wird (Scherverbund).

Bild 30 zeigt den Verlauf der Verbundspannung (hier im Verhältnis zur Betondruckspannung mit 2/3 Exponent) bei größer werdender Verschiebung δ .

Der Abstand der Kurven zeigt hierbei den großen Einfluss der Verbundlage. Gerade bei geringen Verschiebungen δ sind die Verbundspannungen bei guten Verbundbedingungen um ca. 50% über den Verbundspannungen für mäßige Verbundlagen.

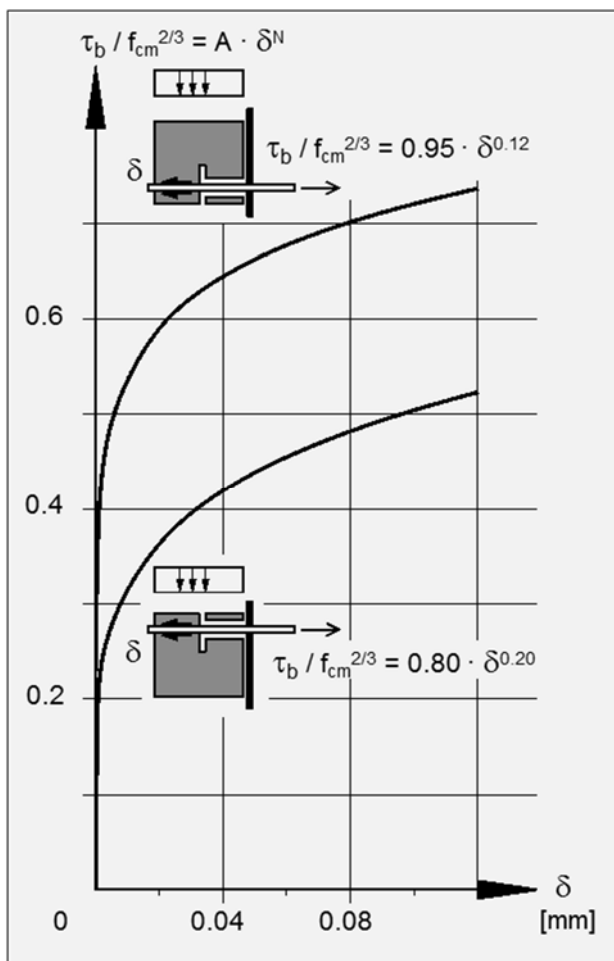


Bild 30: Bezogene Verbundspannung bei guten und mäßigen Verbundbedingungen gemäß [44]

Der Eurocode kennt kein Verbundgesetz $\tau_b(\delta)$. Stattdessen wird im gesamten Verbundbereich eine konstante, mittlere Verbundspannung (hier: f_{bd}) für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit wie folgt ermittelt:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctm} \quad (\text{oberer Grenzwert } f_{ctm} \text{ für C50/60})$$

mit $\eta_1 = 1,0$ für Stabdurchmesser $\phi \leq 32$ mm

mit $\eta_2 = 1,0$ für gute Verbundlage, sonst $\eta_2 = 0,7$

Gemäß EC2 besteht eine gute Verbundlage, wenn die Bauteildicke in Betonierichtung 250 mm nicht übersteigt (300 mm gemäß deutschem Nationalen Anhang). Daraus folgt für Schleuderbetonmaste aufgrund $\eta_1 = 1,0$ und $\eta_2 = 1,0$:

$$\tau_{bm} = 2,25 \cdot f_{ctm} \quad \text{Verbundansatz für das 50\%-Quantil der Rissbreite}$$

Für die Verbundspannungen τ_{bm} zur Begrenzung der Rissbreite unterscheiden sich der Eurocode und der Nationale Anhang, der auf der DIN 1045-1 basiert. Während der Eurocode den oben genannten mittleren Wert der Verbundspannungen ansetzt wird im NA das 75%-Quantil der mittleren Verbundspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit herangezogen, also

$$\tau_{bk} = 1,8 \cdot f_{ctm} \quad \text{Verbundansatz für das 75\%-Quantil der Rissbreite}$$

Diese unterschiedlichen Ansätze sind Teil des zum Eurocode abweichenden Verfahrens zur Ermittlung der Einleitungslänge im NA, das im Kapitel 4.6 dieser Arbeit näher erläutert wird.

Insgesamt berücksichtigt der Berechnungsansatz $\tau_b = \text{const.}$ damit nicht die unterschiedlichen Verhältnisse im Verbundbereich, die durch die große Verschiebung des Stahls gegenüber dem Beton am Riss (entsprechend der halben Rissbreite) und der immer kleiner werdenden Verschiebung bis zum Ende der Risseinleitungslänge gekennzeichnet wird. Da für die wirklichkeitsnahe Erfassung des Rissverhaltens genau dieser nicht konstante und auch nicht lineare Verlauf der Verbundspannungen maßgebend ist, wird im Folgenden die Methode zur Erfassung der Verbundspannungen gemäß [44] verwendet.

3.2.3.4 Verbundgesetz Schleuderbetonmast

Das in 3.2.3.3 beschriebene Verbundgesetz für den konventionellen Stahlbetonbau muss für den Schleuderbetonmast modifiziert werden, um zusätzlich den Einfluss der stark gekrümmten Bewehrung zu berücksichtigen. Im Verbundbereich wird durch die Krümmung eine zusätzliche Kraft vom Stahl in den Beton übertragen, indem der gezogene Stahlstab mit zunehmender Krümmung stärker gegen den Beton gedrückt wird.

Dieser Einfluss der gekrümmten Bewehrungsführung wird gerade außerhalb des konventionellen Stahlbetonbaus seit langem berücksichtigt, z. B.:

- Spannbeton: Umlenkkräfte bei gekrümmten Spanngliedern
- Verankerung: Umlenkkräfte der im Endbereich aufgeweiteten Spannritzen (Hoyer-Effekt)
- Faserbewehrter Beton: Umlenkkräfte bei gebogenen Fasern

Ziel der folgenden Untersuchungen ist die Entwicklung eines krümmungsabhängigen Verbundgesetzes durch Herleitung von Formeln zur Berechnung der Krümmungspressung.

Die Grundformel für das erweiterte Verbundgesetz lautet demnach:

$$\tau_b = f_{AK} * A * \delta^{N*f_{NK}} * f_{cm}^{2/3} \quad \text{mit } f_{AK} \text{ \& } f_{NK} \text{ als Funktion des Krümmungsdurchmessers}$$

Ausgangslage für die Ermittlung des Verbundgesetzes sind hierbei die Werte für die gute Verbundlage des konventionellen Betonbaus, also:

$$\tau_b = f_{AK} * 0,95 * \delta^{0,12*f_{NK}} * f_{cm}^{2/3}$$

Das ist insofern bemerkenswert, da für die horizontale Bewehrung oft auch die mäßige Verbundlage angesetzt wird. Dies liegt daran, dass der Beton im rechten Winkel zum Verlauf der Horizontalbewehrung eingebracht wird, z.B. beim Betonieren eines in Gleitbauweise erstellten Industrieschornsteins. Streng genommen liegen daher weder die Voraussetzungen für die gute noch die mäßige Verbundlage vor. Beim Schleuderbetonmast erfolgt der Betoniervorgang jedoch nicht von oben nach unten, sondern von innen nach außen. Für die bzgl. der Rissbildung maßgebliche äußere Horizontalbewehrung liegt also eine der guten Verbundlage vergleichbare Situation vor.

3.2.3.4.1 Variation der Einflussgrößen

Um die Auswirkung der Variation der Faktoren A und N sowie der Betonfestigkeit f_{cm} zu verdeutlichen werden die Werte für vorgegebene Verschiebungen δ variiert:

a) Variation der Betonfestigkeit f_{cm} von 28 bis 108 MN / m² ($\Delta f_{cm} = 20$ MN / m²)

Bild 31 verdeutlicht den in 3.2.3.2 bereits beschriebenen unterproportionalen Einfluss der Betonfestigkeit. Durch den Exponent 2/3 beträgt die Verbundspannung beim C100/115 nur den ca. 2,5-fachen Wert der Verbundspannung des C20/25 bei gleichzeitig ca. 4-facher mittlerer Würfeldruckfestigkeit f_{cm} . Weiterhin kennzeichnend sind der bei der höheren Betonfestigkeit größere Anfangswert und der stärker ansteigende Ast bei zunehmender Verschiebung δ .

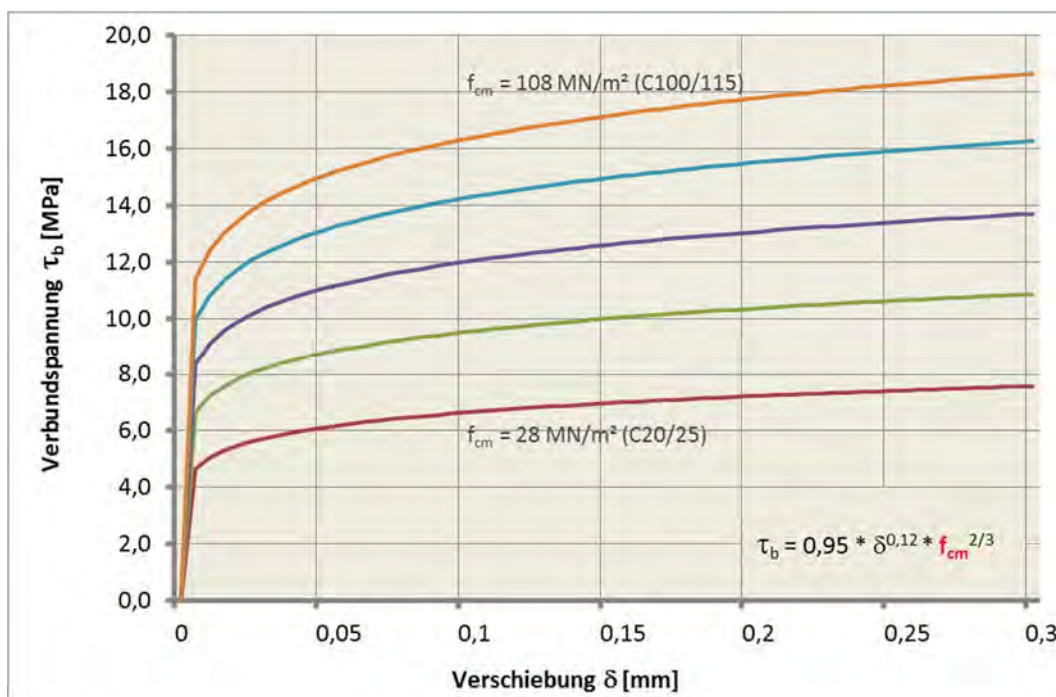


Bild 31: Verbundgesetze (A = 0,95 / N = 0,1 / f_{cm} variabel)

b) Variation des Höhenfaktors A von 0,8 bis 1,05 ($\Delta = 0,05$)

Die grafische Darstellung zeigt die zu erwartende Parallelverschiebung der Verbundspannungsentwicklung bei zunehmendem Höhenfaktor A.

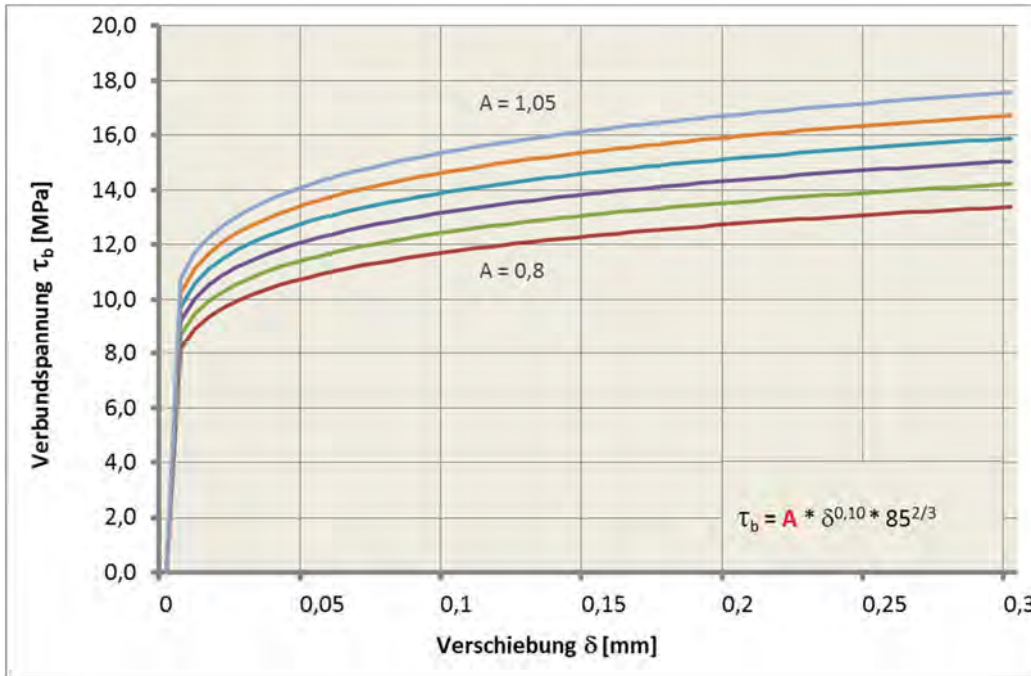


Bild 32: Verbundgesetze (A variabel / $N = 0,1$ / $f_{cm} = 85 \text{ MN/m}^2$)

c) Variation des Anstiegsfaktors N ($\Delta = 0,02$)

Die Variation des Exponenten N auf die Verschiebungen des Stahls gegenüber dem Beton wirkt sich zweifach aus. Ein niedriger Wert N bewirkt einen höheren Anfangswert aber auch einen flacheren Verlauf des ansteigenden Arms bei zunehmender Verschiebung δ .

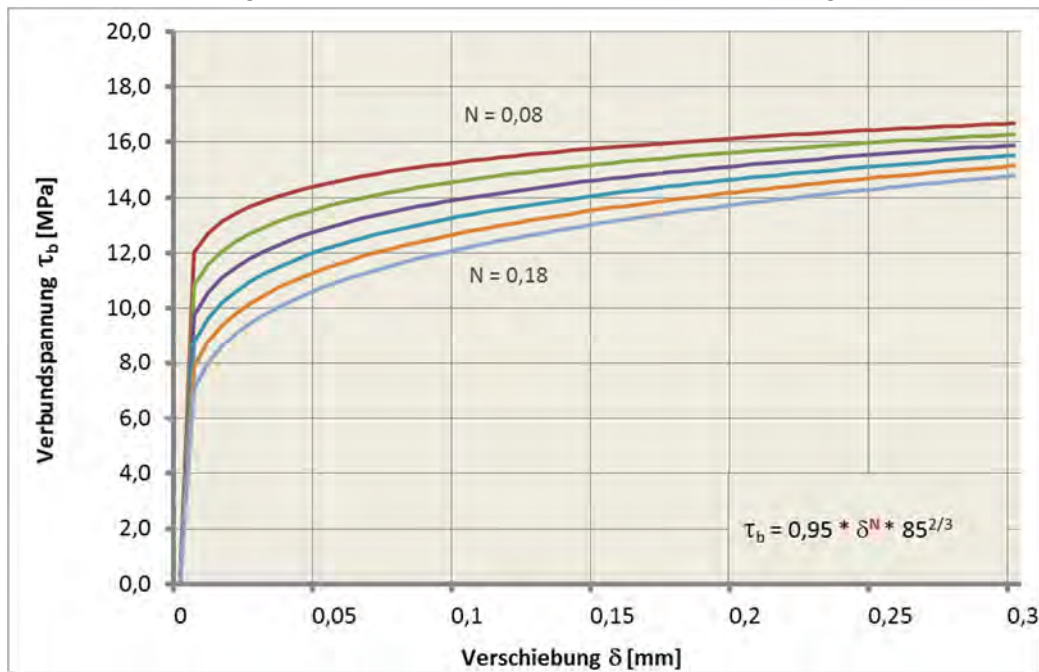


Bild 33: Verbundgesetze (A = 0,95 / N variabel / $f_{cm} = 85 \text{ MN/m}^2$)

3.2.3.4.2 Ansatz für die Krümmungsberücksichtigung

Wie in 3.2.3.1 erläutert wird zwischen Haftverbund, Scherverbund und Reibverbund unterschieden. Hierbei ist der Haftverbund für den Anfangswert maßgebend, der Scherverbund für den Anstieg der Verbundspannungen bei zunehmenden Verschiebungen und die Reibung beim Übergang in den horizontalen Ast (abgescherte Betonkonsolen zwischen den Rippen).

Die Krümmungspressung hängt jedoch nicht mit diesen materialorientierten Verbundbestandteilen zusammen, sondern allein mit der Zugkraft im Stahl und dem Krümmungsradius. Demnach ist die Krümmungspressung am Riss am größten und nimmt dann analog zur Stahlspannung im Verbundbereich ab, bis der „herkömmliche“ Verbund am Ende der Risseinleitungslänge gleich null ist und die Stahlspannung der Betonspannung unter Berücksichtigung des Verhältnisses der E-Module entspricht.

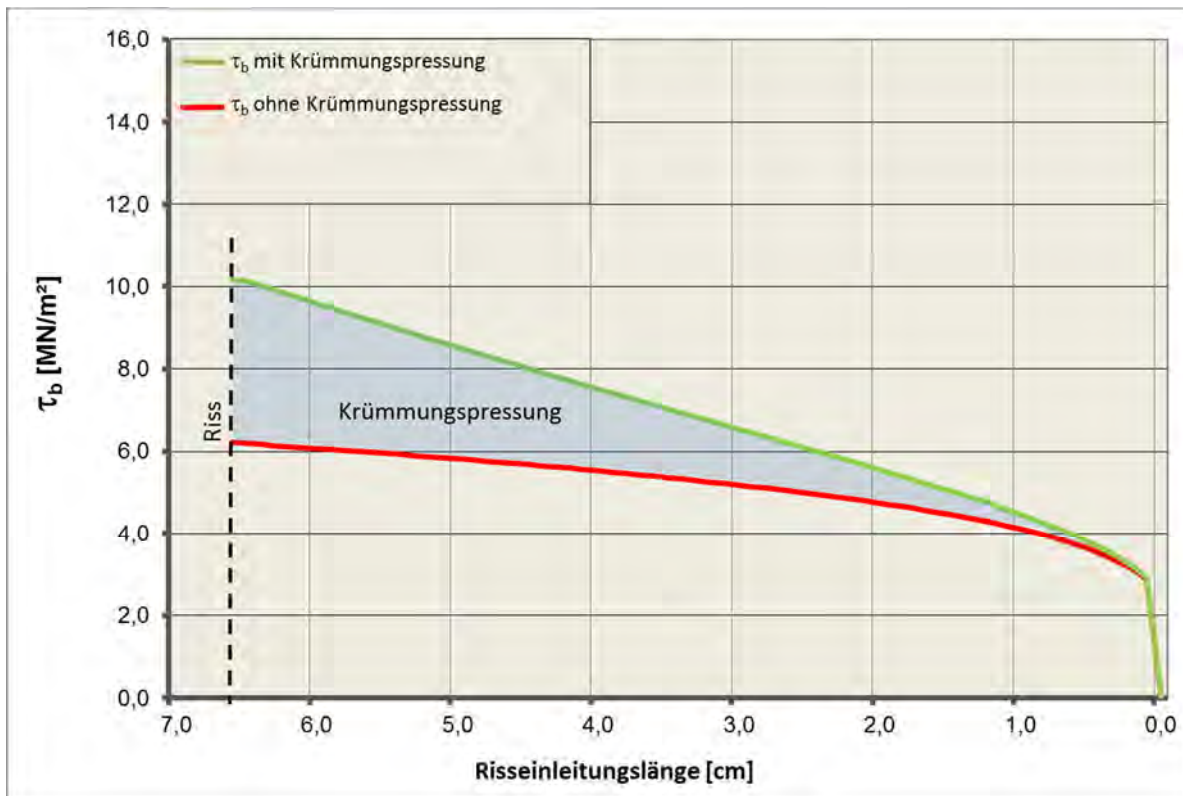


Bild 34: Verteilung der Krümmungspressung im Risseinleitungsbereich

3.2.4 Fazit

Die Ausführungen verdeutlichen den signifikanten Unterschied des Materialverhaltens des hochfesten Betons in Schleuderbetonmasten gegenüber dem konventionellen Stahlbeton mit normalfesten Betonen. Dies ist neben den höheren Festigkeiten insbesondere in dem besonderen Herstellungsverfahren (i.d.R. Schleidervorgang) und in der stark gekrümmten Betonoberfläche begründet. Im folgenden Kapitel wird dazu ein neues Verbundgesetz hergeleitet, das die maßgebliche Krümmung, Betonfestigkeit und bezogene Rippenfläche wirklichkeitsnah berücksichtigt.

3.3 Krümmungsabhängiges Verbundgesetz

3.3.1 Motivation

In diesem Kapitel wird gegenüber [44] ein erweitertes Verbundgesetz zur Berücksichtigung des Zusammenwirkens zwischen Beton und Stahl für den Sonderfall des in Umfangsrichtung gekrümmten Betonmastschaftes hergeleitet und diskutiert.

3.3.2 Verfahren

3.3.2.1 Allgemein

Die Herleitung des Verbundgesetzes erfolgt in drei Schritten:

a) Numerisches Verfahren zur Ermittlung der Krümmungspressung im Verbundbereich durch Zugkraft des Stabes unter Ansatz der Reibung zwischen Stahl und Beton

Hierbei wird ausgehend von einer angenommenen Verschiebung δ die Verbundspannung und daraus resultierend die Stahlspannung berechnet. Aus der Stahlspannung kann über den Reibungskoeffizienten zwischen Stahl und Beton nach der Kesselformel die krümmungsabhängige Lastabgabe in den Beton im Verhältnis zur Stahlspannung ermittelt werden. Die Summe der herkömmlichen Verbundspannung und der krümmungsabhängigen Verbundspannung infolge Reibung ergibt die neuen Verbundspannungen. Das Verfahren wird wiederholt, bis sich die Verbundspannungen nicht mehr wesentlich ändern (Iteration mit Abbruchkriterium).

b) Numerisches Verfahren zur Ermittlung der Krümmungspressung im Verbundbereich über ein modifiziertes Verbundgesetz

Wie in (a) wird, ausgehend von einer angenommenen Verschiebung δ , die Verbundspannung und daraus resultierend die Stahlspannung berechnet. Das Verbundgesetz wird hierbei durch krümmungsabhängige Faktoren modifiziert. Die Berechnung erfolgt wieder iterativ. Die gefundenen Verläufe der Verbundspannungen werden mit den Ergebnissen aus (a) verglichen und die Faktoren solange modifiziert, bis eine Übereinstimmung gefunden wird.

c) Geschlossenes Verfahren zur Ermittlung der Krümmungspressung im Verbundbereich über ein modifiziertes Verbundgesetz

Zur Verifizierung werden die in (b) ermittelten Faktoren in das Verbundgesetz eingesetzt und der Verlauf der Verbundspannungen nach dem geschlossenen Verfahren ermittelt. Die Ergebnisse werden mit den Werten aus (a) und (b) verglichen.

Um eine Allgemeingültigkeit zu erzielen werden die oben beschriebenen Untersuchungen für 4 „Grenzfälle“ hinsichtlich des Materials durchgeführt:

- Normale Betonfestigkeit $f_{cm} = 35$ MPa, glatter Stahl $f_R = 0$
- Normale Betonfestigkeit $f_{cm} = 35$ MPa, gerippter Stahl $f_R = 0,35$
- Hohe Betonfestigkeit $f_{cm} = 85$ MPa, glatter Stahl $f_R = 0$
- Hohe Betonfestigkeit $f_{cm} = 85$ MPa, gerippter Stahl $f_R = 0,35$

Dazu werden zwei typische Ringquerschnitte von Schleuderbetonmasten ($d_1 = 50$ cm / $d_2 = 100$ cm, $\phi_{1/2} = 4$ mm, $c_{1/2} = 1,25$ cm) herangezogen. Die Verbundspannung τ_b wird über die Formel für gute Verbundbedingungen ermittelt: $\tau_b = f_{AK} * 0,95 * \delta^{0,12 * f_{NK}} * f_{cm}^{2/3}$

3.3.2.2 Numerisches Verfahren

Ausgehend von einer gegebenen Stahlspannung am Riss σ_{scr} wird die korrespondierende Verteilung der Verschiebung δ gesucht. Diese ist die maximale Verschiebung des Bewehrungsstahls gegenüber dem Beton und entspricht damit der halben Rissbreite. An der Stelle, an der aufgrund des Verbunds zwischen Stahl und Beton die Verschiebung δ gleich null ist (δ_0), ist auch die Stahlspannung vollständig auf den Anfangswert im Zustand I abgebaut. Der Abstand der beiden Grenzwerte der Verschiebung δ_R und δ_0 entspricht damit der Risseinleitungslänge l_e . Die Risseinleitungslänge ist zu beiden Risseiten gleich und ergibt insgesamt den Verbundbereich.

Das numerische Verfahren folgt dem Algorithmus:

- a) Einteilung des Verbundbereichs in kleine Abschnitte mit der Schrittweite s
- b) Ansetzung der Verbundspannungen τ_b für jeden Abschnitt und Ansatz einer angenommenen Verschiebung δ_R (linearer Verschiebungsverlauf bis δ_0)
- c) Aufsummierung der Verbundspannung über Schrittweite s ergibt die Zunahme der Stahlspannung
- d) Aufsummierung der Summe der Stahlspannungen ergibt die neue Verschiebung δ an jedem Punkt
- e) Die neuen Verschiebungen δ ergeben die verbesserten Verbundspannungen τ_b

Der gesuchte Verlauf der Verbundspannungen ist gefunden, wenn die numerisch als Summe der Verbundspannungen für jeden Punkt ermittelte Stahlspannung σ_n der vorgegebenen Stahlspannung σ_{scr} entspricht

3.3.2.3 Geschlossenes Verfahren

Ausgehend von einer gegebenen Stahlspannung σ_{scr} am Riss wird unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug und des Verbundgesetzes über eine Gleichgewichtsbetrachtung der Dehnungen und korrespondierenden Verschiebungen eine Formel zur Berechnung der Verbundspannungen ermittelt.

3.3.3 Ermittlung der Verbundspannung infolge der Krümmungspressung mittels Reibungsansatz

3.3.3.1 Vorgehen

RINGZUGKRAFT UND UMLENKPRESSUNG

Über die Kesselformel kann aus der in Umfangsrichtung wirkenden Zugkraft F_S die dazu korrespondierende Umlenkpressung (hier p) ermittelt werden. Berücksichtigt man zusätzlich den Reibbeiwert μ resultiert hieraus die zusätzliche Verbundspannung.

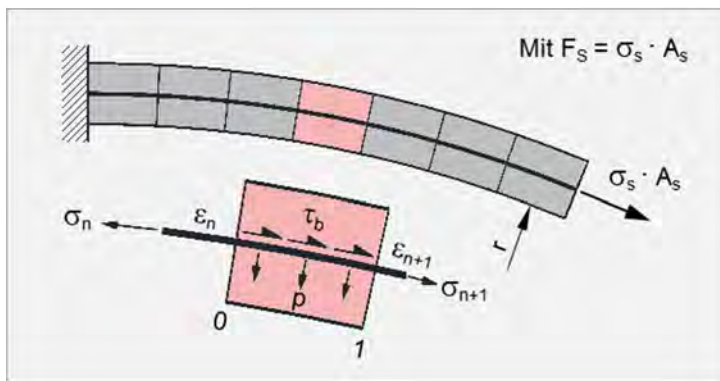


Bild 35: Kesselformel zur Ermittlung der Umlenkpressung aus der Ringzugkraft

Gemäß der Kesselformel ergibt sich:
$$p = F_S / r = 2 * \sigma_s * A_s / d$$

Unter Einbeziehung der über den Reibbeiwert μ auf den Beton einwirkende Pressung:

$$p_\mu = 2 * \sigma_s * A_s * \mu / d$$

Damit ist die Krümmungspressung abhängig von der Stahlspannung σ_s , dem Mastdurchmesser d , dem Reibbeiwert μ und dem Stabdurchmesser ϕ – aber unabhängig von der Betonfestigkeit und der Profilierung der Bewehrung.

Da sowohl die höhere Betonfestigkeit als auch die größere bezogene Rippenfläche vergrößerte Verbundspannungen bewirken, muss der Faktor zur Berücksichtigung der Verbundverbesserung durch die Krümmungspressung entsprechend verringert werden. Bei der Berechnung der Faktoren für die Berücksichtigung der Krümmungspressung müssen demnach Korrekturfaktoren für die Betonfestigkeit und die bezogene Rippenfläche eingeführt werden.

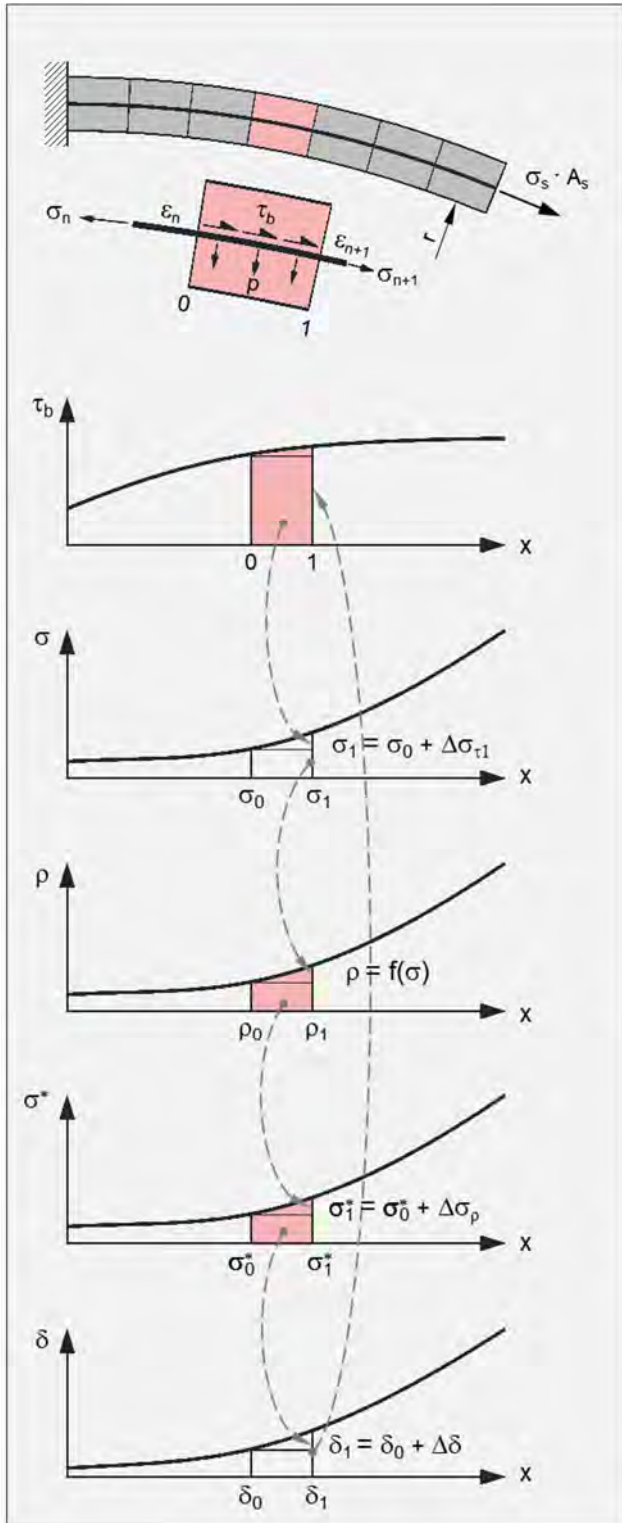
REIBUNGSBEIWERT

Experimentelle Untersuchungen [51] ergeben einen Haftreibungsbeiwert zwischen Beton und walzrauem Stahl von $\mu = 0,766$ (50%-Quantil). Hierbei wurde auch festgestellt, dass der Reibungsbeiwert sich mit zunehmender Betonfestigkeit nicht ändert. Die DIN EN 1994-1-1 [23] gibt im Kapitel 6.7.4.2 („Krafteinleitungsbereiche von Kopfbolzendübeln“) einen Wert von $\mu = 0,5$ vor (ebenfalls für walzrauen Stahl).

Für die weiteren Betrachtungen wird der mittlere Reibungsbeiwert von $\mu = 0,7$ angesetzt.

3.3.3.2 Numerisches Verfahren

Das in 3.3.2 erläuterte Verfahren wird zur zusätzlichen Berücksichtigung der Krümmungspressung wie folgt modifiziert:



(a) Einteilung des Verbundbereichs in kleine Abschnitte mit Schrittweite s

(b) Ermittlung der Verbundspannungen τ_b für jeden Abschnitt und Ansatz einer angenommenen Verschiebung δ

$$\tau_{b,01} = A \cdot \delta^N \cdot f_{cm}^{2/3}$$

(c) Ermittlung der Stahlspannungen σ_s über das Integral der Verbundspannungen

$$\Delta\sigma_\tau = u_s / A_s \cdot \int \tau_{01} ds = 4 \cdot s \cdot \tau_0 / \phi$$

$$\sigma_{s1} = \sigma_{s0} + \Delta\sigma_\tau$$

(d) Ermittlung der Krümmungspressung p_μ aus den Stahlspannungen σ_s

$$p_\mu = 2 \cdot \sigma_{sn} \cdot A_s \cdot \mu / d$$

(e) Neuer Verlauf der Stahlspannungen σ^* inkl. der Krümmungspressung

$$\Delta\sigma_{pn} = \phi / A_s \cdot \int p_{01} ds$$

$$= 4 \cdot s / (\pi \cdot \phi^2) \cdot (p_0 + p_1) / 2$$

$$\sigma^*_{s1} = \sigma^*_{s0} + \Delta\sigma_{p1}$$

(f) Berechnung der verbesserten Verschiebungen δ

$$\Delta\delta_1 = 1 / E_s \cdot \int \sigma^*_{01} ds$$

$$\delta_1 = \delta_0 + \Delta\delta_1$$

und verbesserte Verbundspannungen τ_b aus den Verschiebungen => Schritt (a)

Bild 36: Numerisches Verfahren zur Erfassung der Zusammenhänge am Riss beim gekrümmten Querschnitt – Variante Reibungsansatz

3.3.3.3 Auswirkung der Krümmungspressung bei Variation der Betonfestigkeitsklassen und Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrung

Die Bilder 37a und 37b zeigen folgende Gesetzmäßigkeiten:

- Im Risseinleitungsbereich abnehmende Krümmungspressung in Abhängigkeit von σ_s
- Aus Krümmungspressung resultierender Verbundanteil bei hochfestem Beton und geripptem Stahl max. 12%
- Aus Krümmungspressung resultierender Verbundanteil bei normalem Beton und glatten Stahl max. 35%

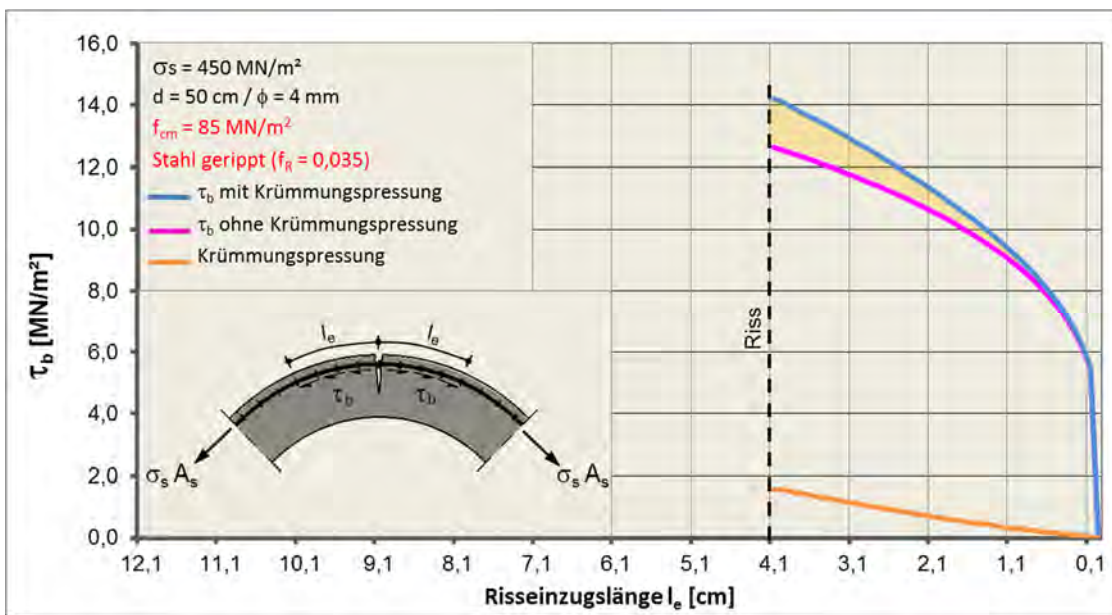


Bild 37a: Verteilung der Krümmungspressung im Verbundbereich ($f_{cm} 85 \text{ MN/m}^2$ / gerippt)

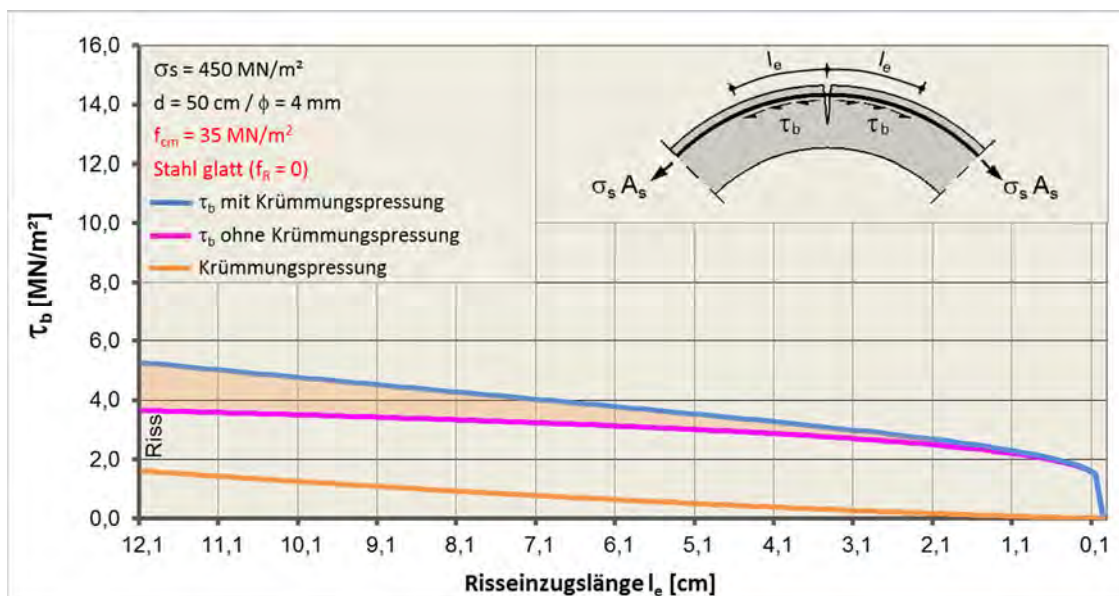


Bild 37b: Verteilung der Krümmungspressung im Verbundbereich ($f_{cm} 35 \text{ MN/m}^2$ / glatt)

3.3.3.4 Auswirkung der Krümmungspressung bei Variation des Mastdurchmessers

Die Bilder 38a und 38b zeigen die folgenden Zusammenhänge:

- Im Risseinleitungsbereich abnehmende Krümmungspressung in Abhängigkeit von σ_s
- Anteil der Krümmungspressung bei kleinem Durchmesser max. 40%
- Anteil der Krümmungspressung bei großem Durchmesser max. 6%

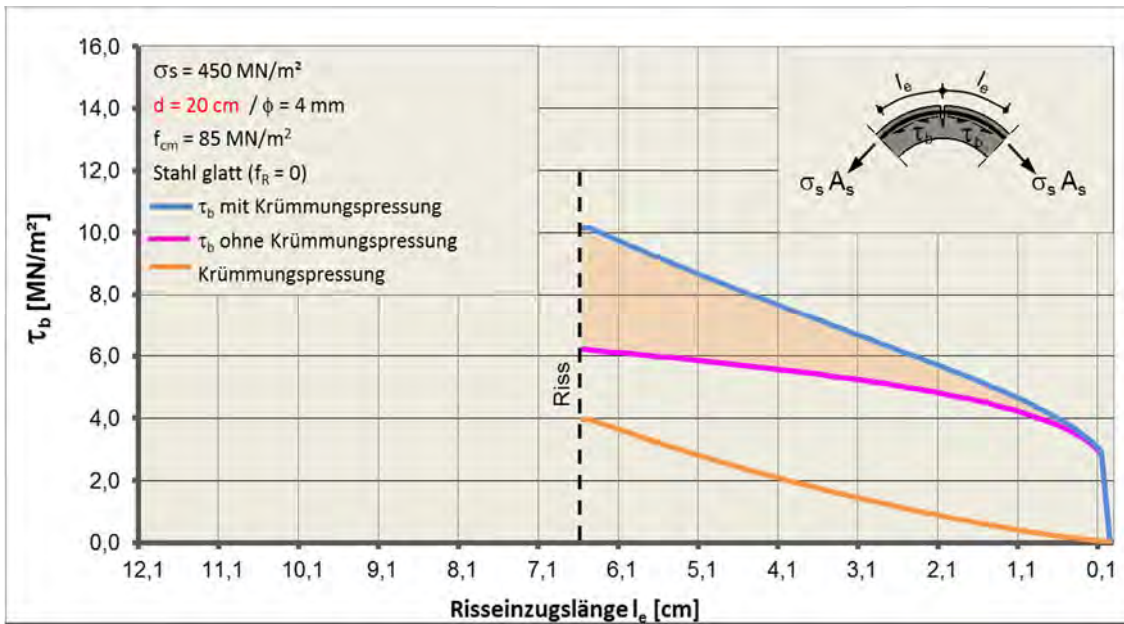


Bild 38a: Verteilung der Krümmungspressung im Verbundbereich ($d = 20$ cm)

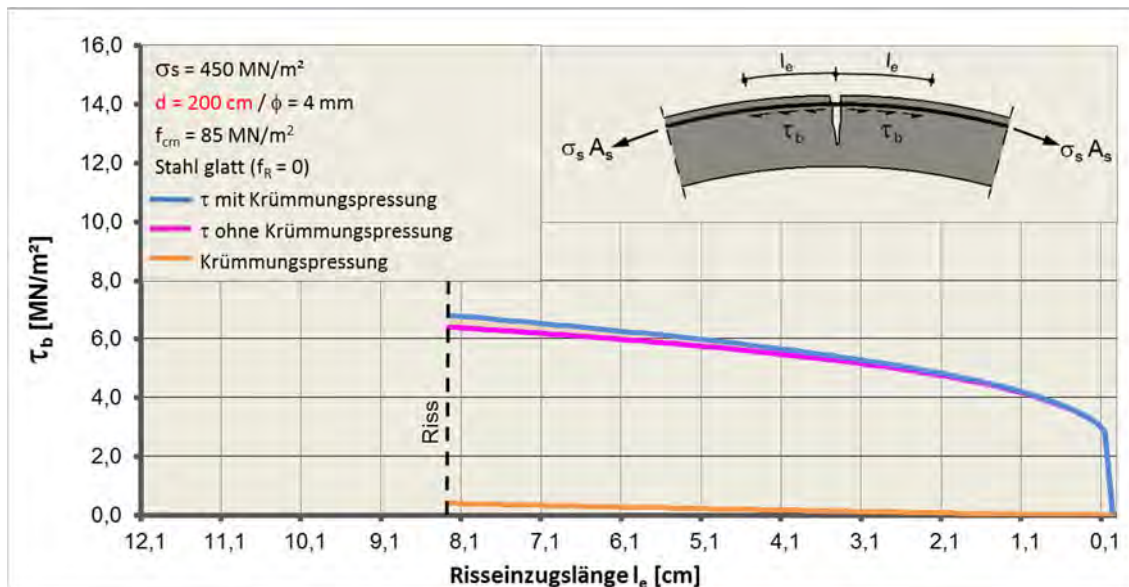


Bild 38b: Verteilung der Krümmungspressung im Verbundbereich ($d = 200$ cm)

3.3.3.5 Auswertung

Die numerisch für verschiedene Randbedingungen aus der Stahlspannung ermittelte, zusätzliche zum Verbund wirkende, Krümmungspressung zeigt die Abhängigkeit dieses Einflusses von den Variablen:

- Betonfestigkeit
- Schaftdurchmesser
- Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrung (bezogene Rippenfläche)

Hierbei variiert der Wert der Verbundverbesserung infolge Krümmungspressung hinsichtlich der konventionell ermittelten Verbundspannung zwischen 6 % und 40 %. Ob die Krümmungspressung hinsichtlich der Beschränkung der Rissbreite bei der Zwangsbeanspruchung von Masten und Türmen bemessungsrelevant ist, wird in den Parameterstudien im Kapitel 4 dieser Arbeit analysiert.

3.3.4 Ermittlung der Verbundspannung infolge der Krümmungspressung über faktorisierte Verbundgesetze – numerisches Verfahren

3.3.4.1 Vorgehen

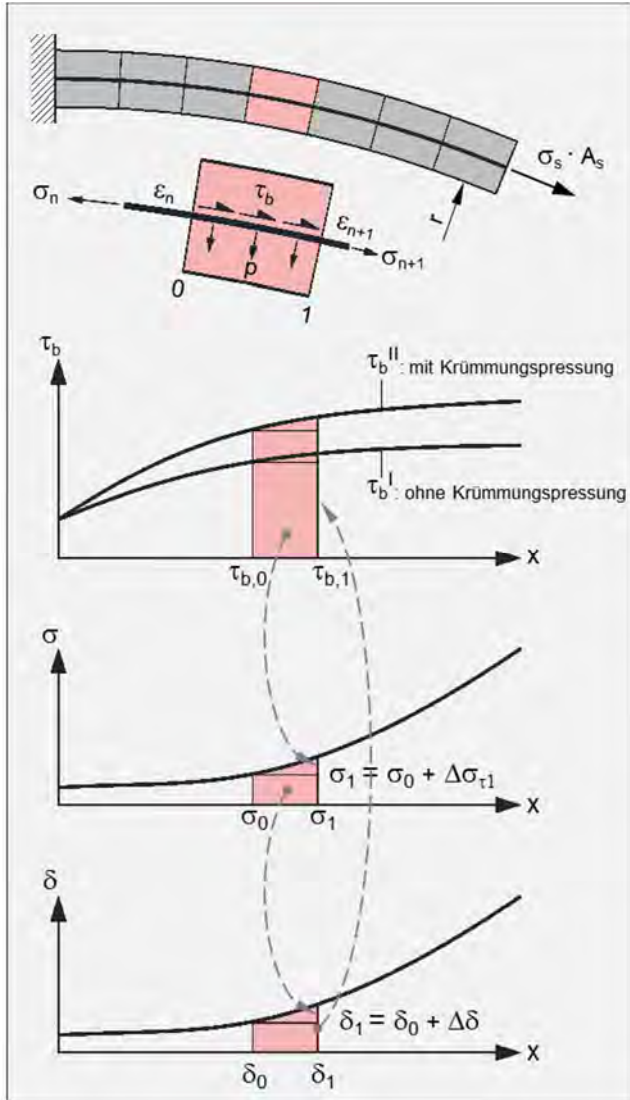
Gemäß Kap. 3.3.3.3 bewirkt die Krümmungspressung einen stärker ansteigenden Ast in der Verbundcharakteristik, der Anfangswert bleibt jedoch gleich, da hier die Stahlspannung null ist. Es ist daher naheliegend, die Krümmungspressung durch einen Faktor für den Exponenten N im Verbundgesetz zu berücksichtigen. Zu Beginn der Untersuchung wurde daher ein krümmungsabhängiger Faktor zur Variation von N gesucht. Dieser Faktor ist 1 für einen unendlichen Durchmesser (also Krümmung gleich null) und maximal für sehr kleine Durchmesser.

Zur Bestimmung eines allgemeingültigen Faktors werden die folgenden 4 „Grenzfälle“ betrachtet:

- Normale Betonfestigkeit $f_{cm} = 35$ MPa, glatter Stahl $f_R = 0$
- Normale Betonfestigkeit $f_{cm} = 35$ MPa, gerippter Stahl $f_R = 0,35$
- Hohe Betonfestigkeit $f_{cm} = 85$ MPa, glatter Stahl $f_R = 0$
- Hohe Betonfestigkeit $f_{cm} = 85$ MPa, gerippter Stahl $f_R = 0,35$

3.3.4.2 Numerisches Verfahren

Analog zum Vorgehen bei der Berechnung über die Reibung infolge Krümmungspressung wird auch beim faktorisierten Ansatz das Verbundverhalten numerisch ermittelt:



(a) Einteilung des Verbundbereichs in kleine Abschnitte mit Schrittweite s

(b) Ermittlung der krümmungsabhängigen Verbundspannungen τ_b^{II} für jeden Schritt und Ansatz einer angenommenen Verschiebung δ
 $\tau_{b,01}^{II} = f \cdot A \cdot \delta^{f \cdot N} \cdot f_{cm}^{2/3}$
 (f = neue Faktoren im Verbundgesetz)

(g) Ermittlung der Stahlspannungen σ_s über das Integral der Verbundspannungen
 $\Delta\sigma_\tau = u_s / A_s \cdot \int \tau_{b,01}^{II} ds = 4 \cdot s \cdot \tau_{b,0}^{II} / \phi$
 $\sigma_{s1} = \sigma_{s0} + \Delta\sigma_\tau$

(h) Berechnung der verbesserten Verschiebungen δ
 $\Delta\delta_1 = 1 / E_s \cdot \int \sigma_{s01}^* ds$
 $\delta_1 = \delta_0 + \Delta\delta_1$
 und verbesserte Verbundspannungen τ_b^{II} aus den Verschiebungen => Schritt (a)

Bild 39: Numerisches Verfahren zur Erfassung der Zusammenhänge am Riss beim gekrümmten Querschnitt mittels neuem Verbundgesetz

3.3.4.3 Faktor f_{NK}

Anhand einer Reihe von Versuchsnachberechnungen wurde folgender Faktor ermittelt:

$$f_{NK} = 1 + 0,06 / d \quad \text{Mastdurchmesser } d \text{ in [m]}$$

$$\text{mit } \tau_b = f_{NK} * A * \delta^{N * f_{NK}} * f_{cm}^{2/3}$$

Der Faktor f_{NK} zeigt eine gute Übereinstimmung des Verbundverlaufs für eine niedrige Betonfestigkeit und eine glatte Bewehrung. Würde der gleiche Faktor auch für gerippten Stahl und eine hohe Betonfestigkeit angesetzt, wäre der Einfluss der Krümmungspressung auf den Verbund identisch. Die Untersuchungen in 3.3.3 haben jedoch gezeigt, dass die Betonfestigkeit und die Stahlprofilierung für den Absolutwert der Krümmungspressung p_c nicht relevant sind, da diese über den Zusammenhang $p_c = 2 * \sigma_s / d * \phi * \mu$ von der Stahlspannung, dem Schaftdurchmesser, dem Bewehrungsdurchmesser und dem Reibbeiwert Stahl / Beton abhängt. Da aber die reinen Verbundspannungen sehr wohl von der Betondruckfestigkeit und der Stahlprofilierung abhängen (vgl. 3.2.3.2) wird der Einfluss der Krümmungspressung am Gesamtverbundverhalten prozentual geringer.

Daher müssen Korrekturfaktoren für den obigen Ansatz für f_{NK} bestimmt werden, die diesen geringer werdenden Einfluss der Krümmungspressung bei zunehmender Betondruckfestigkeit und Stahlprofilierung berücksichtigen.

Da durch einen größeren Exponenten N zwar die Verbundcharakteristik einen steileren Verlauf annimmt, gleichzeitig aber auch der Anfangswert herabgesetzt wird (vgl. Bild 33), wird der Faktor A , der den Anfangswert ausmacht, ebenfalls mit dem Faktor f_{NK} multipliziert.

3.3.4.3.1 Korrekturfaktor KF1 für die Stahlprofilierung

Durch weitere Versuchsnachberechnungen mit dem oben beschriebenen Faktor f_{NK} bei Ansatz unterschiedlicher bezogener Rippenflächen f_R wurde der Korrekturfaktor KF1 wie folgt ermittelt:

$$KF1 = 1 \quad \text{für } f_R = 0$$

$$KF1 = 0,6 \quad \text{für } f_R = 0,065 \quad (\text{als Maximalwert der bezogenen Rippenfläche angesetzt})$$

Daraus ergibt sich bei linearer Interpolation der Zwischenwerte die folgende Berechnungsformel:

$$KF1 = 1 - 6,15 * f_R$$

3.3.4.3.2 Korrekturfaktor KF2 für die Betondruckfestigkeit

Durch Versuchsnachberechnungen mit dem oben beschriebenen Faktor f_{NK} bei Ansatz unterschiedlicher Betondruckfestigkeiten wurde der Korrekturfaktor KF2 wie folgt ermittelt:

$$KF2 = 1 \quad \text{für } f_{cm} = 35 \text{ MPa}$$

$$KF2 = 0,46 \quad \text{für } f_{cm} = 85 \text{ MPa}$$

Daraus ergibt sich bei linearer Interpolation der Zwischenwerte unter Berücksichtigung möglicher kleinerer Werte für die Betonfestigkeit die folgende Beziehung:

$$KF2 = 1,1 - 0,0108 * (f_{cm} - 25)$$

3.3.4.4 Auswertungen

Insgesamt lautet die Formel für den Faktor zur Berücksichtigung der Krümmungspressung damit:

$$f_{NK} = 1 + 0,06 / d * KF1 * KF2 \quad [d = \text{Mastdurchmesser in m}]$$

mit $0,6 \leq KF1 \leq 1$

$0,46 \leq KF2 \leq 1,37$ $[1,37 = \text{theoretischer Grenzwert für } f_{cm} = 0]$

Bei Variation der Mastdurchmesser und der Betonfestigkeit ergeben sich für verschiedene bezogene Rippenflächen f_R damit folgende Faktoren f_{NK} für den Exponenten im Verbundgesetz:

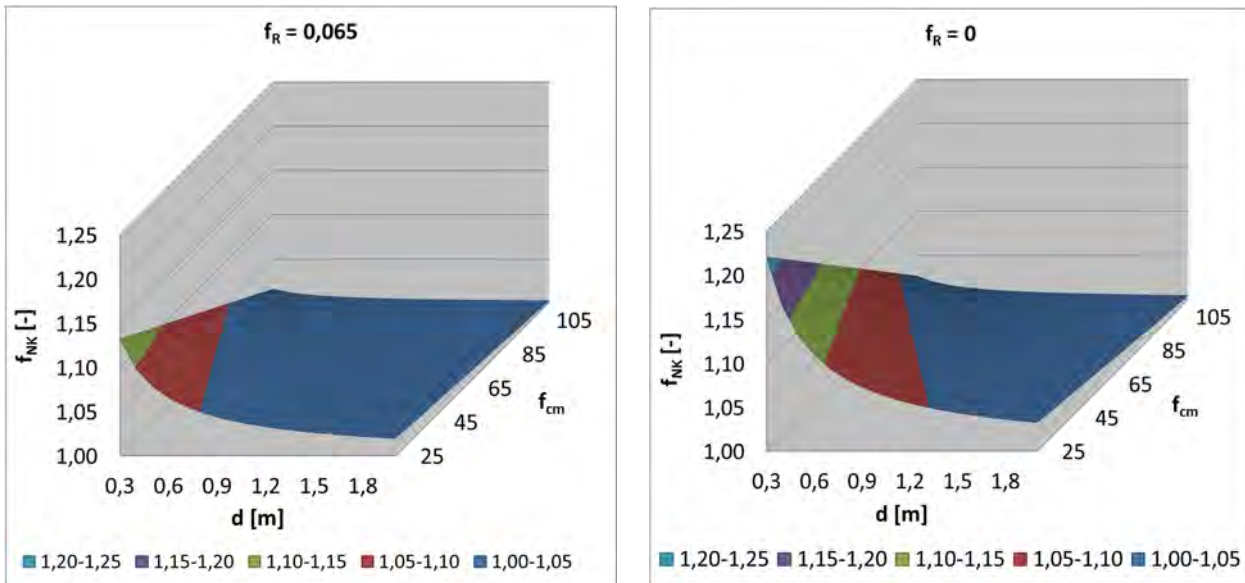


Bild 40: Krümmungsfaktor f_{NK} bei Variation der Betonfestigkeit und des Durchmessers

Bei Variation der Mastdurchmesser und der bezogenen Rippenfläche ergeben sich für verschiedene Betonfestigkeiten folgende Verteilungen:

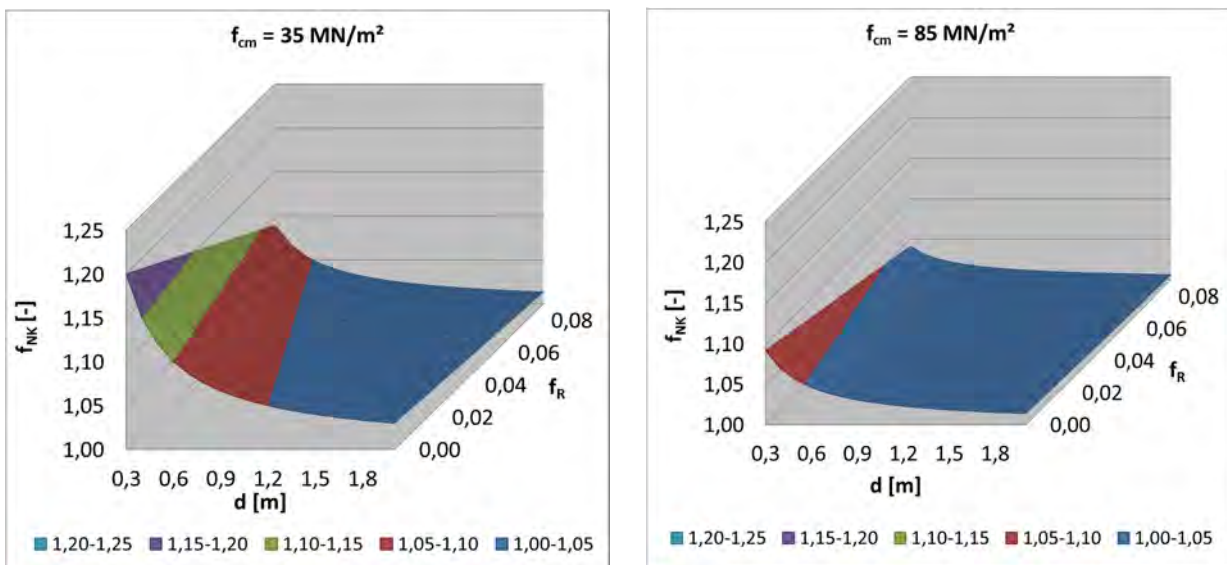


Bild 41: Krümmungsfaktor f_{NK} bei Variation der bezogenen Rippenfläche und des Durchmessers

3.3.5 Ermittlung der Krümmungspressung über faktorisierte Verbundgesetze – geschlossenes Verfahren

3.3.5.1 Vorgehen

Im Gegensatz zur iterativen Berechnung der Verbundspannungen über Integration bei den numerischen Verfahren in 3.3.3 und 3.3.4 werden bei der geschlossenen Nachweismethode Formeln zur direkten Ermittlung der Verbundspannungen hergeleitet.

Hierbei soll wie bei den numerischen Berechnungen anstelle der in den Normen üblichen konstanten gemittelten Verbundspannung ein wirklichkeitsnaher Verlauf der Verbundspannungen im Risseinleitungsbereich angesetzt werden. Dieses für den konventionellen Stahlbetonbau bekannte Verfahren [44] muss für das neue Verbundgesetz aus 3.3.4 unter Berücksichtigung der Krümmungspressung modifiziert werden.

Aus den nachstehenden gegebenen Werten wird der Verlauf der Verbundspannungen $\tau_b(y)$ ermittelt:

- Mastdurchmesser d
- Stabdurchmesser ϕ
- Erweitertes Verbundgesetz $\tau_b(\delta)$
- Stahldehnung am Riss $\varepsilon_s^{\text{II}}$

3.3.5.2 Geschlossenes Verfahren

3.3.5.2.1 Verbundgleichung

Die Gleichung zur Berechnung des Verbunds an jeder Stelle y der Risseinleitungslänge basiert auf den folgenden Zusammenhängen [44]:

- Die Beziehung der Verbundspannung zur zugehörigen Verschiebung ist durch das über die Krümmungsfaktoren modifizierte Verbundgesetz definiert:

$$\tau_b(y) = f_{\text{NK}} * A * \delta(y)^{N * f_{\text{NK}}} * f_{\text{cm}}^{2/3} \Leftrightarrow \delta(y) = [\tau_b(y) / (f_{\text{NK}} * A * f_{\text{cm}}^{2/3})]^{1 / N * f_{\text{NK}}}$$

- Die Stahldehnung an jeder Stelle y der Risseinleitungslänge ist definiert durch das Integral der Verbundspannungen::

$$\varepsilon_s(y) = \varepsilon_s^{\text{I}} + U_s / (E_s * A_s) * \int \tau_b(y) dy$$

- Die Betondehnung an jeder Stelle y der Risseinleitungslänge ergibt sich analog:

$$\varepsilon_c(y) = \varepsilon_c^{\text{I}} + U_s / (E_c * A_c) * \int \tau_b(y) dy$$

- Die Verschiebung $\delta(y)$ zwischen Stahl und Beton entspricht dem Integral über die Dehnungsdifferenzen:

$$\begin{aligned} \delta(y) &= \int (\varepsilon_s(y) - \varepsilon_c(y)) dy \\ &= \int [(\varepsilon_s^I + U_s / (E_s * A_s) * \int \tau_b(y) dy) - (\varepsilon_c^I + U_s / (E_c * A_c) * \int \tau_b(y) dy)] \\ &= (\varepsilon_s^I - \varepsilon_c^I) * y + (U_s / (E_s * A_s) - U_s / (E_c * A_c)) * \iint \tau_b(y) dy dy \\ &= (\varepsilon_s^I - \varepsilon_c^I) * y + 4 / (\phi * E_s) * \iint \tau_b(y) dy dy \\ &[\text{mit } U_s / (E_s * A_s) = 4 / (\phi * E_s) \text{ und } U_s / (E_c * A_c) \approx 0 \text{ für } A_c \gg U_s] \end{aligned}$$

Die Verschiebung aus dem Verbundgesetz entspricht der doppelten Integration der Verbundspannung. Damit ergibt sich die allgemeine integrale Verbundgleichung:

$\delta(y)$ Verbundgesetz = $\delta(y)$ Integration

bzw.

$$[\tau_b(y) / (f_{NK} * A * f_{cm}^{2/3})]^{1/N * f_{NK}} = (\varepsilon_s^I - \varepsilon_c^I) * y + 4 / (\phi * E_s) * \iint \tau_b(y) dy dy$$

3.3.5.2.2 Auflösung

ERSTRISZUSTAND

Wie in den Kapiteln 3.6 und 4 noch erläutert werden wird befindet man sich bei der Zwangsbeanspruchung i.d.R. im Bereich des Erstrisszustands. Es bilden sich nur einzelne Risse, und die am Riss entstehende Stahlspannung wird über den Verbund wieder vollständig an den Beton abgegeben. Am Ende des Risseinleitungsbereichs ist die Stahldehnung damit gleich der Betondehnung im Zustand I, es besteht also keine Verschiebung δ mehr zwischen dem Bewehrungsstab und dem umschließenden Beton. Damit entspricht auch die Stahlspannung dem Produkt aus der Betonspannung und dem Quotienten der E-Module ($\alpha_e = E_s / E_c$).

$$(\varepsilon_s^I - \varepsilon_c^I) = 0 \text{ für } y = 0$$

Damit vereinfacht sich die Verbundgleichung für den Erstrisszustand:

$$[\tau_b(y) / (f_{NK} * A * f_{cm}^{2/3})]^{1/N * f_{NK}} = 4 / (\phi * E_s) * \iint \tau_b(y) dy dy$$

AUFLÖSUNG

Der Verbundverlauf wird nach folgendem Ansatz abgebildet:

$$\tau_b(y) = k * y^p$$

$$\begin{aligned} \Leftrightarrow [(k * y^p) / (f_{NK} * A * f_{cm}^{2/3})]^{1/(N * f_{NK})} &= 4 / (\phi * E_s) * \iint k * y^p dy dy \\ &= 4 / (\phi * E_s) * \int k * y^{p+1} / (p+1) dy \\ &= 4 / (\phi * E_s) * k * y^{p+2} / [(p+1) * (p+2)] \end{aligned}$$

Durch Separierung von „y“ erhält man:

$$y^{p/(N \cdot f^{NK})} \cdot [k / (f_{NK} \cdot A \cdot f_{cm}^{2/3})]^{1/(N \cdot f^{NK})} = y^{p+2} \cdot 4 / (\phi \cdot E_s) \cdot k / [(p+1) \cdot (p+2)]$$

und damit durch Gleichsetzung der Exponenten direkt:

$$\begin{aligned} p / (N \cdot f^{NK}) &= p + 2 \\ \Leftrightarrow p &= (p + 2) \cdot (N \cdot f^{NK}) \\ \Leftrightarrow p - p \cdot (N \cdot f^{NK}) &= 2 \cdot N \cdot f^{NK} \\ \Leftrightarrow p &= 2 \cdot N \cdot f^{NK} / (1 - N \cdot f^{NK}) \end{aligned}$$

Die Betrachtung der Konstanten „k“ ergibt:

$$y^{p/(N \cdot f^{NK})} \cdot [k / (f_{NK} \cdot A \cdot f_{cm}^{2/3})]^{1/(N \cdot f^{NK})} = y^{p+2} \cdot 4 / (\phi \cdot E_s) \cdot k \cdot / [(p+1) \cdot (p+2)]$$

und damit durch Gleichsetzung:

$$\begin{aligned} [k / (f_{NK} \cdot A \cdot f_{cm}^{2/3})]^{1/(N \cdot f^{NK})} &= 4 / (\phi \cdot E_s) \cdot k \cdot / [(p+1) \cdot (p+2)] \\ \Leftrightarrow k^{1/N} &= 4 / (\phi \cdot E_s) \cdot (f_{NK} \cdot A \cdot f_{cm}^{2/3})^{1/(N \cdot f^{NK})} \cdot \\ & k / ([2 \cdot N \cdot f^{NK} / (1 - N \cdot f^{NK}) + 1] \cdot [2 \cdot N \cdot f^{NK} / (1 - N \cdot f^{NK}) + 2]) \\ \Leftrightarrow k^{(1/N-1)} &= 4 / (\phi \cdot E_s) \cdot (f_{NK} \cdot A \cdot f_{cm}^{2/3})^{1/(N \cdot f^{NK})} \cdot (1 - N \cdot f^{NK})^2 / [2 \cdot (N \cdot f^{NK} + 1)] \\ \Leftrightarrow k = &= [2 / (\phi \cdot E_s) \cdot (f_{NK} \cdot A \cdot f_{cm}^{2/3})^{1/(N \cdot f^{NK})} \cdot (1 - N \cdot f^{NK})^2 / (N \cdot f^{NK} + 1)]^{Ex} \\ & \text{mit } Ex = N \cdot f^{NK} / (1 - N \cdot f^{NK}) \end{aligned}$$

Mit den Bestimmungsgleichungen für „p“ und „k“ ist der Verlauf der Verbundspannungen an jeder beliebigen Stelle „y“ des Verbundbereichs nach der Form

$$\tau_b(y) = k \cdot y^p$$

gefunden.

3.3.6 Verifizierung

3.3.6.1 Vorgehen

Der wirklichkeitsnahe Ansatz der numerischen Lösung über die Berücksichtigung des zusätzlichen Anteils der Verbundspannung τ_b infolge Reibung durch Krümmungspressung soll durch den ebenfalls numerischen Ansatz bei Auswahl eines geeigneten krümmungsabhängigen Faktors f^{NK} angenähert werden. Der bei ausreichender Übereinstimmung für diverse Grenzfälle gefundene Faktor f^{NK} geht in die durch das geschlossene Verfahren gefundene Gesetzmäßigkeit ein.

3.3.6.2 Vergleichsquerschnitte und -belastungen

Die Berechnungen werden für die folgenden beiden Querschnitte mit unterschiedlicher Belastung durch die einzuleitende Stahlspannung σ_s durchgeführt:

QUERSCHNITT 1

Mastdurchmesser:	$d =$	50 cm
Wanddicke:	$h =$	8 cm
Stabdurchmesser:	$\phi =$	4 mm
Betondeckung:	$c =$	1,25 cm
Stahlspannung am Riss:	$\sigma_{s1} =$	250 MN/m ² / $\sigma_{s2} =$ 450 MN/m ²

QUERSCHNITT 2

Mastdurchmesser:	$d =$	100 cm
Wanddicke:	$h =$	8 cm
Stabdurchmesser:	$\phi =$	4 mm
Betondeckung:	$c =$	1,25 cm
Stahlspannung am Riss:	$\sigma_{s1} =$	250 MN/m ² / $\sigma_{s2} =$ 450 MN/m ²

3.3.6.3 Vergleichsmaterialien

Die Verläufe der Verbundspannungen werden nach den zu vergleichenden Verfahren für die folgenden Materialkombinationen ermittelt:

- Normale Betonfestigkeit $f_{cm} = 35$ MPa, glatter Stahl $f_R = 0$
- Normale Betonfestigkeit $f_{cm} = 35$ MPa, gerippter Stahl $f_R = 0,35$
- Hohe Betonfestigkeit $f_{cm} = 85$ MPa, glatter Stahl $f_R = 0$
- Hohe Betonfestigkeit $f_{cm} = 85$ MPa, gerippter Stahl $f_R = 0,35$

3.3.6.4 Vergleich

Die Bilder 42a-d zeigen...

...hinsichtlich des Vergleichs der Verfahren:

- Gute Übereinstimmung der Verbundspannungen im gesamten Verbundbereich
- Nahezu deckungsgleiche Werte für die numerische und geschlossene Lösung über „Faktoren“
- Über „Reibung“ berechnete Werte zu Beginn des Verbundbereichs geringfügig größer
- Über „Faktoren“ berechnete Werte am Ende des Verbundbereichs geringfügig größer

...hinsichtlich des Vergleichs der Durchmesser:

- Größere Verbundspannung bei kleinerem Durchmesser
- Kürzerer Verbundbereich bei kleinerem Durchmesser

...hinsichtlich des Vergleichs der einzutragenden Stahlspannung:

- Längerer Verbundbereich bei größerer Stahlspannung
- Gleicher absoluter Wert der Verbundspannung bei gleicher Lage im Verbundbereich

...hinsichtlich der Grenzwerte für die Betonfestigkeit und die Stahlprofilierung:

- Größte Verbundspannung bei hochfestem Beton und geripptem Stahl
- Kleinste Verbundspannung bei normalfestem Beton und glattem Stahl
- Größere Verbundspannung beim normalfestem Beton mit geripptem Stahl im Vergleich zum hochfesten Beton mit glattem Stahl
- Flacherer Verlauf der Verbundspannungskurven bei glattem Stahl
- Steilerer Verlauf der Verbundspannungen bei geripptem Stahl

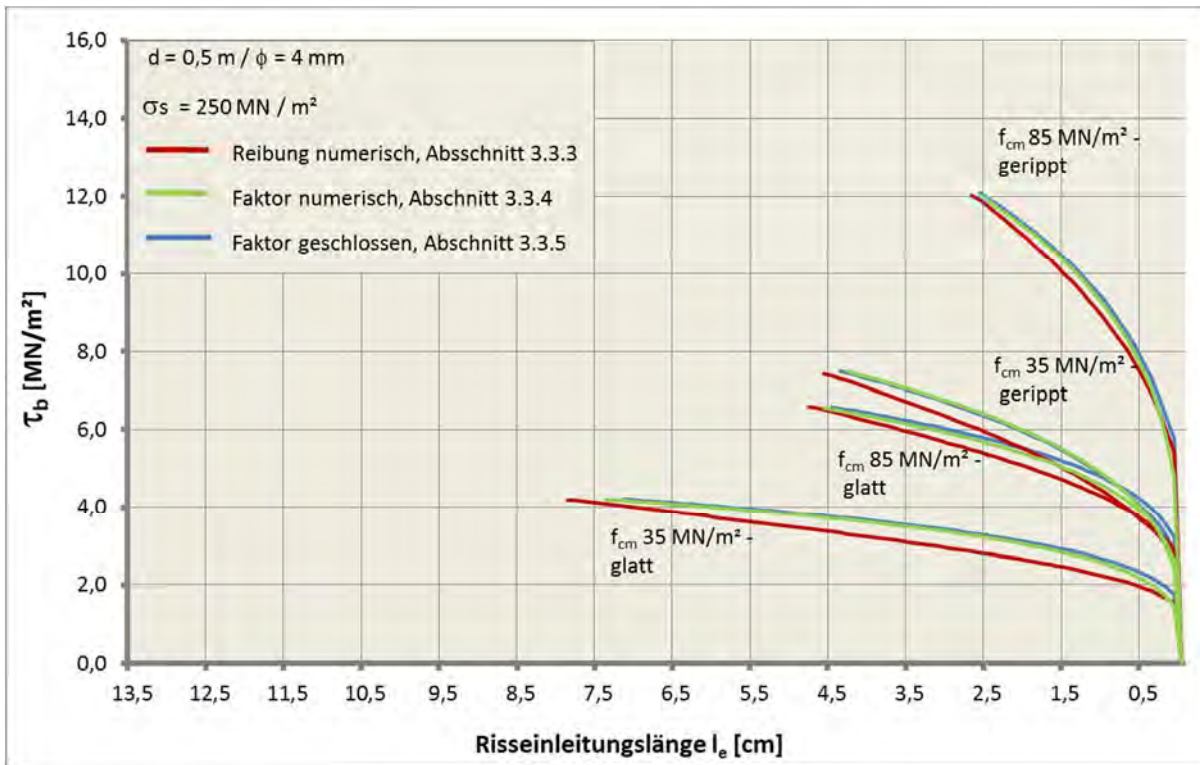


Bild 42a: Verteilung im Verbundbereich - $d = 0,5 \text{ m}$ mit $\sigma_s = 250 \text{ MN/m}^2$

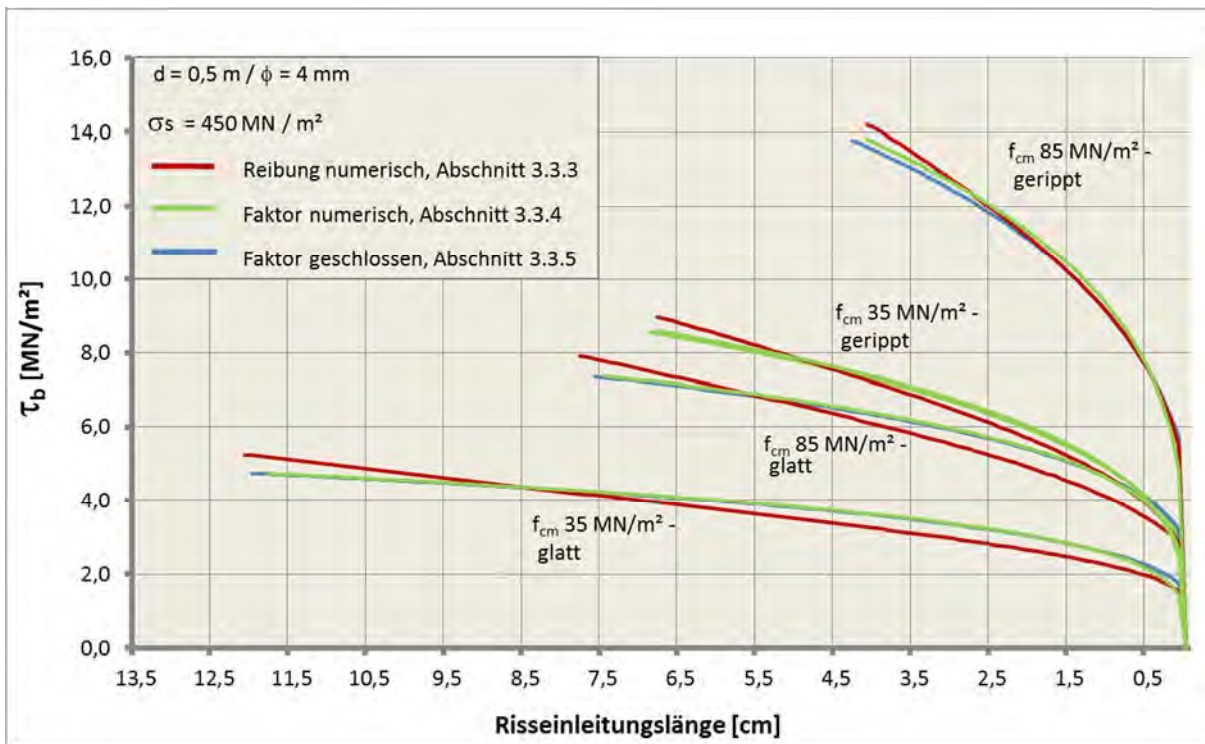


Bild 42b: Verteilung im Verbundbereich - $d = 0,5 \text{ m}$ mit $\sigma_s = 450 \text{ MN/m}^2$

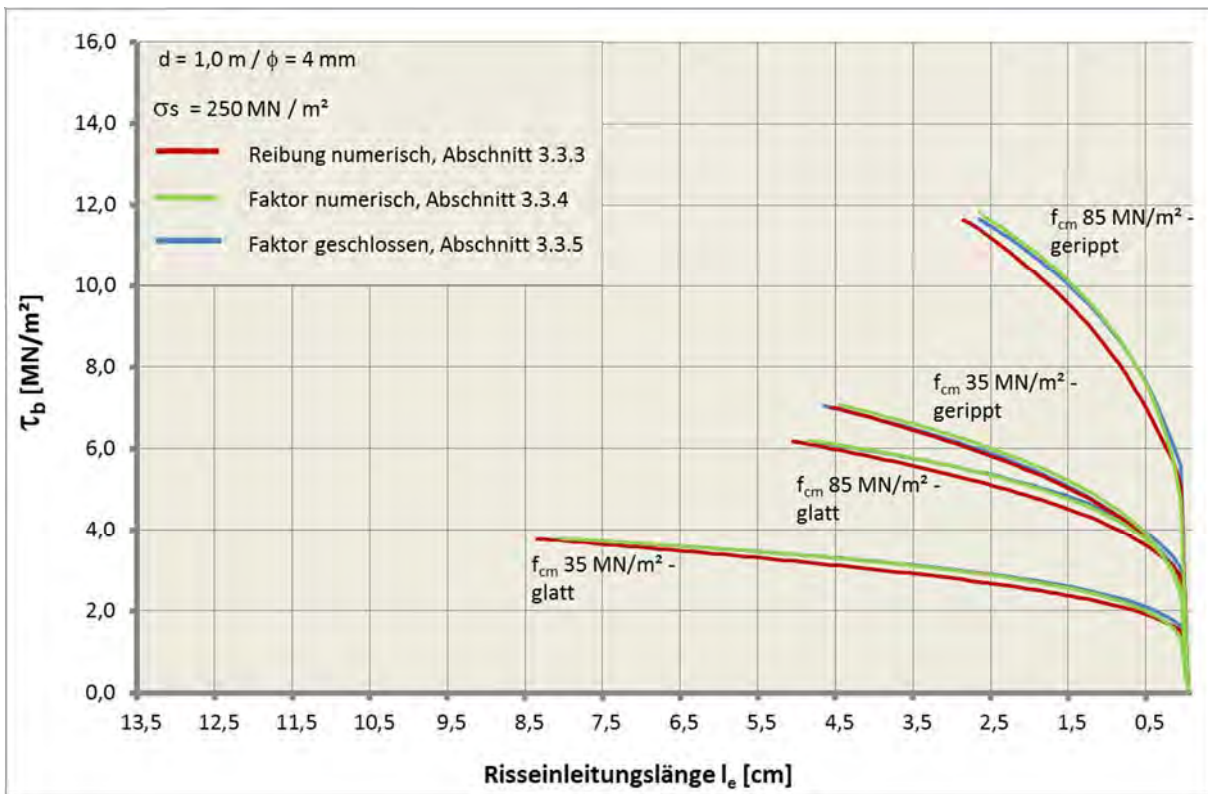


Bild 42c: Verteilung im Verbundbereich für die drei Ansätze - $d = 1,0 \text{ m}$ mit $\sigma_s = 250 \text{ MN/m}^2$

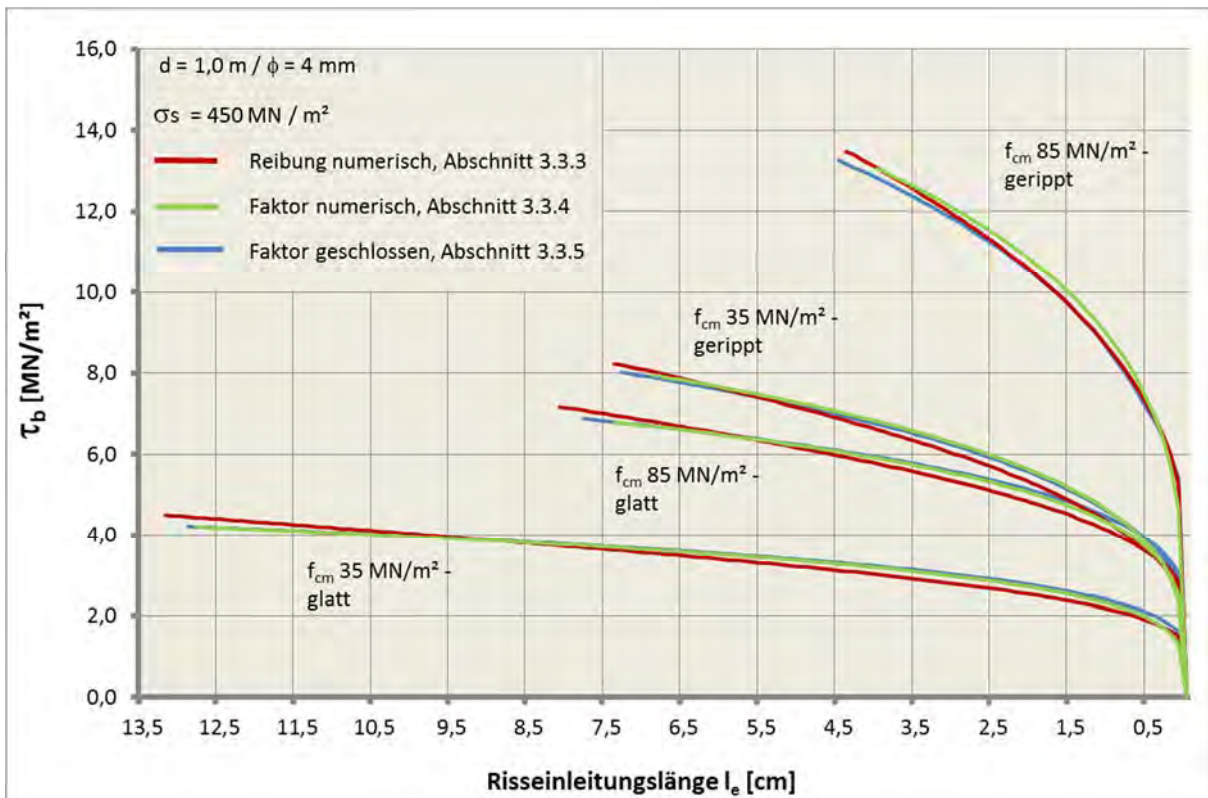


Bild 42d: Verteilung im Verbundbereich für die drei Ansätze - $d = 1,0 \text{ m}$ mit $\sigma_s = 450 \text{ MN/m}^2$

3.3.7 Fazit

Die Vergleichsberechnungen zum Verlauf der Verbundspannungen mit der wirklichkeitsnahen, numerischen Lösung über den Reibungsansatz und dem daraus abgeleiteten faktorisierten Verbundgesetzen zeigen sehr gute Übereinstimmungen für alle betrachteten Randbedingungen.

Die im geschlossenen Verfahren hergeleiteten Formeln unter Einbeziehung der numerisch ermittelten Faktoren erlauben die zuverlässige Berechnung des Verlaufs der Verbundspannungen im Risseinleitungsbereich ohne Erfordernis einer aufwendigen numerischen Betrachtung.

3.4 Querschnittswerte und Spannungen

3.4.1 Motivation

In diesem Kapitel wird das Verfahren zur Ermittlung der Beton- und Stahlspannungen beschrieben. Die Beanspruchungen im ungerissenen Zustand I und im gerissenen Zustand II werden über das Verhältnis des E-Moduls der beiden Werkstoffe ermittelt. Hierbei wird eine lineare Spannungsverteilung für den Stahl und den Beton angenommen ($\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c$ und $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$).

3.4.2 Querschnittswerte

3.4.2.1 Allgemein

Zur Ermittlung der Querschnittswerte Fläche A , Widerstandsmoment W und Trägheitsmoment I müssen die möglichen Zustände des Querschnitts betrachtet werden.

Bei der Rissbildung erfolgt der Übergang vom Zustand I (ungerissen) in den Zustand II (gerissen). Im Zustand II sind hierbei der angerissene und der durchgerissene Querschnitt zu vergleichen. Für die Lage der Nullachse im Bezug zum äußeren Rand des Querschnitts bedeuten die verschiedenen Zustände hinsichtlich der Druckzonenhöhe x_d :

Zustand I:	Querschnitt überdrückt	$\Rightarrow x_d = 1$
Zustand II (angerissen):	Nullachse im Querschnitt	$\Rightarrow 0 < x_d < 1$
Zustand II (durchgerissen):	Querschnitt gezogen	$\Rightarrow x_d = 0$

Die Lage der Nullachse ist maßgebend für die Querschnittswerte. Um dimensionslos rechnen zu können, werden nachfolgend die bezogenen Werte ermittelt, also z.B. im Fall der Querschnittsfläche immer das Verhältnis der tragenden Querschnittsfläche (abhängig von der Lage der Nullachse) zum vollen Querschnitt ($b \cdot h$).

Druckzonenhöhe:	x_d	
Querschnittsfläche Druckzone:	$A = b \cdot h \cdot x_d / h$	
Bezogene Druckzonenhöhe:	$\xi_d = x_d / h$	
Bezogene Querschnittsfläche:	$a = A / (b \cdot h)$	
\Rightarrow Gedrückter Querschnitt:	$\xi_d = 1$	$a = 1$
Biegebeanspruchung:	$0 < \xi_d < 1$	$0 < a < 1$
Gezogener Querschnitt:	$\xi_d = 0$	$a = 0$

Für die Ermittlung des Trägheits- bzw. Widerstandsmoments ist ferner die Höhe der Schwerachsenlage x_g zu betrachten.

Schwerachsenlage:	x_g
Bezogene Schwerachsenlage:	$\xi_g = x_g / h$

Damit ergeben sich die bezogenen Querschnittswerte für einen beliebigen Zustand:

$$\begin{aligned} a &= A / (b * h) = \xi_d + C_1 \\ i &= I / (b * h^3) = 1/3 * [\xi_g^3 - (\xi_g - \xi_d)^3 + 3 C_1 \xi_g^2 - 6 C_2 \xi_g + C_3] \\ w &= W / (b * h^2) = i / (1 - \xi_g - \xi_d) \end{aligned}$$

Für den Zustand I ergibt sich durch $\xi_d = 1$:

$$\begin{aligned} a &= 1 + C_1 \\ i &= 1/3 * [\xi_g^3 - (\xi_g - 1)^3 + 3 C_1 \xi_g^2 - 6 C_2 \xi_g + C_3] \\ w &= i / \xi_g \end{aligned}$$

Für den angerissenen Zustand II ergibt sich unter Berücksichtigung der Zwangsbeanspruchung (reine Biegung) und damit $\xi_g = \xi_d$:

$$\begin{aligned} a &= A / (b * h) = \xi_g + C_1 \\ i &= I / (b * h^3) = 1/3 * [\xi_g^3 + 3 C_1 \xi_g^2 - 6 C_2 \xi_g + C_3] \\ w &= W / (b * h^2) = i / (1 - 2 * \xi_g) \end{aligned}$$

Für den durchgerissenen Zustand II ergibt sich durch $\xi_d = 0$:

$$\begin{aligned} a &= C_1 \\ i &= 1/3 * [3 C_1 \xi_g^2 - 6 C_2 \xi_g + C_3] \\ w &= W / (b * h^2) = i / (1 - \xi_g) \end{aligned}$$

mit den Hilfwerten:

$$\begin{aligned} C_1 &= E_s / E_c * (\rho_t + \rho_c) & \rho_c, \rho_t &= \text{Druck- bzw. Zugbewehrungsgrad} \\ C_2 &= E_s / E_c * (\xi_t \rho_t + \xi_1 \rho_c) & \xi_1 &= \text{Bezogener Randabstand Druckbewehrung } h_1 / h \\ C_3 &= E_s / E_c * (\xi_t^2 \rho_t + \xi_1^2 \rho_c) & \xi_t &= \text{Nutzhöhe der Zugbewehrung } (h-h_1) / h \end{aligned}$$

Die bezogenen Werte für die Druckzonenlage und die Schwerachsenlage ergeben sich aus der Betrachtung des statischen Moments m_s :

$$m_s = \xi_d * (\xi_g - \xi_d/2) + E_s / E_c * \rho_c * (\xi_g - \xi_1) - E_s / E_c * \rho_t * (1 - \xi_g - \xi_1) = 0$$

und damit:

$$\xi_g = (2 * C_2 + \xi_d^2) / [2 * (C_1 + \xi_d)]$$

3.4.2.2 Betonmast, -turm

Im Vergleich zu der allgemeinen Betrachtung anhand eines Rechteckquerschnitts ergeben sich für die Ringquerschnitte mit Zwangsbeanspruchung die folgenden Modifizierungen:

- Reine Biegebeanspruchung
- Kein durchgerissener Querschnitt
- Breite $b = 1,0 \text{ m}$
- Querschnittshöhe h entspricht der Wanddicke

Damit ergeben sich für die Querschnittswerte die folgenden Formeln:

$$a = A / h = \xi_d + C_1$$

$$i = I / h^3 = 1/3 * [\xi_g^3 - (\xi_g - \xi_d)^3 + 3 C_1 \xi_g^2 - 6 C_2 \xi_g + 3 C_3]$$

$$w = W / h^2 = i / (1 - \xi_g - \xi_d)$$

mit Zustand I: ungerissen (überdrückt) $\Rightarrow \xi_d = 1$

$$\xi_g = (2 * C_2 + 1) / [2 * (C_1 + 1)]$$

mit Zustand II: angerissen (reine Biegung) $\Rightarrow \xi_d = \xi_g$

$$\xi_g = C_1 * [(1 + 2 * C_2 / C_1)^{0,5} - 1]$$

3.4.3 Spannungen

Mit den bekannten Querschnittswerten können die Spannungen infolge des Zwangsmoments M direkt ermittelt werden:

ZUSTAND 1:

Betonzugspannung

$$\sigma_{ct}^I = M / I^I * (h - x^I)$$

Stahlspannung

$$\sigma_{st}^I = M / I^I * (h - x^I - c - \phi / 2) * E_s / E_c$$

ZUSTAND 2:

Betonzugspannung

$$\sigma_{ct}^{II} = M / I^{II} * x^{II}$$

Stahlspannung

$$\sigma_{st}^{II} = M / I^{II} * (h - x^{II} - c - \phi / 2) * E_s / E_c$$

3.4.4 Berücksichtigung des Kriechens

Gemäß DIN EN 1992-1-1, Abs. 3.1.4 [20] sind Kriechverformungen hinsichtlich der Absenkung des Beton E-Moduls zu berücksichtigen. Über die daraus folgende Vergrößerung des Verhältnisses α_e hat das Kriechen damit Einfluss auf die Querschnittswerte und Spannungen. Aus den folgenden Gründen ist dieser Einfluss jedoch gering und kann somit vernachlässigt werden:

- Das Alter des Betons bei der ersten Lastbeanspruchung der Fertigteile ist hoch und die Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ entsprechend klein
- Die Betonfestigkeit ist groß (geringer Ausgangswert für α_e und kleiner Wert der Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$)

3.4.5 Fazit

Mit den Formeln zur Berechnung der Querschnittswerte und Spannungen im Zustand I und angerissenen Zustand II unter Berücksichtigung der reinen Biegebeanspruchungen sind die erforderlichen Eingangswerte für die nachfolgende wirklichkeitsnahe Rissbreitenberechnung bekannt.

3.5 Risseinleitungslänge und Rissbreite

3.5.1 Motivation

In diesem Kapitel wird die durch einen Riss hervorgerufene Interaktion zwischen dem Bewehrungsstahl und dem umgebenden Beton erläutert. Hierbei wird der Kraftfluss zwischen dem gerissenen Zustand II, wo der Stahl die volle Beanspruchung auf Zug alleine übernimmt, bis zu dem Punkt, wo Beton und Stahl wieder die gleiche Dehnung haben, betrachtet. Ferner werden die Zusammenhänge zwischen der Verbundspannung τ_b , den Dehnungen ε und den Verschiebungen δ , die die Rissbreite ausmachen, erläutert.

3.5.2 Bestimmungsgleichungen

Die Bestimmungsgleichungen für die Einleitungslänge l_e und die Rissbreite w ergeben sich aus der Betrachtung der Zusammenhänge an einem Riss:

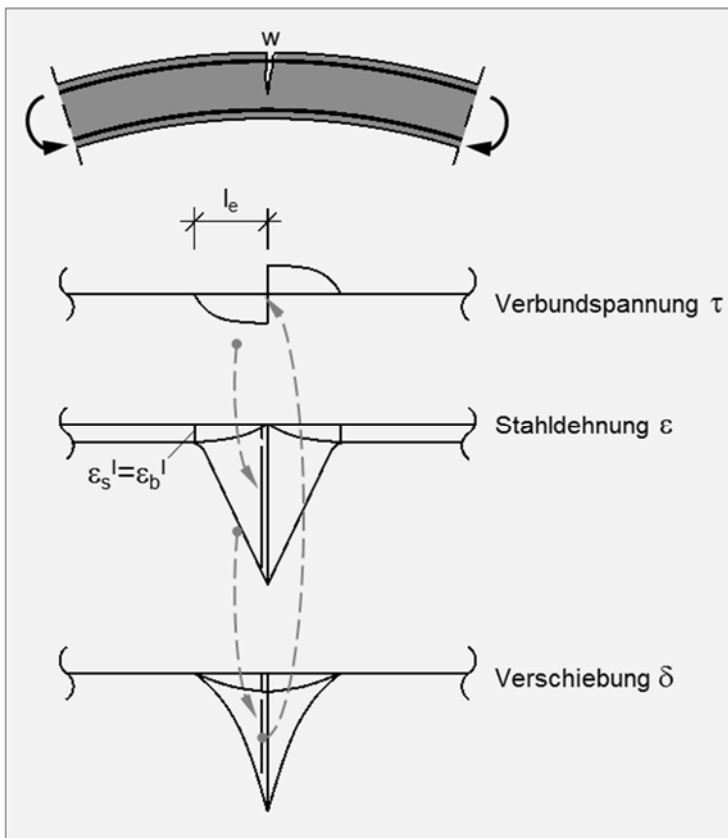


Bild 43: Zusammenhänge am Riss

Die Stahlspannung am Riss wird im Verbundbereich soweit abgebaut, bis sie am Ende des Verbundbereichs der Betonspannung unter Berücksichtigung des Verhältnisses der E-Module α_e entspricht (Verhalten im angerissenen Zustand). Damit muss die Differenz der Zugkräfte aus den Stahlspannungen bezogen auf den Stahlquerschnitt dem Integral der Verbundspannungen im Einzugsbereich bezogen auf den Stahlumfang entsprechen.

Die bei Kenntnis der Spannungen bekannten Dehnungen liefern integriert über die Risseinleitungslänge die maximale Verschiebung des Stahls gegenüber dem Beton am Riss, gleichbedeutend mit der (halben) Rissbreite. Die Dehnungen gehen über die Verbundgleichung wieder in das Verbundgesetz ein.

$$a) (F_s^I - F_s^I) * A_s = \int_0^{l_e} \tau_b * u_s dy$$

$$b) \tau_b = f_{NK} * A * (\delta_s - \delta_b)^{N^*} * f_{cm}^{0,67} \quad \text{mit } f_{NK} * N = N^*$$

$$c) (\delta_s - \delta_b) = \int_0^{l_e} (\varepsilon_s - \varepsilon_b) dy$$

Durch Einsetzen von c) in b) und b) in a) ergibt sich nach der Integration und längerem Umformen die Formel zur Ermittlung der Risseinleitungslänge:

$$l_e = [2^{(N^*-2)} * (1 + N^*) / (1 - N^*)^{(1+N^*)} * E_s^{N^*} / (f_{NK} * A * f_{cm}^{0,67}) * (\sigma_s^I - \sigma_s^I) / \sigma_s^{I(N^*)} * \phi]^{1/(1+N^*)}$$

Im vorliegenden Erstrisszustand wird der am Riss vorliegende Dehnungsunterschied zwischen Stahl und Beton über den Verbund bis zum Ende des Risseinleitungsbereichs vollständig wieder abgebaut. Am Ende des Verbundbereichs ist also die Verschiebung des Stahls gegenüber dem Beton gleich null.

Daher unterliegt die Rissbreite der folgenden Beziehung:

$$w = 2 * \delta_s^I \quad (\text{mit } \delta_s^I = \text{Verschiebung des Stahls gegenüber dem Beton am Riss})$$

Mit den in 3.3.5.2 ermittelten Grundformeln für k, p und damit τ_b ergibt sich die folgende Gleichung zur Berechnung der Stahldehnung entlang des Verbundbereichs:

$$\delta_s^I = (1 - N^*) * l_e * \sigma_s^I / E_s * (y/l_e)^{2/(1 - N^*)}$$

Am Riss gilt hierbei $y = l_e$ und damit die folgende Beziehung:

$$\delta_s^I = (1 - N^*) * l_e * \sigma_s^I / E_s * (1)^{2/(1 - N^*)}$$

$$\delta_s^I = (1 - N^*) * l_e * \sigma_s^I / E_s$$

Und damit für die Rissbreite:

$$w = 2 * (1 - N^*) * l_e * \sigma_s^I / E_s$$

Mit Einsetzen der Formel für die Risseinleitungslänge l_e :

$$w = 2 * (1 - N^*) * [2^{(N^*-2)} * (1 + N^*) / (1 - N^*)^{(1+N^*)} * E_s^{N^*} / (f_{NK} * A * f_{cm}^{0,67}) * (\sigma_s^I - \sigma_s^I) / \sigma_s^{I(N^*)} * \phi]^{1/(1+N^*)} * \sigma_s^I / E_s$$

Und nach längerem Umformen die endgültige Formel zur Berechnung der Rissbreite:

$$w = [(1 + N^*) / 2^{(2 - N^*)} * \phi / (f_{NK} * A * f_{cm}^{0,67} * (\sigma_s^I - \sigma_s^I) * \sigma_s^{I(N^*)} / E_s)]^{1/(1+N^*)}$$

3.5.3 Vergleich gerader und gekrümmter Stab

Die Anwendung der Formeln für den geraden Stab mit herkömmlicher Verbundspannung und dem gekrümmten Stab mit um den Reibungseinfluss erweiterter Verbundspannung zeigt qualitativ den Gewinn des in Kapitel 3.3 hergeleiteten Verbundgesetzes für gekrümmte Querschnitte (Bild 44):

Größere mittlere Verbundspannung beim gekrümmten Querschnitt:

$$\tau_{b2} > \tau_{b1}$$

Kürzere Risseinleitungslänge aufgrund schnelleren Abbaus der Zugkraft in der Bewehrung:

$$l_{e2} < l_{e1}$$

Gleiche, lastabhängige Stahldehnung:

$$\varepsilon_{m1} = \varepsilon_{m2}$$

Geringere Rissbreite als Konsequenz der geringeren Risseinleitungslänge l_e bei gleicher Dehnung ε_m :

$$w_2 < w_1$$

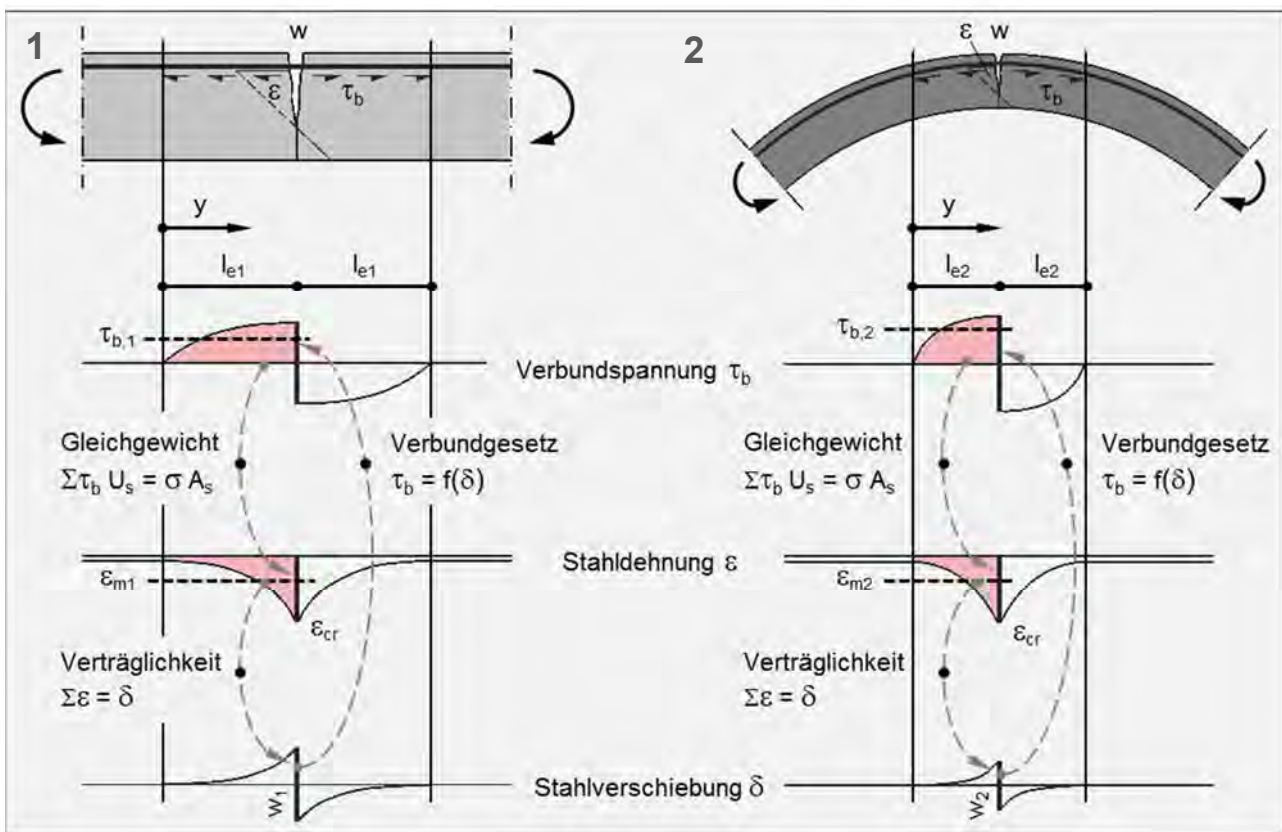


Bild 44: Verhältnisse am Riss [vgl. 30, 40, 41, 42]

1: gerader Querschnitt

2: gekrümmter Querschnitt

3.5.4 Fazit

Mit den Formeln für die Risseinleitungslänge und die Rissbreite liegen alle Bestimmungsgleichungen für die Erfassung der Interaktion zwischen dem Bewehrungsstahl und dem Beton in dem hier zu betrachtenden Fall der Erstrissbildung infolge Zwangsbeanspruchung vor.

3.6 Steifigkeit und Momenten-Krümmungs-Beziehung

3.6.1 Motivation

Nach der Erfassung des Erstrisszustands bei Zwangsbeanspruchung wird in diesem Kapitel die steifigkeitsabhängige Momenten-Krümmungs-Beziehung für die zylindrischen Hohlkörper ermittelt. Grundlage hierfür ist die kontinuierliche-Verformungs-Theorie (kurz: KVT) [38, 44].

3.6.2 Kontinuierliche-Verformungs-Theorie (KVT)

3.6.2.1 Allgemein

KVT erfasst wirklichkeitsnah den Zusammenhang der Verformung und der Zwangsbeanspruchung sowie die mit der Rissbildung korrespondierende Steifigkeit. Die grundlegenden Zusammenhänge können am Beispiel eines Momenten-Krümmungs-Diagramms erläutert werden:

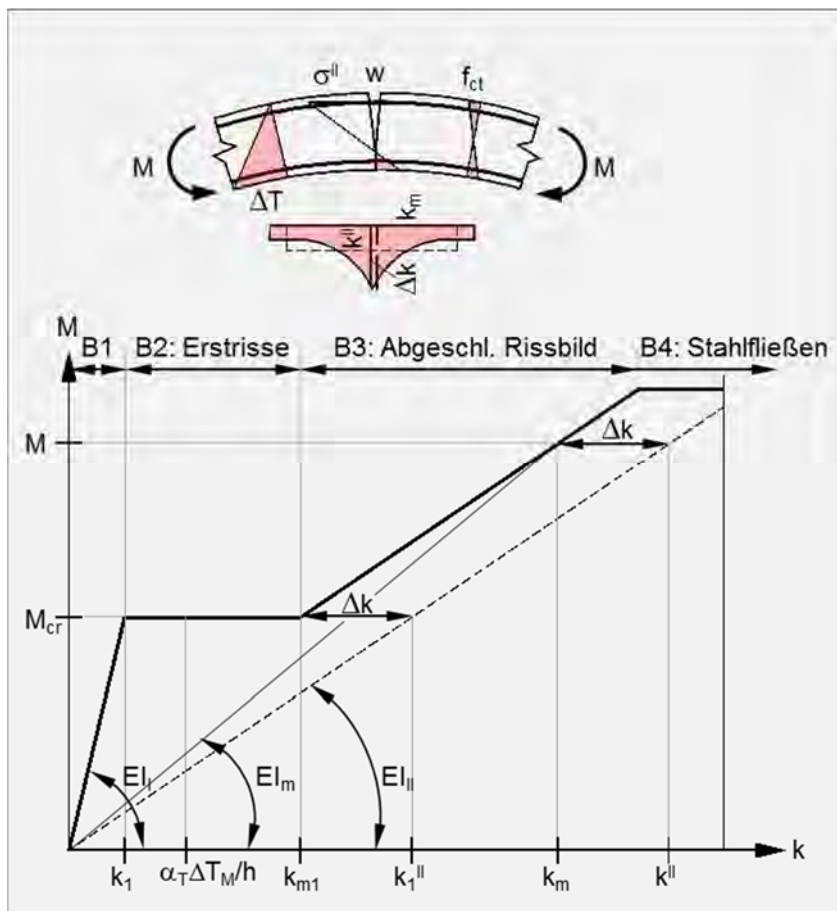


Bild 45: Gesetzmäßigkeiten Verformungen (Krümmung k) und Beanspruchung (Zwangsmoment M)

Die maßgebende Einwirkung ist die Temperaturdifferenz ΔT_M mit direktem Zusammenhang zur Krümmung $k = \alpha_T \cdot \Delta T_M / h$

Die daraus resultierenden Momenten-Krümmungs-Beziehungen werden durch vier Bereiche gekennzeichnet:

Bereich 1: keine Risse

- Bei zunehmender Beanspruchung infolge ΔT_M steigt das Zwangsmoment M stark an
- Der Zusammenhang M / k verläuft linear
- Die Steigung der Geraden entspricht der vollen Ringsteifigkeit EI_I

Bereich 2: Erstrisse

- Mit dem Erreichen des Rissmoments M_{cr} bildet sich der erste Riss
- Mit zunehmender Beanspruchung infolge anwachsendem ΔT_M bilden sich weitere Risse
- Das Biegemoment bleibt konstant M_{cr}
- Die Steigung der jeweiligen Ursprungsgeraden für jeden Punkt des horizontal verlaufenden Astes der M/k -Beziehung entspricht der mit der Rissbildung kontinuierlich abnehmenden Steifigkeit EI_m (sog. Sekantensteifigkeit)

Bereich 3: Abgeschlossenes Rissbild

- Das Biegemoment M nimmt bei zunehmender Beanspruchung infolge anwachsendem ΔT_M wieder zu
- Die größere Rissbreite entspricht einer größeren Höhe Δk im Krümmungsdreieck
- Der Zusammenhang M / k verläuft linear
- Die nun geringer abnehmende Steifigkeit EI_m entspricht der Steigung der Ursprungsgeraden für jeden Punkt des ansteigend verlaufenden Astes der M/k -Beziehung

Bereich 4: Stahlfließen

- Mit zunehmender Beanspruchung vergrößert sich die Rissbreite durch Dehnung der Bewehrung infolge signifikant abfallender Steifigkeit des Bewehrungsstahls
- Das Biegemoment bleibt konstant

3.6.2.2 Betonmast

Das besondere Verhalten der stark gekrümmten Querschnitte des Schleuderbetonmastes im Vergleich zum allgemeinen Betonbau lässt sich besonders gut an der genauen Betrachtung der Momenten-Krümmungs-Beziehung erfassen.

Das in Bild 45 gezeigte Verhalten ist im Bereich 2 der Erstrissbildung eine Vereinfachung. Tatsächlich verläuft die Beziehung nicht linear in einer horizontalen Linie. In Wirklichkeit nimmt die Steifigkeit bei der Bildung eines Risses ab, was mit einer Abnahme des Zwangsmoments einhergeht. Der ehemals steife Ringquerschnitt wurde durch die Bildung des ersten Risses entlastet. Danach nimmt das Moment bei zunehmender Krümmung wieder zu, bis sich das Szenario beim erneuten Erreichen des Rissmoments wiederholt und sich ein weiterer Riss bildet. Die Momenten-Krümmungs-Beziehung im Bereich der Rissbildung ist daher eine gezackte Linie (Bild 46).

Wirklichkeitsnah betrachtet sind die Wiederbelastungsverläufe jedoch auch keine Geraden. Der lineare Verlauf ergibt sich vielmehr aus dem Ansatz einer von dem Zwangsmoment unabhängigen, also konstanten Risseinleitungslänge. Die wirklichkeitsnahe Betrachtung unter Ansatz der Formel für die Risseinleitungslänge ergibt eine bei steigender Belastung zunehmende Risseinleitungslänge, die einen nicht linearen Verlauf der Wiederbelastungskurve ergibt. Die Auswirkungen dieser verbesserten Betrachtung werden im Kap. 4.1 dieser Arbeit näher betrachtet.

3.6.2.3 Betonturm

Wie beim Betonmast ist auch für den hohen Turm mit großem Durchmesser der horizontale Verlauf der Momenten-Krümmungs-Beziehung im Bereich der Rissbildung eine Vereinfachung. Auch hier bedeutet jeder neue Riss eine Entlastung einhergehend mit dem Abbau des Zwangsmoments. Aufgrund des sehr viel größeren Umfangs ist der Wert der Entlastung pro Riss allerdings wesentlich geringer. Dafür werden sich bei der gleichen Belastung ΔT_M beim Turmquerschnitt sehr viel mehr Risse bilden (Bild 46). Hinsichtlich der Wiederbelastungskurve gelten die für den Betonmast erläuterten nicht linearen Zusammenhänge. Allerdings ist zu untersuchen, wie groß die Abweichung zur vereinfachten Betrachtung im Hinblick auf die geringere Entlastung beim Riss ist.

3.6.2.4 Zusammenfassung und Ausblick

Die genaue Erfassung dieser Zusammenhänge ist für die wirklichkeitsnahe Betrachtung des Verhaltens der Maste und Türme aus den nachstehenden Gründen entscheidend:

- Bei der Zwangsbeanspruchung befindet man sich i.d.R. im Bereich der Erstrissbildung
- Bei den kleinen Mastquerschnitten werden sich nur sehr wenige Risse bilden
- Bei den großen Turmquerschnitten werden sich viele Risse bilden
- Der Steifigkeitsabfall pro Rissbildung ist bei den kleinen Mastquerschnitten sehr groß
- Der Steifigkeitsabfall pro Rissbildung ist bei den großen Turmquerschnitten sehr klein

Im Kapitel 4 dieser Arbeit wird das Verhalten der Maste und Türme bei Zwangsbeanspruchung anhand der erläuterten Theorie analysiert. Die Analyse soll hierbei insbesondere die folgenden Fragen klären:

- Wie groß ist der Steifigkeitsabfall bei einer Rissbildung ?
- Wie stark wirken sich Schwachstellen in einem Querschnitt aus bzw. welcher Streuungsbeiwert soll für die Betonzugfestigkeit angesetzt werden ?
- Was bedeutet die genaue Erfassung des Verbundverhaltes hinsichtlich der Wiederbelastungskurven ?

3.6.3 Rechnerische Erfassung

Die Beziehungen zwischen der Belastung M , der Krümmung k und der mittleren Ringsteifigkeit I_m können direkt bei der Betrachtung eines gerissenen Mastquerschnitts abgeleitet werden. Hierfür werden die folgenden Werte benötigt [36]:

KRÜMMUNG:

k^I Krümmung im ungerissenen Zustand I

k^{II} Krümmung im Rissquerschnitt

k^m mittlere Krümmung des Ringes

TRÄGHEITSMOMENT

I^I Trägheitsmoment im ungerissenen Zustand I

I^{II} Trägheitsmoment im gerissenen Zustand II

I^m mittleres Trägheitsmoment des Ringes

Einwirkung

ΔT_M Linear veränderliche Temperaturdifferenz über die Querschnittshöhe

M Biegemoment aus der Temperaturdifferenz über den Querschnitt

Untereinander gehorchen T , M , k und I den nachfolgenden Beziehungen:

$k^m [\Delta T] = \alpha_T \cdot \Delta T_M / h$ Krümmung infolge der Einwirkung ΔT_M

$k^m [M] = M / (E_c \cdot I^m)$ Krümmung infolge des Zwangsmoments M

$M = \alpha_T \cdot \Delta T_M \cdot E_c \cdot I^m / h$ Gleichgewicht $\Rightarrow k^m (\Delta T) = k^m (M)$

Die Betrachtung des gesamten Querschnitts ergibt (vgl. Bild 46):

$k^m = k^I + (k^{II} - k^I) \cdot 2 \cdot l_e / 2 \cdot i_R / u$ Näherung: Lineare Abnahme der Krümmung im Risseinleitungsbereich l_e

Aus der Einwirkung $\Delta T_{M,max}$ ergibt sich die Anzahl der Risse i_R :

Mit $k^I = M_{cr} / (EI^I)$ $M_{cr} =$ Rissmoment

$k^{II} = M_{cr} / (EI^{II})$

$k^m = \alpha_T \cdot \Delta T_{M,max} / h$

$M_{cr} = f_{ctm,fl} \cdot W^I$

$i_R = [(\alpha_T \cdot \Delta T_{M,max} \cdot E / (h \cdot M_{cr}) \cdot I^I \cdot I^{II} - I^{II})] / [(I^I - I^{II}) \cdot l_e / u]$

Bei Kenntnis der infolge $\Delta T_{M,max}$ vorhandenen Risse kann für die quasi ständigen Last $\Delta T_{M,p}$ wiederum durch das Gleichsetzen der Krümmung k_m aus der Einwirkung und dem Zwangsmoment M_p das von der Rissanzahl und der Risseinleitungslänge abhängige Trägheitsmoment I_m ermittelt werden:

$$M_p / E_{cm} * I^m = M_p / E_{cm} * I^I + (M_p / E_{cm} * I^{II} - M_p / E_{cm} * I^I) * 2 l_e / 2 * i_R / u$$

$$1 / I^m = 1 / I^I + (1 / I^{II} - 1 / I^I) * l_e * i_R / u$$

$$1 = I^m * [1 / I^I + (1 / I^{II} - 1 / I^I) * l_e * i_R / u]$$

$$I^m = 1 / [1 / I^I + (1 / I^{II} - 1 / I^I) * l_e * i_R / u]$$

$$I^m = 1 / [1 / I^I + (I^I - I^{II}) / (I^I * I^{II}) * l_e * i_R / u]$$

$$I^m = (I^I * I^{II}) / [I^{II} + (I^I - I^{II}) * l_e * i_R / u]$$

Da das Zwangsmoment M_p und die mittlere Ringsteifigkeit I_m voneinander abhängen, muss die Berechnung iterativ über die Variation der Risseinleitungslänge l_e erfolgen.

$$\alpha_T * \Delta T_{M,p} / h \stackrel{!}{=} M_p / (E_c * I^m)$$

3.6.4 Fazit

Mit den ermittelten Gleichungen für die Trägheitsmomente im Bereich der Erstrissbildung kann die Steifigkeit des Ringes für beliebige Beanspruchungen ermittelt werden. Das Verhalten der Querschnitte kann damit in jedem Zustand (ungerissener Zustand I und gerissener Zustand II im Bereich der Erstrisse und nach Abschluss der Rissbildung) abgebildet werden.

3.7 Verfahren

3.7.1 Motivation

Da die wirklichkeitsnahe Erfassung der Betonmaste und -türme unter Zwangsbeanspruchung in Ringrichtung eine iterative Berechnung unter Berücksichtigung des nicht-linearen Materialverhaltens von Stahlbeton erfordert, wurde für die Untersuchungen ein Rechenprogramm entwickelt. Dieses ermöglicht die Ermittlung der bemessungsrelevanten Werte (Stahlspannung am Riss und Rissbreite) für beliebige Ringeigenschaften und Temperatureinwirkungen ΔT_M .

3.7.2 Eingabematrix

In der Eingabematrix werden die Querschnittswerte, die Materialeigenschaften und die Einwirkungen definiert. Da sich die Querschnittswerte in der Regel über die Höhe ändern (konischer Querschnitt / engere Bewehrung in Verankerungsbereichen) ist die Eingabe von bis zu 6 unterschiedlichen Querschnitten pro Berechnung möglich.

Für weitergehende Analysen können auch Materialwerte und Einwirkungen variiert werden.

3.7.2.1 Geometrische Parameter und Material

Für die Erfassung einer beliebigen Querschnittsgeometrie muss die Eingabe der folgenden Parameter möglich sein:

- Durchmesser d
- Wanddicke h
- Bewehrungsdurchmesser ϕ (äußere und ggf. innere Wendelbewehrung)
- Bezogene Rippenfläche f_R (glatt / gerippt)
- Betondeckung c

Auf der Materialseite muss definiert werden:

- Mittlere Druckfestigkeit des Betons $f_{cm} = f_{ck} + 8$
- Wärmeausdehnungskoeffizient α_T
- Stahlgüte f_{yk} und E_s

Die Betonbiegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}$ und der E-Modul des Betons E_{cm} werden aus der Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} bzw. f_{cm} ermittelt. Die in Kap. 3.3.4 hergeleiteten Faktoren zur Berücksichtigung der Krümmungspressung beim Verbund werden anhand der Betondruckfestigkeit, des Durchmessers und der bezogenen Rippenfläche automatisch berechnet.

3.7.2.2 Maßgebende Temperatureinwirkung

Die maßgebliche Einwirkung für die Zwangsbeanspruchung in Ringrichtung wird ausschließlich über die Eingabe einer Temperaturdifferenz ΔT_M erfasst. Alle weiteren Einwirkungen, die ebenfalls zu Dehnungsunterschieden über die Wanddicke führen können, müssen also in eine äquivalente Temperaturdifferenz umgerechnet werden. Die unterschiedlichen Einwirkungen und ihre Überlagerung sind in Kap. 3.1 beschrieben worden.

Bei der Eingabe der Temperatur wird unterschieden:

- Maximale Temperatureinwirkung $\Delta T_{M,max}$
Temperaturunterschied infolge plötzlicher äußerer Abkühlung durch Hagel bei Hitzegewitter

- Mittlere Temperatureinwirkung $\Delta T_{M,p}$
Temperaturunterschied durch einseitige Sonneneinstrahlung
Unterschiedliches Schwindmaß durch unterschiedliches Mikroklima innen und außen
Eigenspannung durch Adhäsion des Betons am Bewehrungsstahl und Stahleinbauteilen (z.B. Befestigungsring für die Spannlitzen)

Durch die Eingabe der zwei kennzeichnenden Belastungen soll nachgebildet werden, dass die „Extremeinwirkung“ $\Delta T_{M,max}$ für die Anzahl der sich bildenden Risse maßgeblich ist. Die „Dauereinwirkung“ $\Delta T_{M,p}$ wird dann ermittelt, welche Rissbreite sich als dauernd offen einstellen wird. $\Delta T_{M,max}$ ist damit zur Beschränkung der Stahlspannung beim Reißen des Querschnitts maßgeblich. Unter Ansatz von $\Delta T_{M,p}$ ist die permanente Rissbreite bzgl. der Dichtigkeit, der Dauerhaftigkeit aber auch der Standsicherheit zu beschränken. Der ungewöhnliche Anspruch der Rissbreitenbeschränkung als Standsicherheitsfrage resultiert daraus, dass allzu breite Risse die bei geringen Rissbreiten noch gewährleistete Schubkraftübertragung durch Verzahnung der Rissufer verhindern. Breite Trennrisse sprengen damit die große Stabilität des Kreisringquerschnitts. Dadurch wird die Widerstandsfähigkeit der Maste und Türme gegenüber maximalen Einwirkungen (z.B. Orkan) signifikant verringert (vgl. auch Fallbeispiel in 2.4.7).

PROGRAMM

ERFASSUNG DES ZUSAMMENWIRKENS DUENNER, GERKRUEMMTER BEWEHRUNG MIT HOCHFESTEM BETON IN RINGQUERSCHNITTEN

Eingabdaten

1. ABMESSUNGEN

Durchmesser d [m]:

Wanddicke h [m]:

2. BETON

Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} [MN/m²]:

=> Biegezugfestigkeit $f_{ctm,f}$ [MN/m²]:

=> E-Modul E_{cm} [MN/m²]:

Wärmeausdehnungskoeff. α_T [-]:

3. STAHL

Streckgrenze $f_{y,c}$ [MN/m²]:

E-Modul E_s [MN/m²]:

Profilierung:

=> Beiwerte: $A1$ [-]:

$N1$ [-]:

fr [-]:

4. BEWEHRUNG ZUG

Stababstand [mm]:

Stabdurchmesser ϕ [mm]:

Betondeckung c_a [mm]:

5. BEWEHRUNG DRUCK

Stababstand [mm]:

Stabdurchmesser ϕ [mm]:

Betondeckung c_i [mm]:

6. EINWIRKUNG

$\Delta T_{v,p}$ [K]:

$\Delta T_{v,m,2\sigma}$ [K]:

7. VARIATIONEN

Anzahl v ($v_{m,2\sigma} = 6$):

8. BERÜCKSICHTIGUNG DER KRÜMMUNG

KF1:

KF2:

fN:

Bild 47: Eingabematrix

3.7.3 Algorithmus

Nach der Eingabe gemäß Kap. 3.7.2 werden im ersten Schritt die folgenden außerhalb der Iteration zu berechnenden Werte ermittelt:

- Krümmungsabhängige Verbundbeiwerte für die Berechnung des Verbundgesetzes gemäß Kap. 3.3.4
- Querschnittswerte für die Berechnung der Spannungen und Widerstandsmomente im Zustand I und II gemäß Kap. 3.4
- Hilfswerte (Konstanten) für die Berechnung der Eintragungslänge und Rissbreite gemäß Kap. 3.5

Im Hauptteil des Programms wird dann für die gegebene Temperaturdifferenz ΔT_M unter Ansatz der Momenten-Krümmungs-Beziehungen gemäß Kap. 3.6 das zugehörige Biegemoment und die entsprechende Querschnittssteifigkeit gesucht (Bild 48).

Diese Berechnung wird nacheinander für die folgenden Temperaturdifferenzen durchgeführt:

ΔT_{M1} : Maximale Temperaturdifferenz ($\Delta T_{M,max}$)

ΔT_{M2} : Quasi ständige Temperaturdifferenz ($\Delta T_{M,p}$)

ΔT_{M3} : Temperaturdifferenz beim nächsten Riss ($\Delta T_{M,cr}$)

Diese zusätzliche Berechnung erfolgt, da sich für diese Temperaturdifferenz die größten Rissbreite und Stahlspannung für die über ΔT_{M1} ermittelte Rissanzahl ergibt. Eine weitere Steigerung würde die Bildung eines weiteren Risses und damit ENTLASTUNG bedeuten. Die Kenntnis der Temperaturdifferenz für den nächsten Riss ist umso wichtiger, als aufgrund der wenigen Risse und der hohen Verbundspannungen die Entlastung signifikant ist. Die genaue Erfassung der Entlastung und der Vergleich der Entlastungswerte für Betonmaste und Normalbeton werden im Kapitel 4 dieser Arbeit untersucht.

ΔT_{M3} wird hierbei wie folgt berechnet:

$$\Delta T_{M3} = M_R / (\alpha_T * E_{cm} * I_m)$$

mit

I_m = Trägheitsmoment für die gemäß ΔT_{M1} ermittelte Rissanzahl

M_R = Rissmoment

Zu Vergleichszwecken werden nach dem gleichen Schema die Rissbreiten und Stahlspannungen ohne die Berücksichtigung des krümmungsabhängigen Verbundverhaltens berechnet. Zudem werden anhand der Formeln zur Berechnung der Rissbreite aus DIN EN 1992, DIN EN 1992 NA und DIN EN 13084 die aus der Normung resultierenden Werte ermittelt.

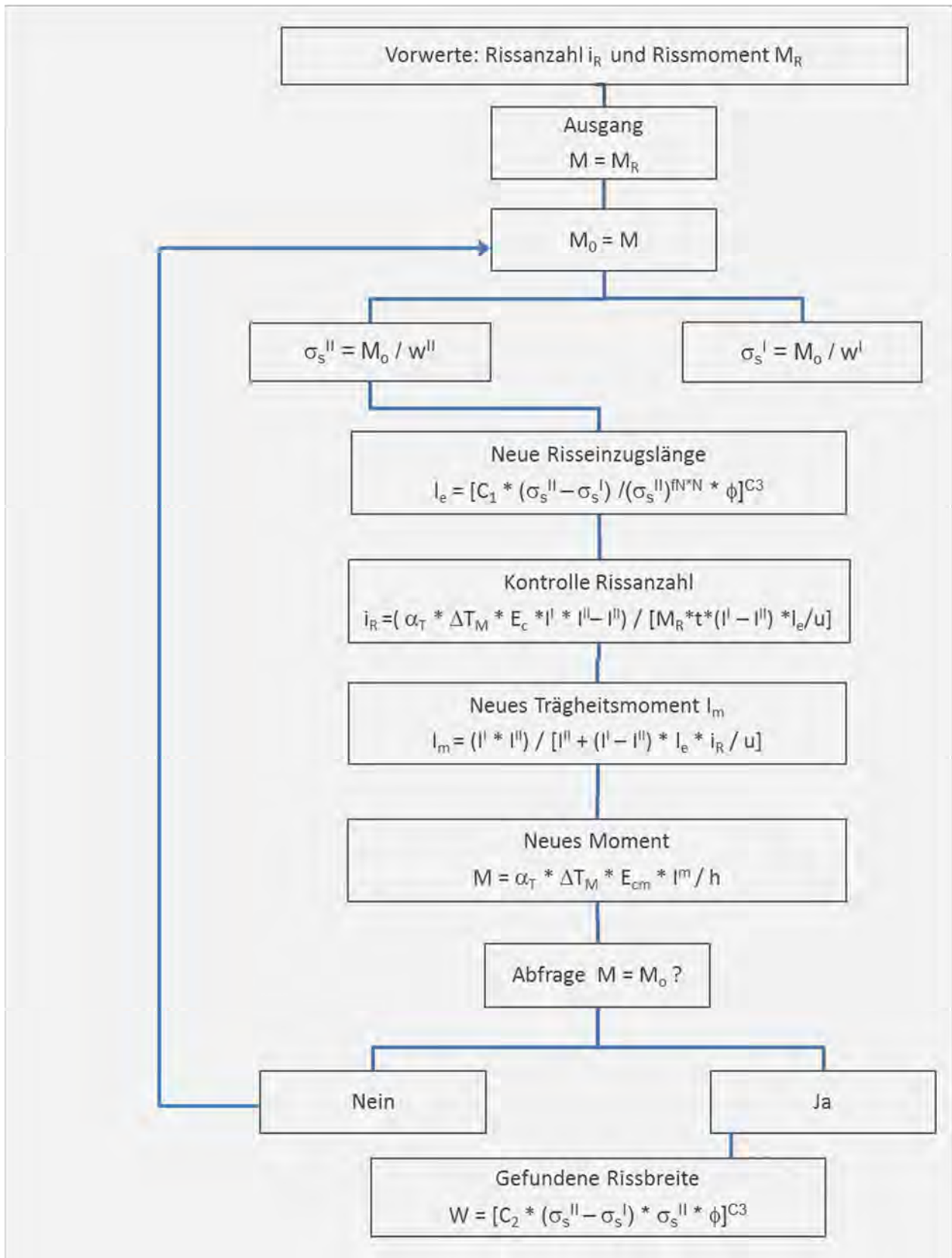


Bild 48: Algorithmus

3.7.4 Ausgabe

Die Ausgabe erfolgt in tabellarischer Form für die bis zu 6 möglichen Querschnitts- / Belastungsvariationen. Es werden die Ergebnisse aus den 5 Berechnungsvarianten dargestellt:

- Wirklichkeitsnah nach KVT mit / ohne krümmungsabhängigen Verbundverhalten
- Nach Normung (DIN EN 1992-1 / DIN EN 1992-1 NA / DIN EN 13084)

Um die Ausgabe zu verdeutlichen wird der Teil der Ausgabedatei, der die Ergebnisse des eigenen Verfahrens darstellt, für ein konkretes Beispiel anhand der Momenten-Krümmungs-Beziehung erläutert.

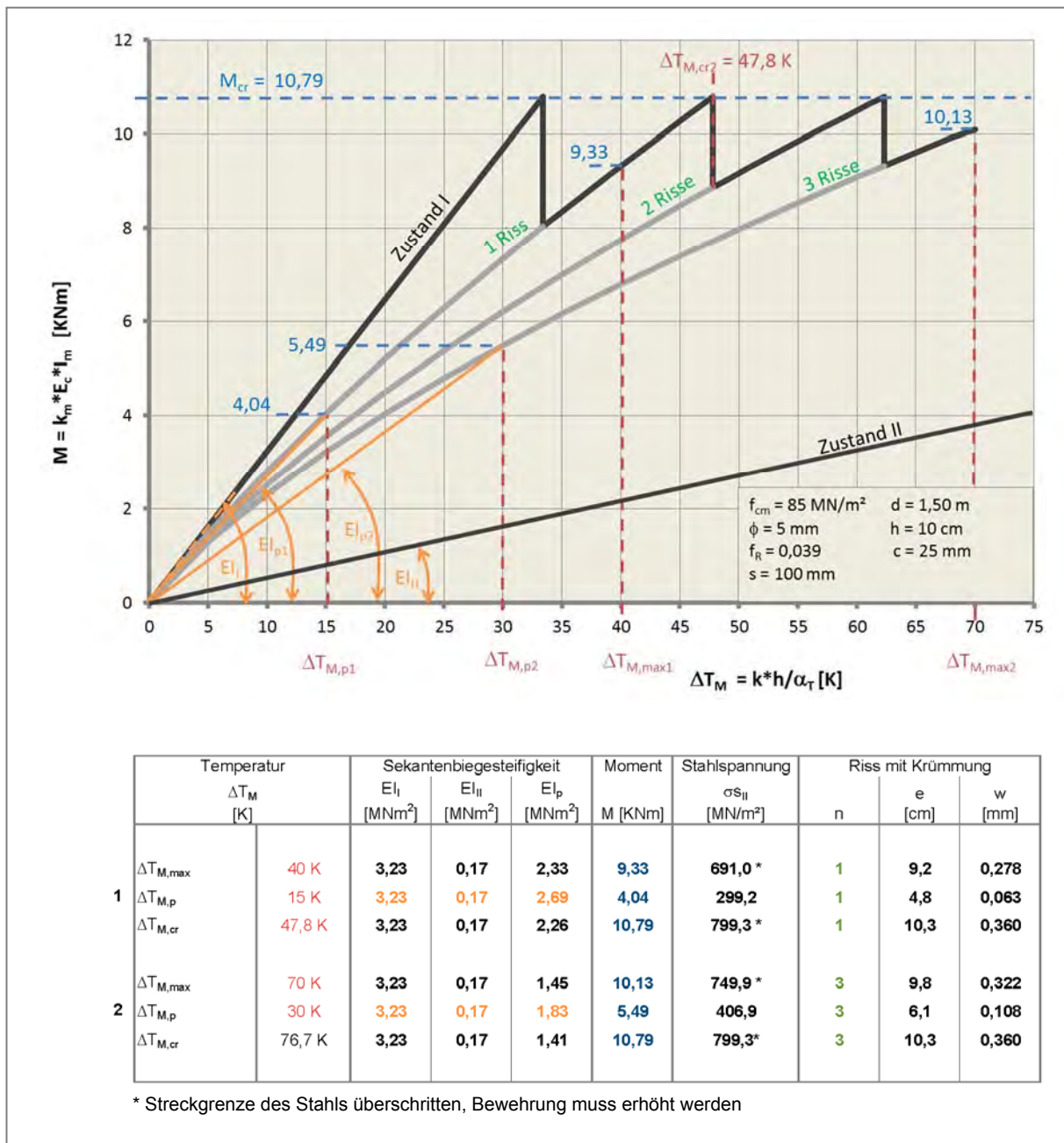


Bild 49: Ausgabetablelle mit Erläuterung im M-K-Diagramm

3.7.5 Fazit

Das Rechenprogramm stellt das Instrument für die Analysen in Kapitel 4 dar. Die Berücksichtigung der Krümmungspressung bei kleinen Ringquerschnitten verringert die Risseinleitungslänge und damit die Rissbreite. Durch die Möglichkeit der Eingabe einer maximalen und einer quasi ständigen Temperaturdifferenz können die max. Stahlspannungen σ_s infolge $\Delta T_{M,max}$ und die quasi-ständige Rissbreite w_p infolge $\Delta T_{M,p}$ nach der jeweils maßgebenden Einwirkung nachgewiesen werden.

Im Kapitel 4 wird durch Parameterstudien an verschiedenen Ringquerschnitten ermittelt, wann die Beschränkung der Rissbreite und wann die Beschränkung der Stahlspannung maßgebend ist. Hierbei ist insbesondere zu berücksichtigen, wie sich die Anzahl der Risse und die zugehörige Entlastung auf die dauernd offene Rissbreite w_p auswirken.

Durch die Berechnung der Rissbreiten sowohl nach eigenem Ansatz als auch nach den aktuellen Normen mit Hilfe des Programms können diese für unterschiedliche Ringquerschnitte anhand der Variation der Parameter Schaftdurchmesser, Wanddicke, Betondruckfestigkeit, Stabdurchmesser, -oberfläche und -abstand verglichen werden.

3.8 Verifizierung des Rechenmodells durch Nachrechnung von Versuchen

3.8.1 Motivation

Das Verfahren und die hergeleiteten Gleichungen zur Ermittlung des zusätzlichen, krümmungsabhängigen Verbundverhaltens für die wirklichkeitsnahe Erfassung der Momenten-Krümmungs-Beziehung der Ringquerschnitte sollen verifiziert werden. Hierzu werden die gut dokumentierten Versuche von Schlaich / Schäfer / Hock mithilfe des in Kap. 3.7 beschriebenen Programms nachgerechnet. Weitere geeignete Versuche sind in der Literatur leider nicht zu finden. Diese wären jedoch zur weiteren Absicherung der Theorie wünschenswert (vgl. auch Kap. 5).

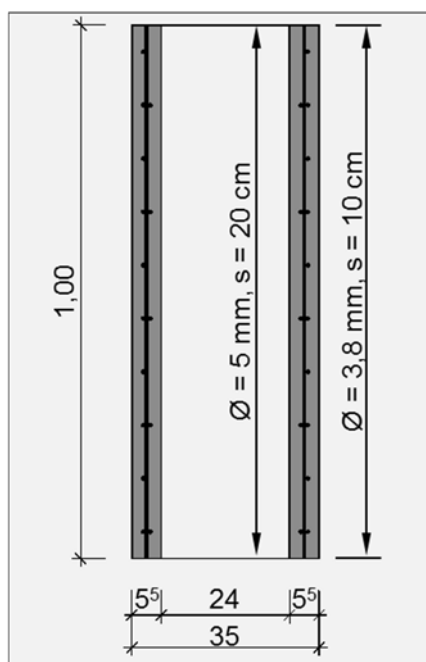
3.8.2 Versuche von Schlaich / Schäfer / Hock [52]

3.8.2.1 Versuchsbeschreibung und -ergebnisse

Aufgrund der Feststellung von Längsrissen an zahlreichen Masten im Freileitungsbau wurde im Zuge der Erstellung der Norm für werkseitig vorgespannte Maste DIN 4228 [14, 15] eine Versuchsreihe zur Ermittlung des Längsrissverhaltens von Betonmasten an der Universität Stuttgart durchgeführt. Die maßgebenden Temperaturen wurden anhand einer Langzeitmessung mit Temperaturmessfühlern an einem stillgelegten Mast im Schwarzwald ermittelt (vgl. Kap. 3.1.2.1.1). Hierbei wurden die folgenden Maximalwerte ermittelt:

- Max. Temperaturdifferenz zwischen innerer und äußerer Wandoberfläche 4,5 K
- Max. Temperaturdifferenz zwischen den Wandaußenseiten 16 K

Für Versuche wurden daraufhin folgende Probekörper hergestellt:



ABMESSUNGEN:

Länge: 100 cm

Durchmesser: 35 cm

Wanddicke: 5,5 cm

BEWEHRUNG:

Proben 1-3: Bewehrung außen: ϕ 3,8 mm, Abstand 10 cm

Bewehrung innen: ϕ 5 mm, Abstand 20 cm

Probe 4: Bewehrung außen: ϕ 5 mm, Abstand 5 cm

Bewehrung innen: ϕ 5 mm, Abstand 20 cm

Probe 5: unbewehrt

MATERIAL:

glatter Stahl B500/550 GU

Betondruckfestigkeit $f_{cm} = 85$ MPa (gem. Prüfung im Labor)

Betonzugfestigkeit $f_{ct} = 5,11$ MPa (gem. Prüfung im Labor)

Bild 50: Proben 1-3 für die Versuchsreihe der Universität Stuttgart

Im Bericht [52] sind Temperaturversuche an einer der 5 Proben dokumentiert:

Zur Herstellung einer Temperaturdifferenz über die Wanddicke wurde die Innenseite mit Infrarotheizstäben auf ca. 60-80°C erwärmt und danach die Außenseite per Hand durch Berieselung abgekühlt. Die Temperaturdifferenzen wurden durch Messfühler kontinuierlich aufgezeichnet. Die Anzahl der Risse und die Rissbreiten wurden über die Versuchsdauer regelmäßig gemessen, wobei pro Messung immer nur die Rissbreite an einem der beiden aufgetretenen Risse gemessen wurde.

Messung Nr.	Uhrzeit	T _i [C]	T _a [C]	ΔT [K]	Riss 1 [mm]	Riss 2 [mm]
1	11:13	61	33	28	0,07	
2	11:16	65	29	36		0,07
3	11:18	68	24	44	0,08	
4	11:21	72	19	53		0,07
5	11:26	70	17	53		0,1
6	11:27	67	18	49	0,08	
7	11:36	69	17	52		
8	11:37	69	17	52	0,04	
9	13:16	36	35	1		
10	13:24	46	26	20		
11	13:25	50	26	24	0,01	
12	13:30	57	19	38		0,06
13	13:31	56	19	37	0,07	
14	13:46	49	13	36	0,04	
15	13:47	49	13	36		0,05
16	13:57	55	13	42		0,04
17	13:58	54	13	41	0,04	
18	14:07	60	13	47		0,07
19	14:09	61	14	47	0,06	
20	14:28	72	44	28		0,04
21	14:29	73	45	28		
22	14:30	75	42	33	0,07	
23	14:31	76	42	34		
24	14:32	80*	28	52		0,08
25	14:33	83*	28	55		
26	14:34	86*	20	66	0,13	
27	14:42	70	16	54		
28	14:43	69	15	54	0,12	
29	14:44	69	15	54		0,07
30	14:45	66	17	49	0,06	0,05

* geschätzte Werte (außerhalb des Temperaturmessbereichs)

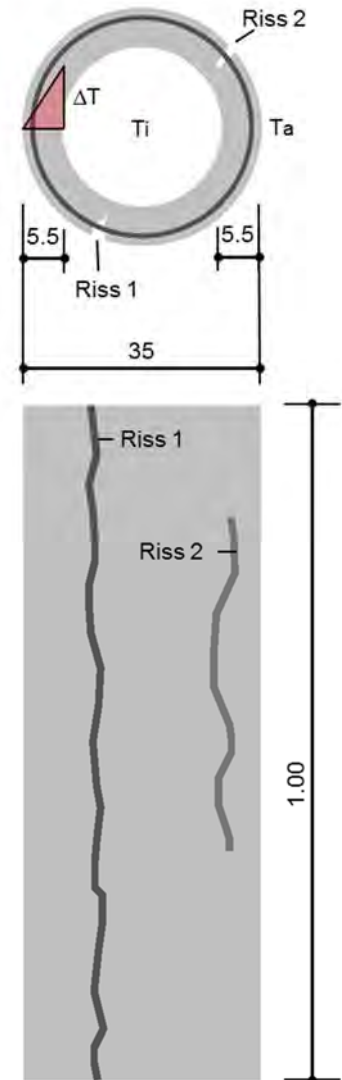


Bild 51: Versuchsergebnisse Probe

Es bleibt festzuhalten, dass sich an der Probe 2 Vertikalrisse gebildet haben. Die maximal gemessene Temperaturdifferenz betrug 66 K. Nicht dokumentiert ist der zeitliche Verlauf hinsichtlich der Rissentstehung (Anzahl, Länge). Anhand von Fotos konnte nur ermittelt werden, dass sich ein Riss am Ende des Versuchs über die gesamte Probenlänge und der andere Riss über ca. die Hälfte erstreckte.

3.8.2.2 Nachberechnung

3.8.2.2.1 Anpassung Betonzugfestigkeit

Die Querschnittsmerkmale werden in das Rechenprogramm eingegeben. Um mit der tatsächlich gemessenen mittleren zentrischen Betonzugfestigkeit von $f_{ctm} = 5,11 \text{ MN/m}^2$ zu rechnen wurde dieser Wert nicht anhand der Druckfestigkeit aus den Normenbeziehungen ermittelt, sondern manuell eingegeben. Zur Berücksichtigung der Streuung wird die mitgeteilte Zugfestigkeit auf das 5%-Quantil $f_{ctk,0,05}$ von $0,7 * 5,11 = 3,6 \text{ MN / m}^2$ abgemindert.

3.8.2.2.2 Rissanzahl

In einer ersten Berechnung werden die Risstemperaturen ermittelt. Diese ergeben sich wie folgt:

$$\Delta T_{M,Riss 1} = 17,0 \text{ K}$$

$$\Delta T_{M,Riss 2} = 65,4 \text{ K}$$

$$\Delta T_{M,Riss 3} = 113,8 \text{ K}$$

Diese Auswertung ist insofern interessant, dass sich die rechnerisch benötigte Temperaturdifferenz zur Bildung des zweiten Risses (65,4 K) im oberen Bereich der eingebrachten Temperaturdifferenzen befindet.

Hiermit wird die Beobachtung bestätigt, dass sich ein Riss über die gesamte Länge gebildet hat, der zweite Riss nur in einem Teilbereich der Probe. Die eingebrachte Temperaturbelastung liegt damit im Bereich der Grenztemperatur zur Bildung des zweiten Risses.

Um den Einfluss der Krümmungspressung zu ermitteln wurden die Risstemperaturen auch für die konventionelle Verbundcharakteristik, also ohne Berücksichtigung der Krümmungspressung, ermittelt:

$$\Delta T_{M,Riss 1} = 17,0 \text{ K}$$

$$\Delta T_{M,Riss 2} = 67,8 \text{ K}$$

$$\Delta T_{M,Riss 3} = 118,5 \text{ K}$$

Ohne Krümmungsberücksichtigung wäre somit nur 1 Riss zu erwarten, was den Versuchsergebnissen widerspricht.

3.8.2.2.3 Temperaturdifferenzen

Der Versuchsverlauf wird in dem Rechenprogramm wie folgt nachgebildet:

- Maximal eingebrachte Temperaturdifferenz $\Delta T_{M,max} = 66 \text{ K}$, die zu 2 Rissen geführt hat
- Maßgebliche Temperaturdifferenzen $\Delta T_{M,p}$ für Rissbreiten bei Rissbreitenmessung

Da jeweils nur an einem der beiden Risse die Rissbreite gemessen wurde, werden die Werte zusammengelegt und so jeder Temperaturdifferenz eine Rissbreitenmessung zugeordnet.

Bild 52 zeigt die für die Nachrechnung relevante Momenten-Krümmungs-Beziehung für 2 Risse.

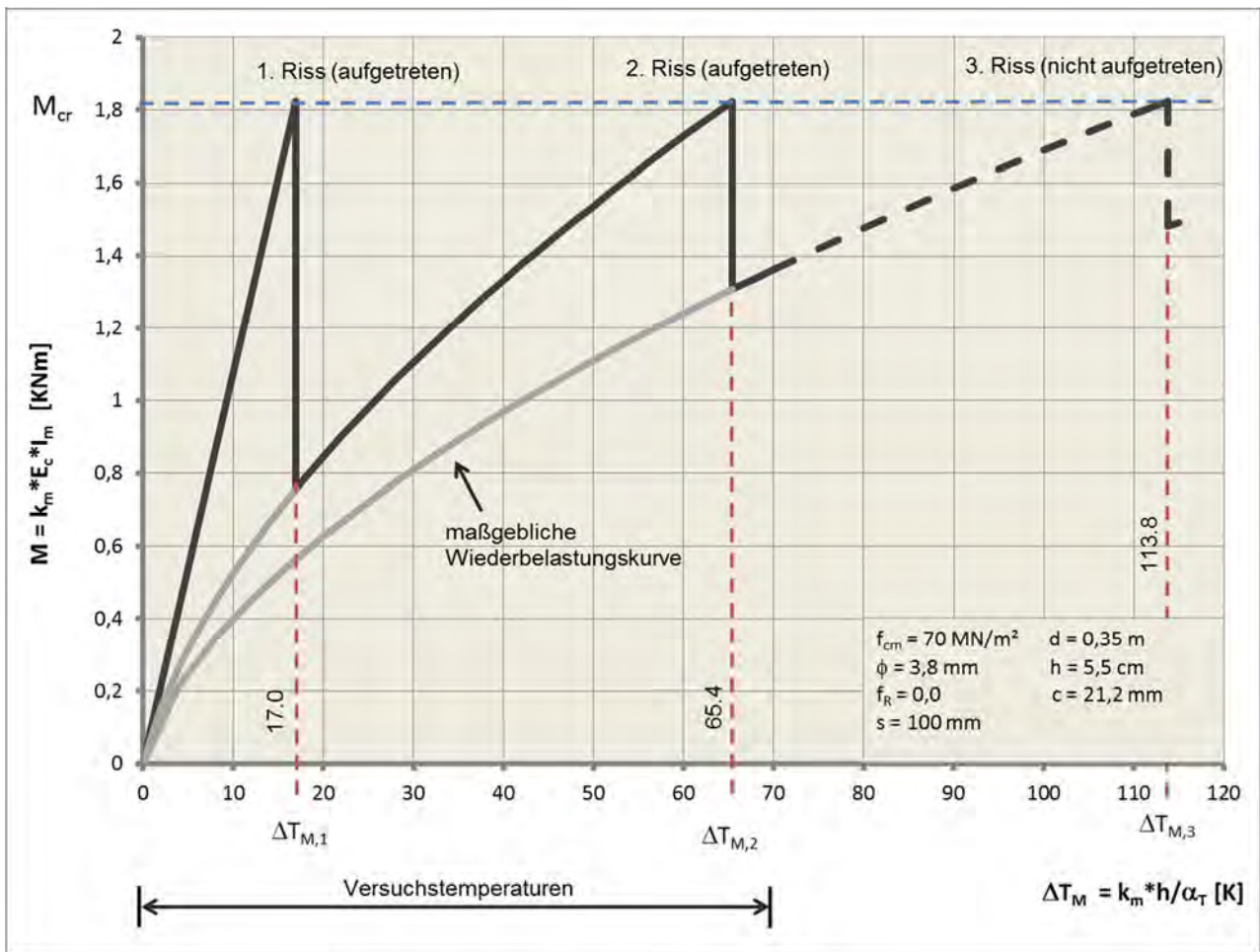


Bild 52: M-K-Beziehung zur Nachrechnung der Versuchsergebnisse mit dem Rechenmodell

3.8.2.2.4 Einordnung der Ergebnisse

Die Gegenüberstellung der gemessenen mit den berechneten Rissbreiten zeigt eine sehr gute Übereinstimmung. Die Abweichung zwischen Messung und Berechnung sind mit +0,03 mm bis - 0,04 mm sehr gering, zumal bei diesen sehr geringen Rissbreiten Messungenauigkeiten in gleicher Größenordnung zu erwarten sind. Die Abweichungen alternieren zwischen positiver und negativer Abweichung, sodass die Rechenwerte mit den Versuchswerten im Mittel sehr gut übereinstimmen (Bild 53).

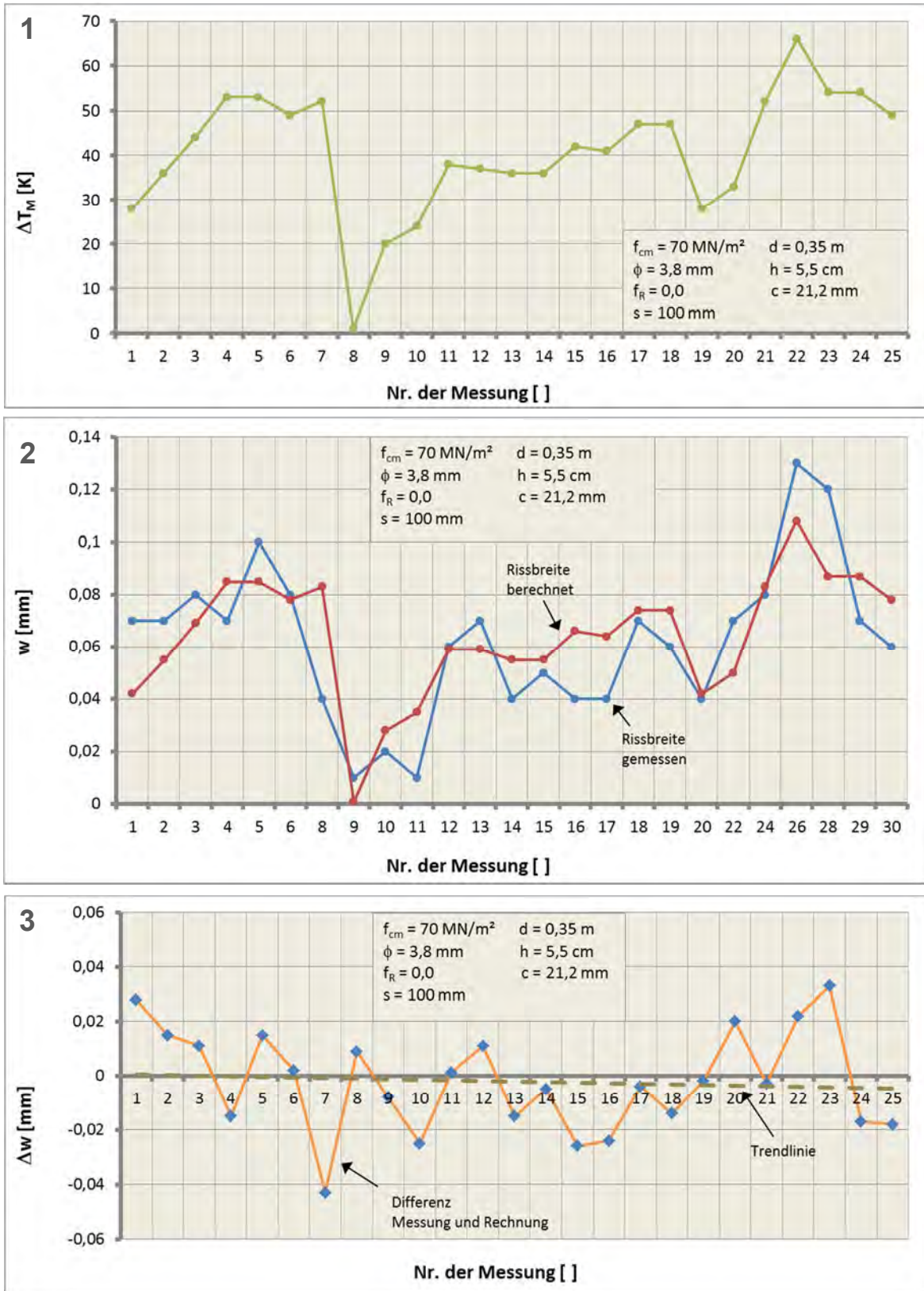


Bild 53: Nachrechnung der Versuchsergebnisse, Darstellung nach Messungen

- (1) Gemessene Temperaturdifferenzen über die Wanddicke
- (2) Rissbreiten gemessen und berechnet
- (3) Differenz der gemessenen und berechneten Rissbreiten

Bild 54 zeigt die gemessenen Rissbreiten unterteilt in Riss 1 und Riss 2, sowie die berechneten Rissbreiten für die Wiederbelastung des zweimal gerissenen Querschnitts für Temperaturdifferenzen von 0 – 70 K. Auch hier ist zu erkennen, dass die Rechnung die Messergebnisse im Mittel sehr gut wiedergibt.

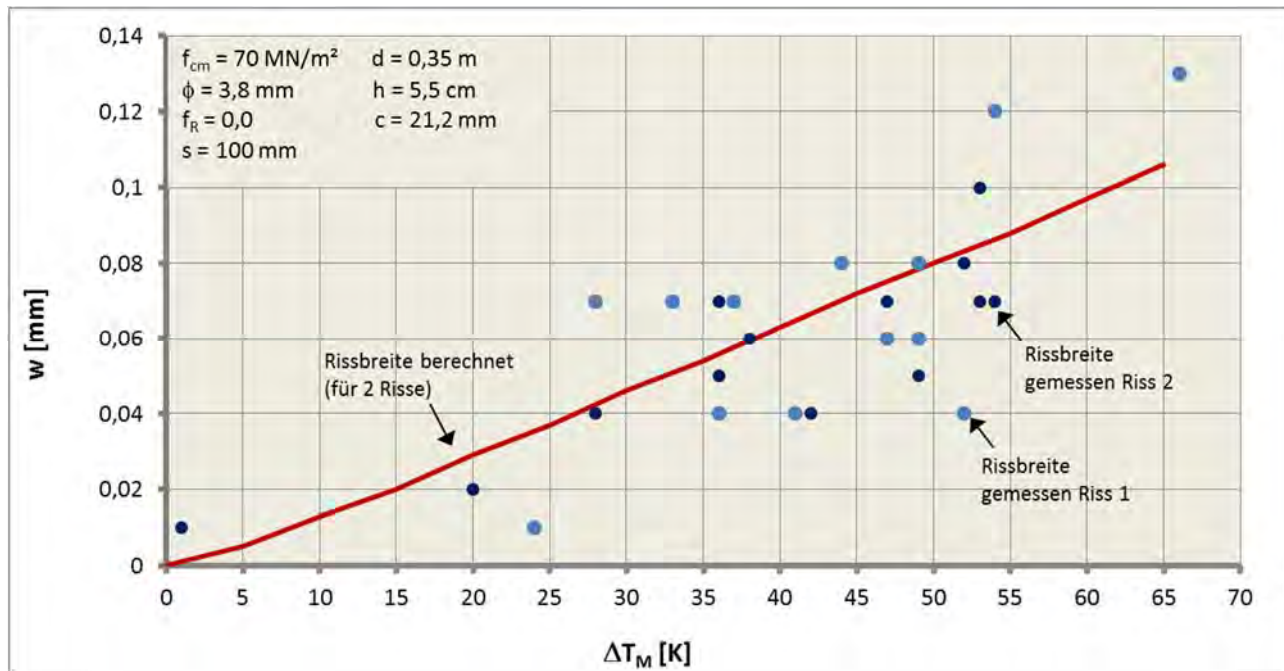


Bild 54: Nachrechnung der Versuchsergebnisse, Darstellung nach Temperaturdifferenzen

3.8.3 Fazit

Durch die Nachberechnung der Versuchsergebnisse aus dem Jahr 1982 konnte das Berechnungsverfahren inklusive der neu aufgestellten Verbundcharakteristik unter Einbeziehung der Krümmung verifiziert werden. Weitere Versuchsergebnisse wären wünschenswert, insbesondere hinsichtlich der Variation des Ringdurchmessers und der Stahloberfläche (bezogene Rippenfläche $f_R = 0,039$ gemäß aktueller Norm). Leider sind derzeit keine entsprechenden Ergebnisse verfügbar.

4 STUDIEN ZUR RELEVANZ UND BEMESSUNG

4.1 Relevanz der Entlastungs- und Wiederbelastungskurve

4.1.1 Motivation

In diesem Kapitel erfolgt die wirklichkeitsnahe Betrachtung und Analyse der Momenten-Krümmungs-Beziehung. Für die Ermittlung der Entlastung nach einer Rissbildung wird die Hysteresenbildung infolge Umkehrung der Verbundspannung außer acht gelassen. Adäquat erfasst werden dafür die Wiederbelastungskurven. Bei der Wiederbelastung des gerissenen Querschnitts ist ein nicht linearer Verlauf – korrespondierend mit variabler und beanspruchungs-abhängiger Querschnittssteifigkeit - zu erwarten.

4.1.2 Theoretischer Hintergrund

Im Bild 55 ist der Unterschied zwischen der Betrachtung nicht linearer bzw. linearer Wiederbelastungskurven beispielhaft aufgezeichnet. Hierbei zeigen die dicken Linien den Verlauf der Momenten-Krümmungs-Beziehung bei kontinuierlicher Steigerung von ΔT_M , d.h. für diese theoretische Betrachtung wird die Temperatureinwirkung immer weiter erhöht. Bei Erreichen des Rissmoments (hier: 3,45 KNm) reißt der Querschnitt zum ersten Mal. Durch den damit einhergehenden Steifigkeitsabfall wird das Zwangsmoment abgebaut. Dieser Steifigkeitsabfall ist durch den vertikal abfallenden Verlauf der Kurve nach dem Erreichen der Risstemperatur beschrieben. Dieses ist insofern eine Näherung, da durch die Hysterese (zeitliche Verzögerung beim Steifigkeitsabfall) der Graph in diesem Bereich eigentlich schräg verläuft. Die folgende weitere Temperatursteigerung bewirkt dann wieder das Ansteigen des Zwangsmoments bis der Querschnitt erneut reißt. Dieser Bereich der Rissbildung in der Momenten-Krümmungs-Beziehung wird in den üblichen Darstellungen vereinfachend als horizontal verlaufende Gerade dargestellt (vgl. Bild 56 – Bereich der Erstrissbildung). Die stetige Temperatursteigerung dient der theoretischen Betrachtung und tritt in Wirklichkeit nicht auf. Vielmehr wird der Querschnitt nach einer großen Beanspruchung infolge ΔT_M , die eine Rissbildung zur Folge hat, wieder entlastet. Bei fehlender Temperaturdifferenz ΔT_M wird das Zwangsmoment auf null abgebaut. Bis zur nächsten selten auftretenden Maximalbeanspruchung wird der Querschnitt durch die „quasi-ständigen-Einwirkung“, die z.B. die einseitige Sonneneinstrahlung hervorruft, beansprucht (bzgl. der Erläuterung zur Maximaleinwirkung $\Delta T_{M,max}$ und quasi-ständigen Einwirkung $\Delta T_{max,p}$ vgl. Kapitel 3.1.2.3-3.1.2.4). Der nun gerissene Querschnitt mit dadurch geringerer Steifigkeit bewirkt, dass die Momenten-Krümmungs-Beziehung flacher verläuft. Hierbei gilt der grundsätzliche Zusammenhang: je mehr Risse, desto flacher der Verlauf (im Bild 55 als dünne Linien dargestellt). Die Steigung der Ursprungssekanten definiert hierbei die Querschnittssteifigkeit. Die mit zunehmender Rissbildung sinkende Querschnittssteifigkeit kann so anhand der Momenten-Krümmungs-Beziehung abgelesen werden.

WIRKLICHKEITSNAHE WIEDERBELASTUNGSKURVE:

Graue-Linie dünn: Verhalten bei quasi-ständiger-Beanspruchung $\Delta T_{M,p}$

GENÄHERTE WIEDERBELASTUNGSKURVE:

Orange-Linie dünn: Sekante als Näherung bei quasi-ständiger-Beanspruchung $\Delta T_{M,p}$

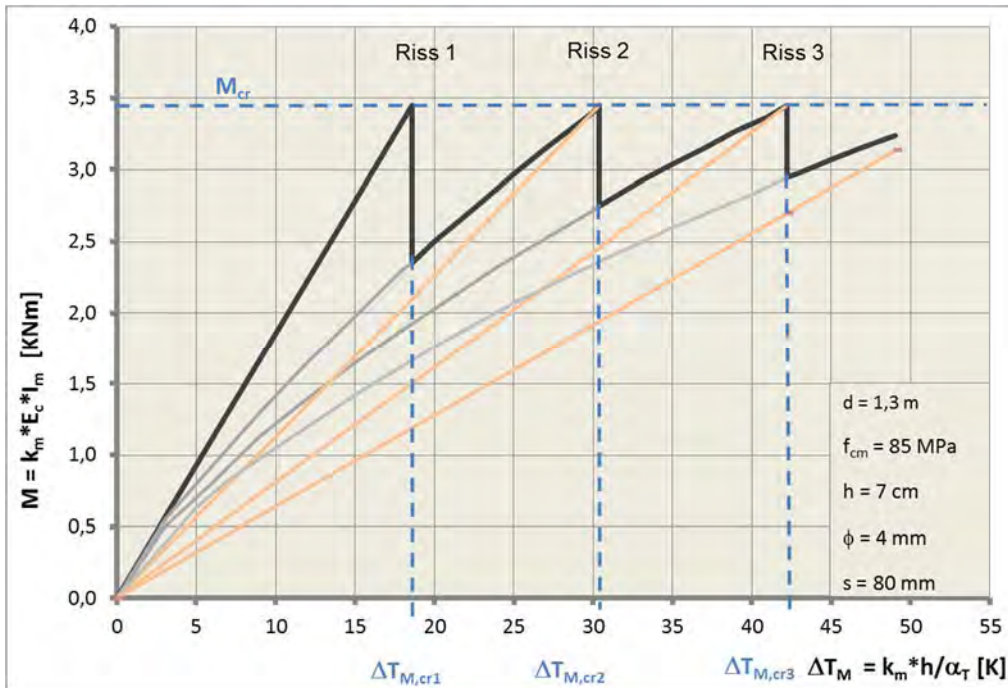


Bild 55: Momenten-Krümmungs-Verlauf mit Wiederbelastungskurven

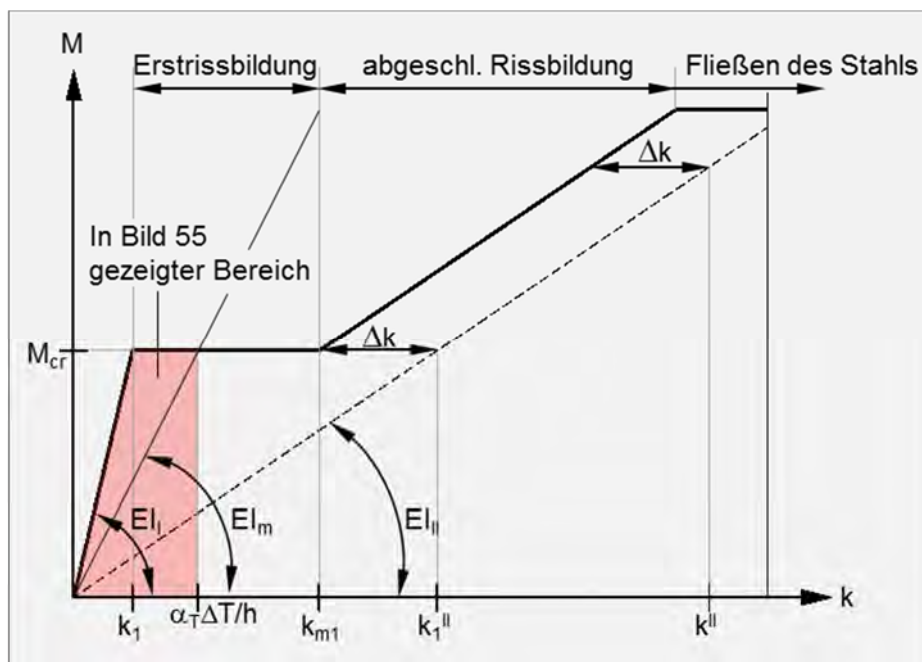


Bild 56: Bereich der Rissbildung im allgemeinen Momenten-Krümmungs-Diagramm

Ursache für die Nicht-Linearität bei der wirklichkeitsnahen Betrachtung der Wiederbelastung ist das Verhalten des Risseinleitungsbereichs.

Die aktuelle Belastung ΔT_M bewirkt im Ringquerschnitt eine maximale Krümmung k^{\parallel} am Riss. Diese wird im Risseinleitungsbereich über den Beton-Stahl-Verbund wieder abgebaut. Das entstehende „Krümmungsdreieck“ bewirkt zusammen mit der Krümmung im Zustand I des Querschnitts außerhalb des Risseinleitungsbereichs die mittlere Krümmung k_m (Bild 57). Das Krümmungsdreieck ist hierbei insofern eine Vereinfachung, als dass die Abnahme der Krümmung im Risseinleitungsbereich in Wirklichkeit als Kurve verläuft. Ursache dafür sind die im Risseinleitungsbereich nicht konstanten Verbundspannungen, die für große Relativverschiebungen des Stahls gegenüber dem Beton groß sind und zum Ende des Risseinleitungsbereichs mit den Relativverschiebungen auf null abfallen.

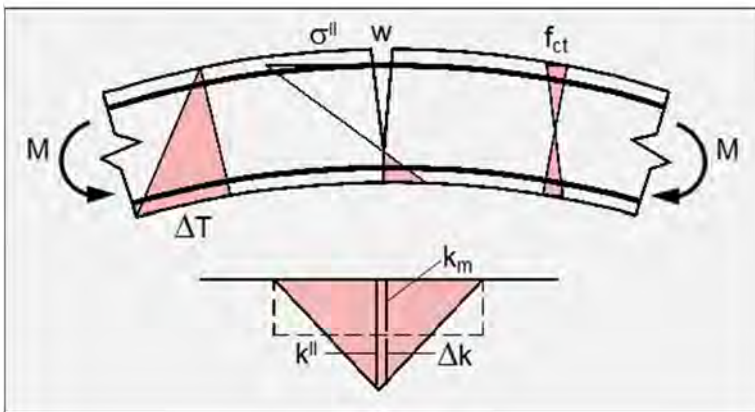


Bild 57: Krümmungsdreiecke am Riss – qualitativer Verlauf

Im Bild 58 ist der Zusammenhang bei einer steigenden Zwangsbeanspruchung für einen typischen Querschnitt verdeutlicht. Am Kreisring haben sich infolge der Maximalbeanspruchung genau 8 Risse in Umfangsrichtung gebildet. Die zugehörige Wiederbelastungskurve ist in dem Bild dargestellt. Bei nach vollständiger Entlastung ($\Delta T_M = 0$) wieder steigender Temperaturdifferenz werden die drei Werte ΔT_{M1} , ΔT_{M2} und ΔT_{M3} hinsichtlich der zugehörigen Krümmungen analysiert.

Die Krümmungen k^{\parallel}_1 , k^{\parallel}_2 und k^{\parallel}_3 am Riss entsprechen über dem Zusammenhang $k = \alpha_T \cdot \Delta T_M / h$ den Einwirkungen ΔT_M , so dass gilt:

$$k^{\parallel}_1 < k^{\parallel}_2 < k^{\parallel}_3 \quad \text{für } \Delta T_{M1} < \Delta T_{M2} < \Delta T_{M3}$$

Definiert wird das Krümmungsdreieck am Riss durch die Risseinleitungslänge l_e hinsichtlich der Breite und der Krümmung k^{\parallel} hinsichtlich der Höhe, wobei gilt:

$$l_{e1} < l_{e2} < l_{e3} = l_{ecr} \quad (l_{ecr} = \text{max. Risseinleitungslänge bei der Rissbildung})$$

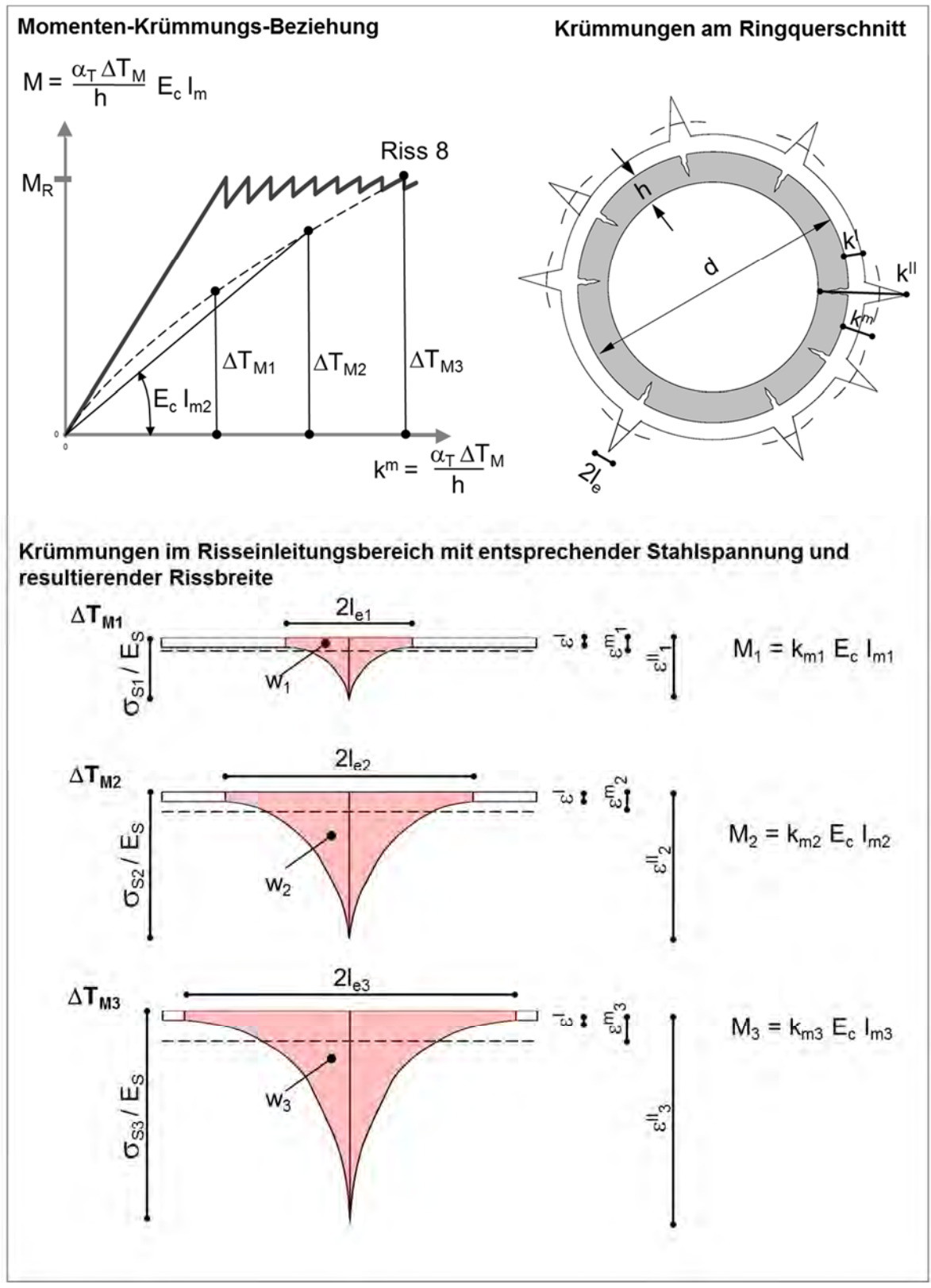


Bild 58: Krümmungsdreiecke am Riss bei steigender Wiederbelastung $\Delta T_{M,p}$

Bei zunehmender Beanspruchung wird also die Risseinleitungslänge größer. Damit nimmt der Flächeninhalt des Krümmungsdreiecks aufgrund der Zunahme der Höhe und der Breite bei steigender Beanspruchung $\Delta T_{M,p}$ überproportional zu.

Die Zusammenhänge können auch anhand der im Kapitel 3 hergeleiteten Formeln veranschaulicht werden:

Risseinleitungslänge (vgl. Kap. 3.5.2):

$$l_e = [2^{f_{NK} \cdot N - 2} \cdot (1 + f_{NK} \cdot N) / (1 - f_{NK} \cdot N)^{(1 + f_{NK} \cdot N)} \cdot E_s^{f_{NK} \cdot N} / (A \cdot f_{cm}^{0,67}) \cdot (\sigma_s^{II} - \sigma_s^I) / \sigma_s^{II \cdot f_{NK} \cdot N \cdot d_s}]^{1/(1 + f_{NK} \cdot N)}$$

Anhand der Risseinleitungslänge wird das Trägheitsmoment berechnet (vgl. Kap. 3.6.3):

$$I_m = (I^I \cdot I^{II}) / [I^{II} + (I^I - I^{II}) \cdot l_e \cdot i_R / u]$$

Aus der Querschnittssteifigkeit wiederum resultiert das Zwangsmoment für die mittlere Temperaturdifferenz $\Delta T_{M,p}$:

$$M = \alpha_T \cdot \Delta T_{M,p} \cdot E_c \cdot I_m / h$$

Die bei steigender Belastung $\Delta T_{M,p}$ größer werdende Risseinleitungslänge verringert also die Biegesteifigkeit des Querschnitts, die im Bild 58 als Sekantensteifigkeit $E_{cI_{m2}}$ für die Temperaturdifferenz ΔT_{M2} dargestellt ist. Die kleiner werdende Biegesteifigkeit reduziert das Zwangsmoment M .

Der wirklichkeitsnahe Ansatz der Wiederbelastungskurven wird in den folgenden Kapiteln analysiert hinsichtlich der Auswirkungen auf..

.. das Zwangsmoment M bei Variation des Durchmessers des Ringquerschnitts d (Kap. 4.1.3.1)

.. das Zwangsmoment M bei Variation der Betonfestigkeit f_{cm} (Kap. 4.1.3.2)

.. die Stahlspannung σ_s , die Risseinleitungslänge l_e und die Rissbreite w_p für typische Mast- und Turmquerschnitte (Kap. 4.1.4)

Hierbei wird die Betrachtung der bei Wiederbelastung veränderlichen Biegesteifigkeit des Querschnitts mit der Vereinfachung einer konstanten Biegesteifigkeit verglichen. Hierfür werden die folgenden Bezeichnungen eingeführt:

Wirklichkeitsnaher Ansatz mit veränderlicher Biegesteifigkeit des Querschnitts:

⇒ Nicht lineare Wiederbelastung

Vereinfachter Ansatz mit konstanter Biegesteifigkeit des Querschnitts:

⇒ Lineare Wiederbelastung

4.1.3 Auswirkung der Mastmerkmale auf das Zwangsmoment M

4.1.3.1 Variation der Mastdurchmesser

Mit zunehmendem Durchmesser geht der kleine Kreisringquerschnitt der Maste (d ca. 0,3 – 1,5 m) in große Querschnittsformen über, wie sie z. B. bei Fernsehtürmen und großen Industrieschornsteinen üblich sind (d ca. 5-15 m). Bei großen wie bei kleinen Querschnitten entsteht der erste Riss beim Überschreiten des Rissmoments M_{cr} . Dieses ist vor allem abhängig von der Betonzugfestigkeit und der Wanddicke und unabhängig vom Durchmesser. Der Riss reduziert die Ringquerschnittssteifigkeit und entlastet damit den Ring durch den Abbau des Zwangsmoments. Aufgrund des geringen Schaftumfangs ist bei kleinen Masten ein größerer Steifigkeitsabfall zu erwarten.

Um die Unterschiede der nicht-linearen, wirklichkeitsnahen Wiederbelastungskurven und des vereinfachten linearen Ansatzes zu verdeutlichen, wird für unterschiedliche Durchmesser und Temperaturen die Momenten-Krümmungs-Beziehung dargestellt. Die Verläufe sind mit dem in Kap. 3.7 erläuterten Rechenprogramm ermittelt worden. Hierbei stellt die breite Kurve die Beziehung bei steigender Maximaltemperatur dar. Die dünn dargestellten Wiederbelastungslinien sind für jede Rissanzahl durch Variation der quasi-ständigen Temperatureinwirkung $\Delta T_{M,p}$ ermittelt worden.

Die Bilder 59a und 59b zeigen die Ergebnisse für die folgenden untersuchten Ringquerschnitte:

Durchmesser:	$d = 0,8$ m bzw. 8,0 m
Betongüte:	$f_{cm} = 88$ MPa (C80/95)
Wanddicke:	$h = 0,07$ m
Bewehrung:	$\phi = 4$ mm / $s = 80$ mm / $f_R = 0,035$ / $c = 20$ mm
Temperatur:	maximal $\Delta T_{M,max}$: 0 bis ca. 50 K quasi ständig $\Delta T_{M,p}$: 0 bis 30 K

Der kleinere Durchmesser $d = 0,8$ m entspricht hier dem üblichen Schleuderbetonmast. Als großer Durchmesser dient der für Schornsteine / Fernsehtürme typische Wert von 8 m. Zu Vergleichszwecken werden jedoch abweichend von den üblichen Ausführungen auch für den großen Durchmesser die für Betonmaste typischen Werte für die Wanddicke, die Bewehrung und die Betonfestigkeit angenommen.

Der Vergleich der Bilder zeigt sofort die grundlegenden Zusammenhänge:

- Rissmoment 3,45 KNm bei beiden Durchmessern
Das Rissmoment ist allein von der Wanddicke und der Betonzugfestigkeit abhängig und damit unabhängig vom Durchmesser des Schaftes
- Größere Entlastung nach der Rissbildung beim kleinen Durchmesser
Ein einzelner Riss verringert die Steifigkeit bei einem kleinen Ringquerschnitt signifikant während sich ein Riss bei einem sehr großen Durchmesser kaum bemerkbar macht.

- Weniger Risse im betrachteten Maximaltemperaturbereich beim kleinen Durchmesser
Diese Gesetzmäßigkeit erfolgt automatisch auf die größere Entlastung nach der Bildung eines Risses.
- Geringer werdende Entlastung bei zunehmender Rissbildung bei beiden Durchmessern
Hier macht sich bemerkbar, dass die Ausgangssteifigkeit bei einem gerissenen Querschnitt mit der Anzahl der Risse immer kleiner wird.

Hinsichtlich der qualitativen Unterschiede des linearen zum nicht linearen Verhalten, also der Berücksichtigung nicht-linearer Wiederbelastungskurven, wird deutlich:

- Gleiche Rissmomente und gleiche Erstrisstemperatur
Beide Werte sind allein anhängig vom Querschnitt in Umfangsrichtung und damit unabhängig von der Betrachtungsweise bzgl. der Risseinleitungslänge.
- Größere Zwangsmomente bei gleicher Maximalbeanspruchung bei der nicht-linearen Berechnung „zwischen den Rissen“
Die kleinere Risseinleitungslänge korrespondiert mit einer größeren Ringquerschnittssteifigkeit bei gleicher Belastung ΔT_M und damit einem größeren Zwangsmoment.
- Größere Zwangsmomente bei gleicher quasi-ständiger Temperatur bei der nicht-linearen Berechnung
Hier gelten die gleichen Beziehungen wie bei der Maximalbeanspruchung.
- Größte Unterschiede bzgl. der mittleren Beanspruchung $\Delta T_{M,p}$ bei beiden Durchmessern
Zwar ist der prozentuale Unterschied zwischen der linearen und der nicht linearen Betrachtung bei sehr niedrigen Temperaturen am größten, allerdings wirkt sich dieser Unterschied aufgrund des sehr niedrigen Wertes des Zwangsmoments kaum aus. Mit steigendem ΔT_M wird der prozentuale Unterschied aufgrund der immer weiteren Annäherung der Steifigkeit kleiner. Allerdings steigt das Zwangsmoment immer weiter an. Aus diesem Grunde ist gerade für mittlere Temperaturdifferenzen ΔT_M ca. 10-30 K der absolute Unterschied am größten. Beim weiteren Ansteigen von ΔT nähert sich die Sekantensteifigkeit der nicht linearen Wiederbelastungskurve immer mehr der Gerade der linearen Betrachtung an, bis die Steifigkeiten und damit das Rissmoment bei Bildung eines neuen Risses gleich sind.

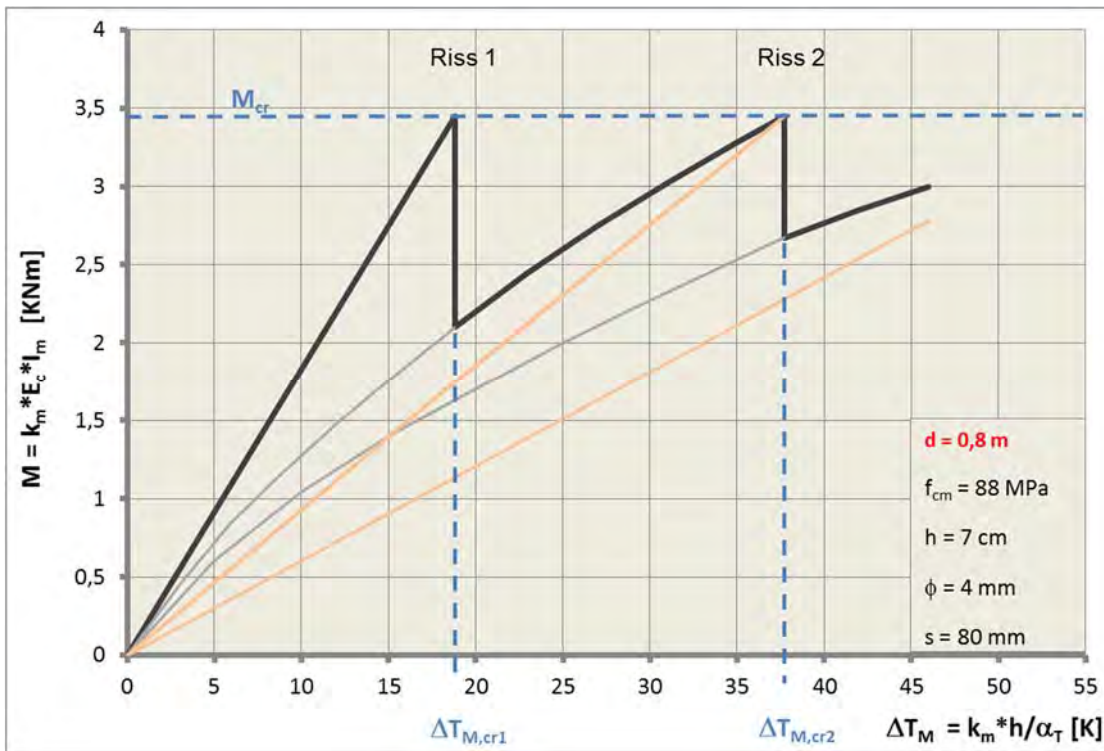


Bild 59a: Momenten-Krümmungs-Beziehung inkl. Wiederbelastung – d = 0,8 m

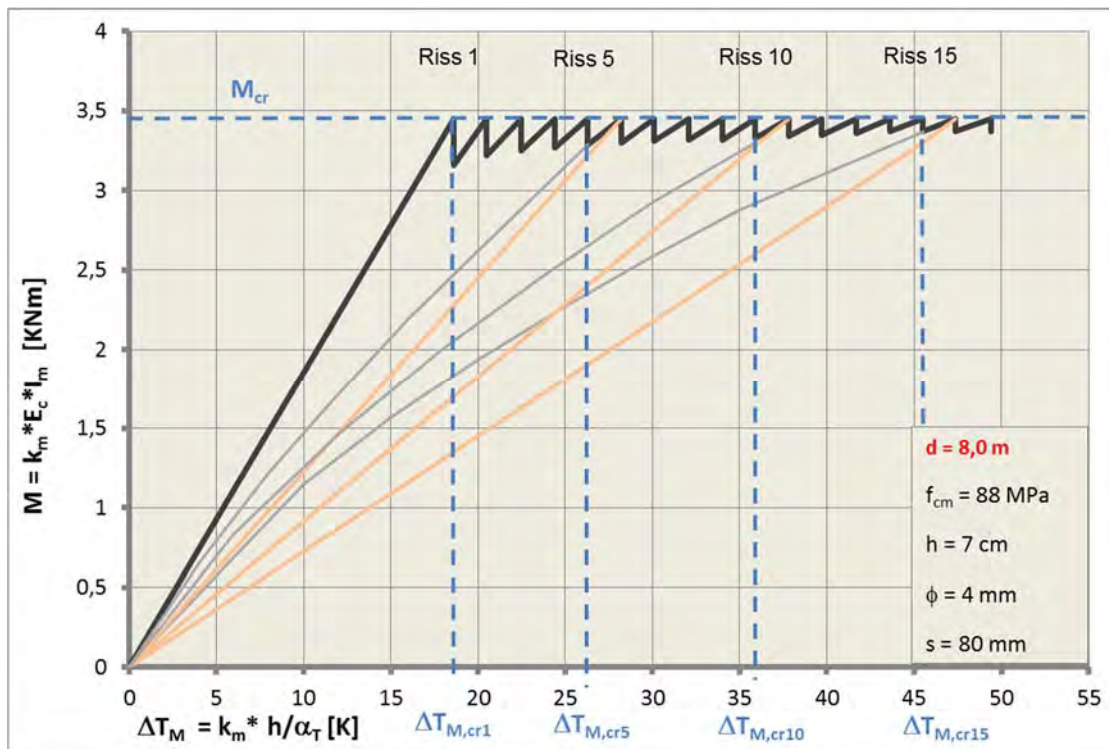


Bild 59b: Momenten-Krümmungs-Beziehung inkl. Wiederbelastung – d = 8,0 m

4.1.3.2 Variation der Betonfestigkeit

Mit zunehmender Betonfestigkeit steigt das Rissmoment aufgrund der größeren Zugfestigkeit des Betons an, da diese bewirkt, dass der Ringquerschnitt erst bei einer größeren Belastung ΔT_M reißt. Nicht unmittelbar ersichtlich ist jedoch, wie sich dieses unterschiedliche Verhalten auf die Ergebnisse der vereinfachten linearen und der wirklichkeitsnahen nicht linearen Betrachtung der Wiederbelastung auswirkt.

Nachfolgend wird daher die Momenten-Krümmungs-Beziehung für einen mittleren Durchmesser ($d = 1,3 \text{ m}$) für die im Mastbau typischen Betonfestigkeiten (C 80/95) sowie als Vergleich für normalfesten Beton (C 25/30) ausgewertet (Bild 60a,b).

Insgesamt sind die Kenndaten:

Betongüte:	C 25/30 bzw. C 80/95
Durchmesser:	1,3 m
Wanddicke :	$h = 0,1 \text{ m}$
Bewehrung:	$\phi = 4 \text{ mm} / s = 80 \text{ mm} / f_R = 0,035 / c = 20 \text{ mm}$
Temperatur:	maximal $\Delta T_{M,max}$: 0 bis ca. 50 K
	quasi ständig $\Delta T_{M,p}$: 0 bis 30 K

Bzgl. der qualitativen Unterschiede bei der Variation der Betonfestigkeiten wird deutlich:

- Größere Unterschiede bei der nicht-linearen zur linearen Betrachtung bei größerer Rissanzahl
Bei mehreren Rissen macht sich die wirklichkeitsnahe Erfassung des Krümmungsdreiecks am Riss für die Berechnung der Ringquerschnittssteifigkeit auch „mehrfach“ bemerkbar.
- Absolut große Unterschiede bzgl. der mittleren Beanspruchung ($\Delta T_{M,p}$ ca. 10 bis 30 K) bei beiden Betonfestigkeiten
Die großen Unterschiede bestätigen die generelle Relevanz der nicht linearen Betrachtung für die quasi-ständige-Beanspruchung.
- Prozentual gleiche Unterschiede bzgl. der mittleren Beanspruchung bei beiden Betonfestigkeiten
Hier wirkt sich die größere Anzahl der Risse bei der geringeren Betonfestigkeit aus. Zwar ist hier der Steifigkeitsabfall pro Riss kleiner, dafür bilden sich bei gleicher Maximalbeanspruchung wesentlich mehr Risse.

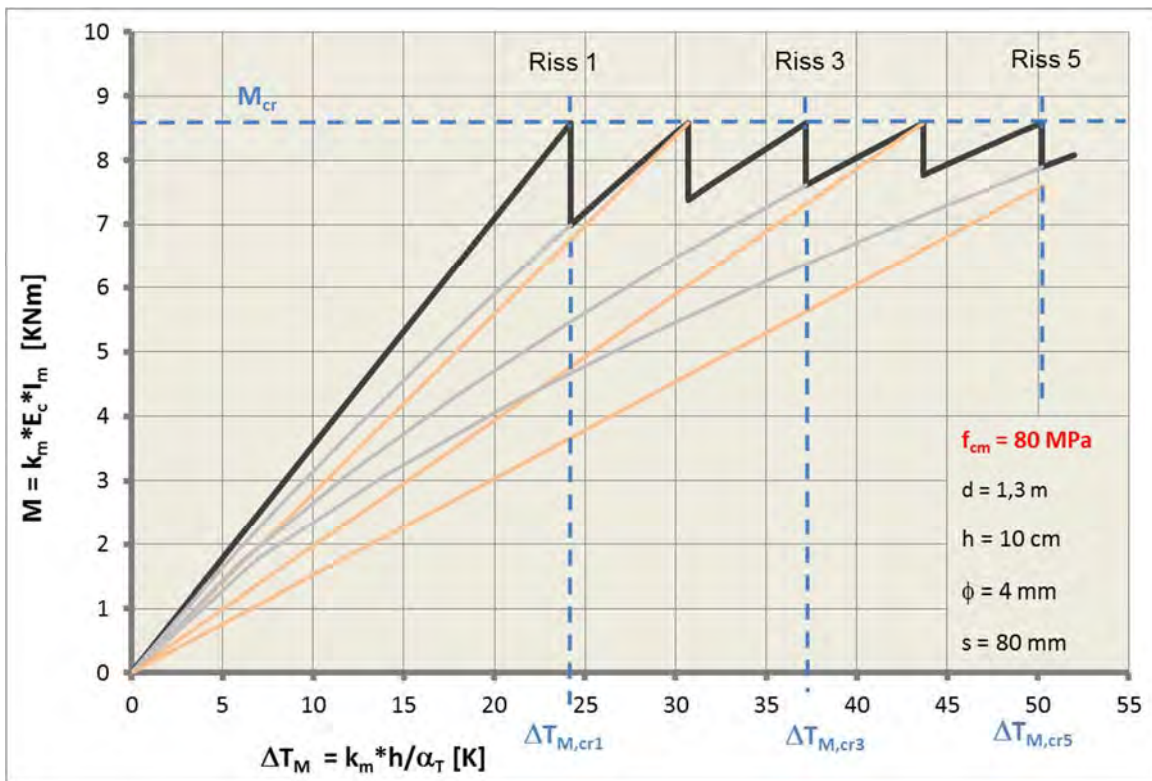


Bild 60a: Momenten-Krümmungs-Beziehung – d = 1,3 m – C80/95

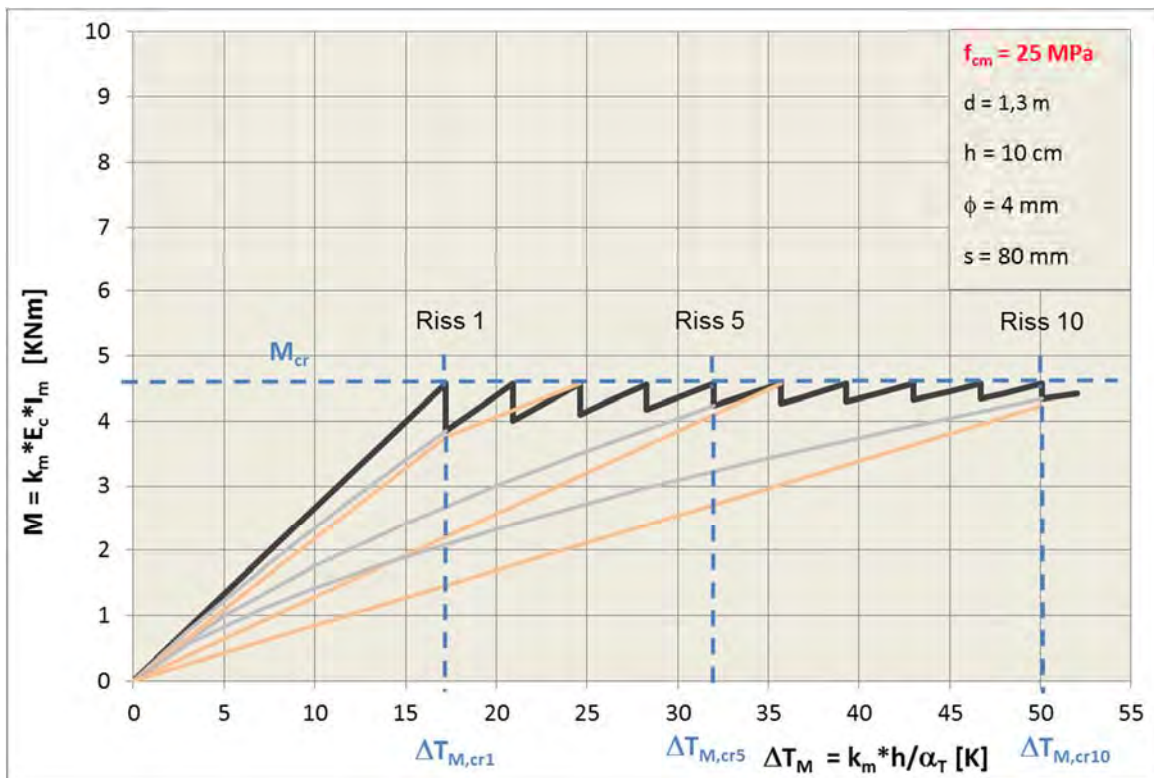


Bild 60b: Momenten-Krümmungs-Beziehung – d = 1,3 m – C25/30

4.1.4 Vergleich Mast / Turm

Um die Konsequenzen der wirklichkeitsnahen und der vereinfachten Berücksichtigung der Wiederbelastungskurven hinsichtlich der Bemessung zu untersuchen wurden ein typischer Mastquerschnitt und ein Turmquerschnitt analysiert. Hierbei wurde der gleiche Bewehrungsgrad $\rho = 0,23 \%$ angesetzt:

MAST

$$d = 0,8 \text{ m}$$

$$h = 0,07 \text{ m}$$

$$\phi = 4 \text{ mm}$$

$$s = 75 \text{ mm}$$

$$\rho = 0,23 \%$$

$$f_{cm} = 88 \text{ MN/m}^2$$

$$\Delta T_{M,max} = 50 \text{ K}$$

$$\Delta T_{M,p} = 10 \text{ K} / 20 \text{ K} / 30 \text{ K} / 40 \text{ K}$$

TURM

$$d = 4,0 \text{ m}$$

$$h = 0,2 \text{ m}$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$s = 250 \text{ mm}$$

$$\rho = 0,23 \%$$

$$f_{cm} = 38 \text{ MN/m}^2$$

$$\Delta T_{M,max} = 50 \text{ K}$$

$$\Delta T_{M,p} = 10 \text{ K} / 20 \text{ K} / 30 \text{ K} / 40 \text{ K}$$

Mit dem Rechenprogramm wurden für beide Querschnitte die Momenten-Krümmungs-Beziehungen ermittelt. Um die Ergebnisse hinsichtlich des Zwangsmoments zu vergleichen, sind im Bild 61a und 61b zunächst die bezogenen Momente ($m = M/h^2$) angegeben. Zur Verbesserung der Vergleichbarkeit wurde m auf die Zugfestigkeit bezogen dargestellt. Das sich daraus ergebende bezogene Rissmoment m / f_{ct} ist bei den beiden Vergleichsbauwerken nahezu identisch. Der geringfügig höhere Wert für den Turm ergibt sich aus der im Verhältnis größeren statischen Höhe (größere Wanddicke bei gleicher Betondeckung).

Die Diagramme zeigen, dass sich bei $\Delta T_{M,max} = 50 \text{ K}$ beim Mast nur 1 Riss bildet, beim Turm jedoch 8. Die Zwangsmomente infolge Wiederbelastung des gerissenen Querschnitts sind beim Turm höher, der Unterschied beträgt 25-35% (z.B. $50,5 : 38,0 = 1,329$ bzw. 32,9%). Der Unterschied der Momente bei vereinfachter und wirklichkeitsnaher Betrachtung ist jedoch vergleichbar und liegt beim Mast wie beim Turm für die maßgeblichen Temperaturdifferenzen 20 K bis 30 K bei ca. 20–30 % (Abstand der grauen zur orangenen Linie).

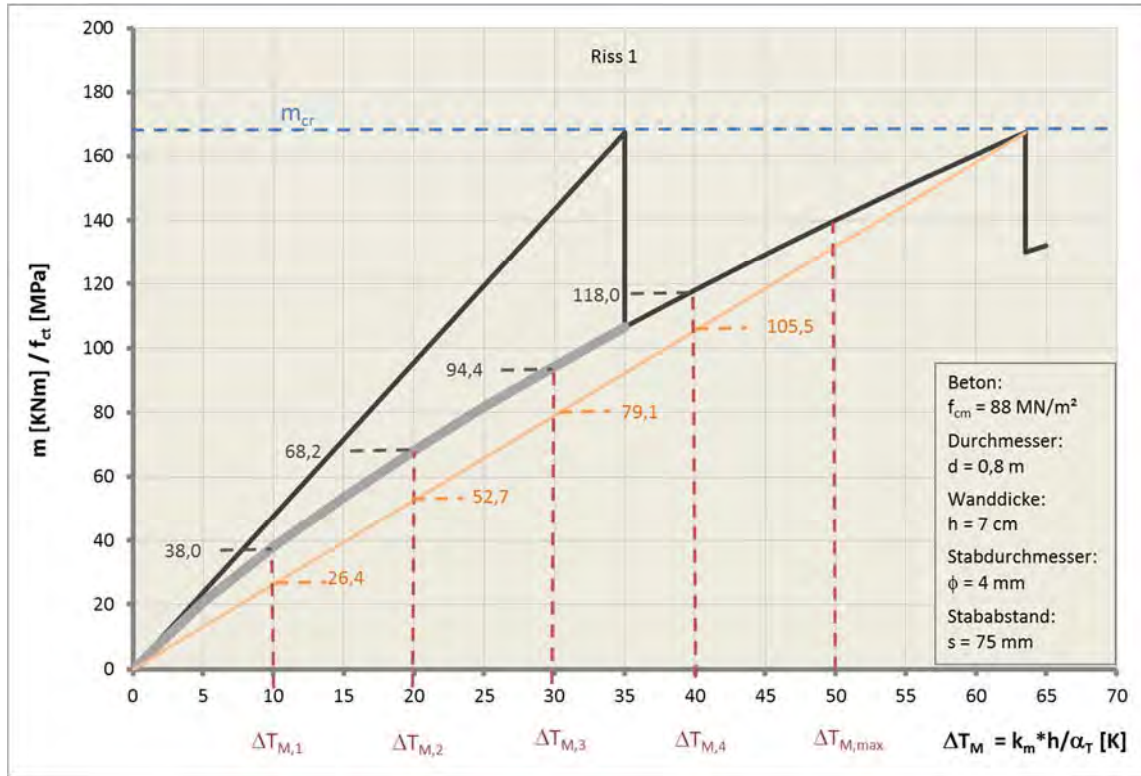


Bild 61a: M-K-Beziehung mit bezogenen Momenten für den Mastquerschnitt

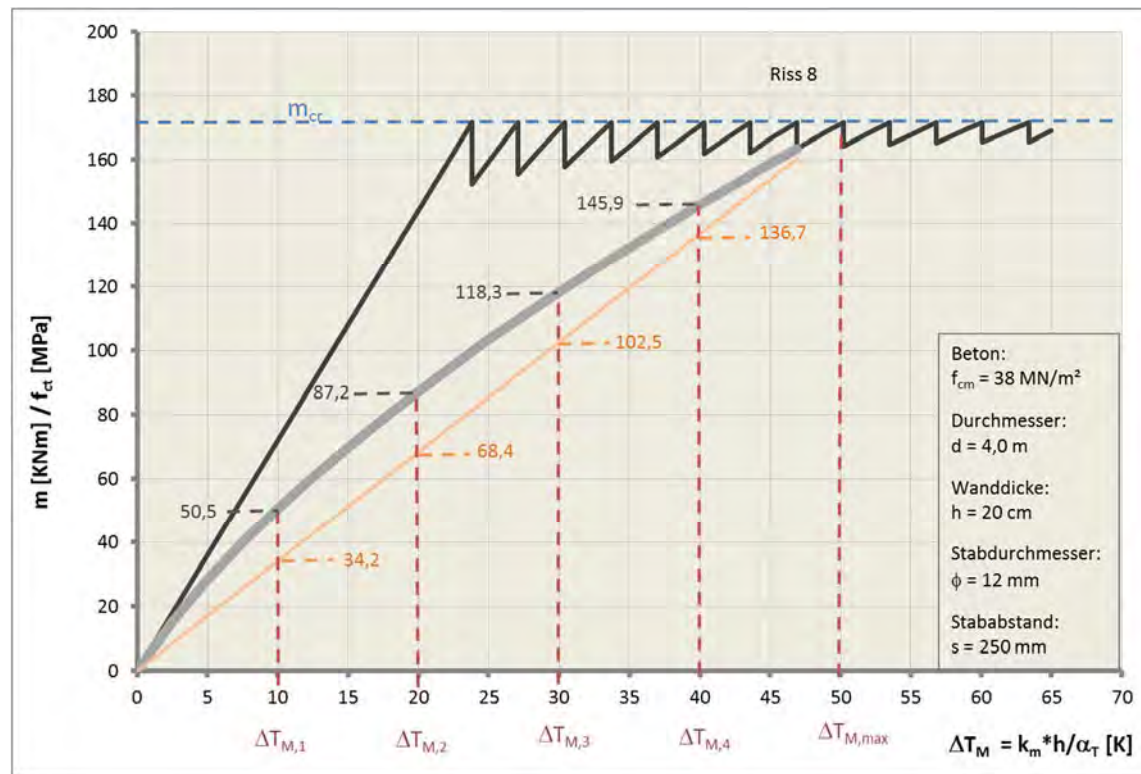


Bild 61b: M-K-Beziehung mit bezogenen Momenten für den Turmquerschnitt

Ursache für die höheren Zwangsmomente bei dem Turmquerschnitt ist die geringere Entlastung aufgrund der Bildung von 8 Rissen im Vergleich zu nur einem Riss bei dem Mastquerschnitt. Eine vergleichbare Entlastung würde sich bei einer maximalen Temperaturdifferenz von 63,5 K ergeben, wenn sich am Turm 12 Risse bildeten. Der Wert von 63,5 K korrespondiert hierbei mit der Temperaturdifferenz zur Bildung des zweiten Risses beim Mastquerschnitt.

Das bedeutet auch, dass für den ungünstigsten Fall, also der Bildung von genau einem Riss, die Zwangsmomente beim Turm nochmals signifikant größer sind. Hier entspricht die Querschnittssteifigkeit quasi dem Zustand I, wodurch auch die Betrachtung der nicht linear verlaufenden Wiederbelastungskurve nur sehr geringe Unterschiede zum linearen Ansatz ergibt.

In Bild 62a und 62b sind die Auswirkungen der Zwangsmomente hinsichtlich Stahlspannung, Risseinleitungslänge und Rissbreite dargestellt. Hierbei wurden eine niedrige permanente Temperaturdifferenz 10 K, eine hohe permanente Temperaturdifferenz 30 K und die maximale Temperaturdifferenz für die Festlegung der Anzahl der sich bildenden Risse von 50 K angesetzt.

Die quantitativen Ergebnisse sind:

- Größere Zwangsmomente M beim Turmquerschnitt
Ursache ist die größere Wanddicke, die für die Steifigkeit im Quadrat berücksichtigt wird.
- Größere Risseinleitungslängen beim Turmquerschnitt
Ursache ist die geringere Verbundspannung, die bei vergleichbarer Stahlspannung am Riss zu einem längeren Verbundbereich führt.
- Größere Stahlspannungen σ beim Mastquerschnitt
Beim gleichen Bewehrungsgrad macht sich hier die größere Betonzugfestigkeit des Mastes bemerkbar.
- Vergleichbare Rissbreiten w
Hier neutralisieren sich die größere Stahlspannung beim Mastquerschnitt und die größere Risseinleitungslänge beim Turm, sodass die Rissbreite, die den Flächeninhalt der dargestellten Dehnungsverläufe ausmacht, vergleichbar ist.

Qualitativ ist hinsichtlich $\Delta T_{M,p}$ die Rissbreite zu betrachten. Die Stahlspannung ist bei der Rissbildung infolge $\Delta T_{M,max}$ am größten und damit auch für diesen Fall nachzuweisen:

- Moderate Rissbreiten beim Mastquerschnitt: $w_2 = 0,109$ mm für $\Delta T_{M,p2} = 30$ K
Die gewählte Bewehrung ist für den Mastquerschnitt hinsichtlich der Rissbreite als angemessen zu bewerten.
- Sehr hohe Stahlspannung am Riss beim Mastquerschnitt: $\sigma_3 = 883$ MPa
Die deutliche Überschreitung der zulässigen Stahlspannung zeigt, dass beim Mast im Gegensatz zum Turmquerschnitt der absichtlich akademisch gewählte Bewehrungsgrad $\rho = 0,23\%$ deutlich zu niedrig ist.

Für die Bemessung des Mastquerschnitts ist die Stahlspannung maßgebend

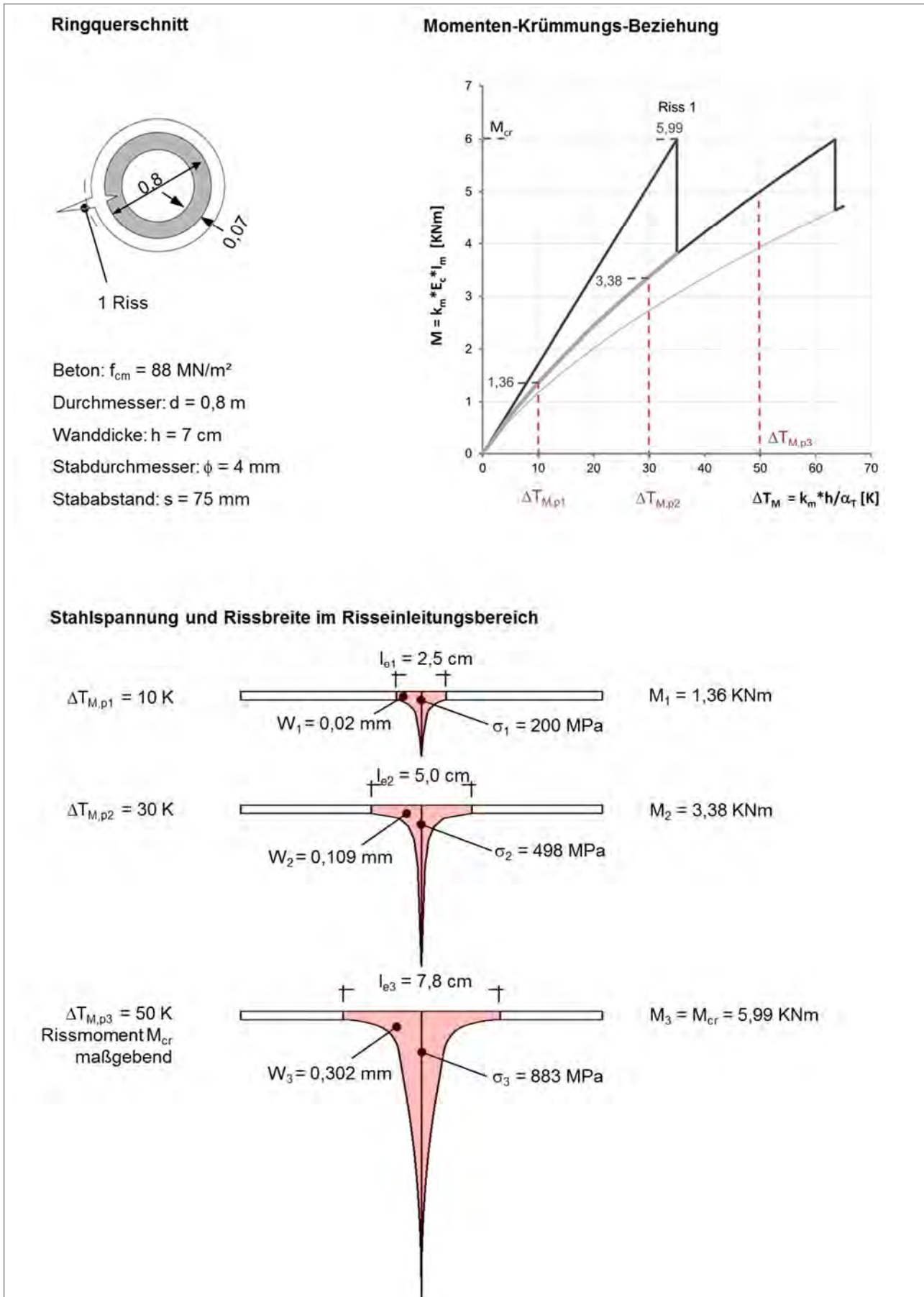


Bild 62a: M-K-Beziehung, Stahlspannung, Risseinleitungslänge und Rissbreite für den Mastquerschnitt

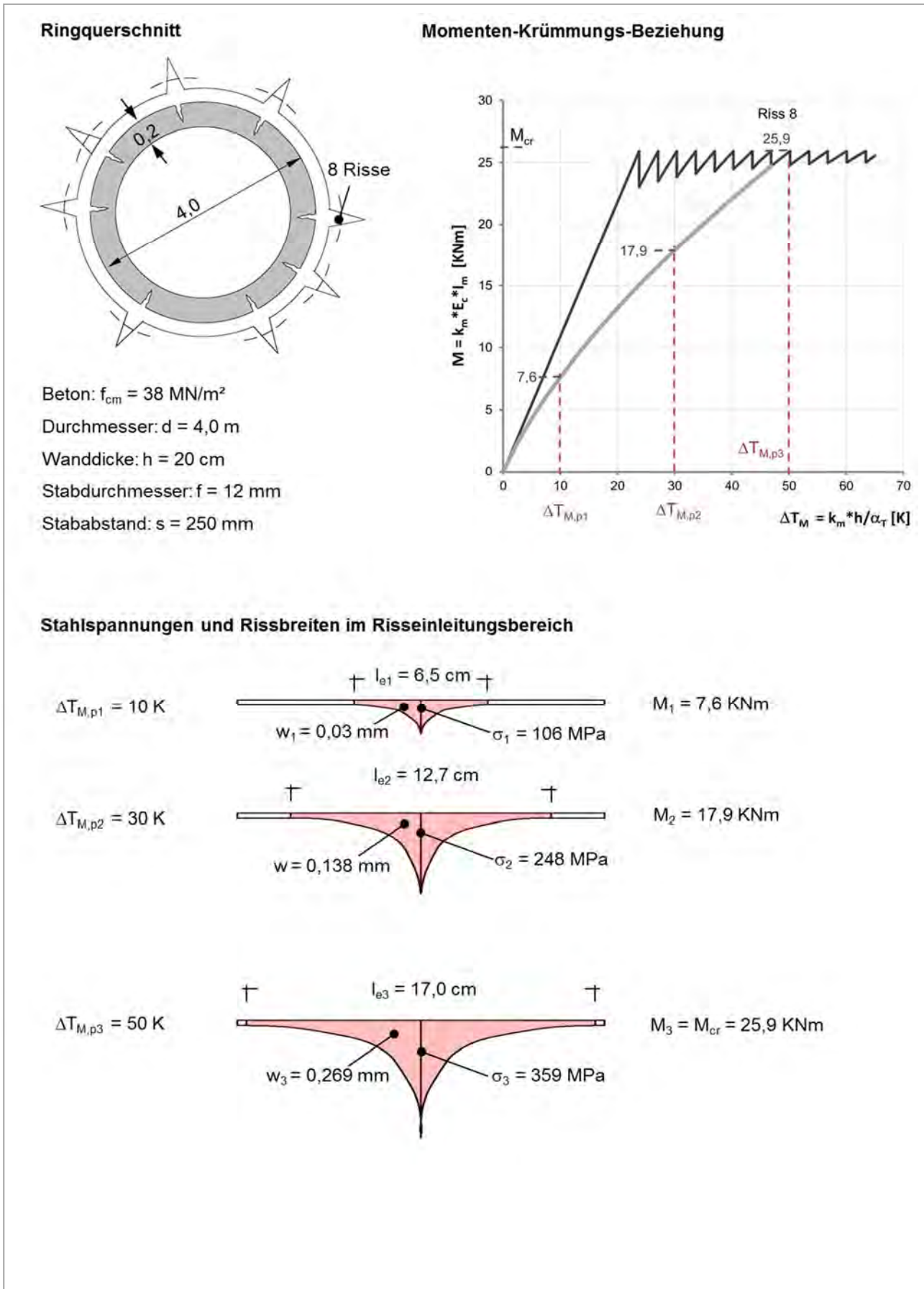


Bild 62b: M-K-Beziehung, Stahlspannung, Risseinleitungslänge und Rissbreite für den Turmquerschnitt

- Moderate Rissbreiten beim Turmquerschnitt: $w_2 = 0,138$ mm für $\Delta T_{M,p2} = 30$ K
Die gewählte Bewehrung ist für den Turmquerschnitt hinsichtlich der Rissbreite als angemessen zu bewerten. Hierbei ist jedoch ggf. noch zu beachten, welche zulässige Rissbreite hinsichtlich der Umgebungsbedingungen (z.B. 0,2 mm für den Schornstein und 0,3 mm für den Fernsehturm) einzuhalten ist.
- Niedrige Stahlspannung am Riss beim Turmquerschnitt: $\sigma_3 = 359$ MPa
Die Bewehrung ist nur zu ca. 60% ausgenutzt.

Für die Bemessung des Turmquerschnitts sind Stahlspannung und Rissbreite maßgebend

4.1.5 Fazit

Die wirklichkeitsnahe Momenten-Krümmungs-Beziehung berücksichtigt die Variation der Steifigkeit des infolge der maximalen Temperatureinwirkung $\Delta T_{M,max}$ n-fach gerissenen Kreisringquerschnitts bei der Wiederbelastung infolge $\Delta T_{M,p}$. Die veränderliche Steifigkeit bei steigender Temperaturdifferenz ΔT_M geht mit der immer größer werdenden Risseinleitungslänge und Stahlspannung im Ringquerschnitt einher.

Die Risseinleitungslänge ist null für den unbeanspruchten Querschnitt, steigt dann mit zunehmender Beanspruchung infolge ΔT_M und erreicht die konstante Risseinleitungslänge entsprechend der linearen Betrachtung erst, wenn der Querschnitt erneut reißt. Die durch die kleinere Risseinleitungslänge größere Querschnittssteifigkeit bei der wirklichkeitsnahen im Vergleich zur genäherten Berechnung bewirkt hierbei größere Zwangsmomente und damit größere Rissbreiten bei der häufig einwirkenden quasi ständigen Temperaturdifferenz $\Delta T_{M,p}$.

Die Studien bzgl. der Durchmesser-Variation und der Variation der Betonfestigkeiten zeigt die Relevanz der nicht-linearen Betrachtung für diese quasi-ständige-Beanspruchung $\Delta T_{M,p}$. Die sich hierfür ergebenden größeren Zwangsmomente ergeben größere Rissbreiten. Dieser Zusammenhang gilt hierbei allgemein für Maste und Türme, ist also unabhängig vom Durchmesser und von der Betonfestigkeit. Bei den Türmen ist jedoch zu berücksichtigen, dass der ungünstigste Fall hinsichtlich der dauernd offenen Rissbreite die Bildung genau eines Risses ist. Da hier die Unterschiede bezüglich der Ringquerschnittssteifigkeit aufgrund des großen Umfangs sehr gering sind, wirkt sich die nicht-lineare Betrachtung kaum aus. Trotzdem ist die genaue Erfassung des Verhaltens auch für die Türme wichtig, z. B. wenn bei einer Begutachtung ein mehrfach gerissener Querschnitt hinsichtlich der zu erwartenden Rissbreiten bewertet werden soll.

Bei der Maximalbeanspruchung sind die Unterschiede hingegen nur gering. Insbesondere die größte Beanspruchung, die sich unmittelbar vor dem Erreichen des Rissmoments ergibt, ist unabhängig vom Berechnungsansatz für die Wiederbelastungskurve.

4.2 Relevanz der Rissanzahl

4.2.1 Motivation

Wie im vorherigen Kapitel anhand der Momenten-Krümmungs-Beziehung dargelegt ändert sich das Bauteilverhalten bei jedem weiteren Riss. Hierbei macht sich bemerkbar, dass die Steifigkeit des Ringes mit jedem weiteren Riss abnimmt. Eine Konsequenz ist dabei aber auch, dass die Entlastung bezüglich Zwang bei jedem weiteren Riss geringer wird.

Das Verhalten soll in diesem Kapitel für verschiedene Querschnitte hinsichtlich der folgenden Bedingungen untersucht werden:

- Anzahl der zu erwartenden Risse
- Erstrisstemperatur
- Verhalten bei Variation des Ringdurchmessers und der Betonfestigkeit hinsichtlich..
 - ..maximaler Rissbreite
 - ..permanenter Rissbreite

4.2.2 Anzahl der zu erwartenden Risse

Der grundlegende Zusammenhang ist direkt ersichtlich: Je größer der Durchmesser, desto größer die Anzahl der zu erwartenden Risse. Es soll im Folgenden jedoch auch eine Auswertung hinsichtlich weiterer Einflussgrößen erfolgen, im Einzelnen sind diese:

- Betonfestigkeit
- Stabdurchmesser und –abstand der Bewehrung
- Stahlprofilierung (glatt, gerippt)

4.2.2.1 Erstrissbildung und abgeschlossene Rissbildung

In der allgemeinen Momenten-Krümmungs-Beziehung beschreibt der horizontale Ast den Bereich der *Erstrissbildung*, also der Bildung des ersten Risses bis zum letzten Riss (Bild 63 – grauer Bereich). Mit dem letzten Riss ist der Ring so stark gerissen, dass am Ende des Risseinleitungsbereichs, wo die Stahldehnung durch den Verbund bis zur Betondehnung reduziert ist, bereits der nächste Risseinleitungsbereich beginnt.

Im danach folgenden Stadium der abgeschlossenen Rissbildung bilden sich keine neuen Risse. Stattdessen bewirkt die weitere Erhöhung der Beanspruchung das Aufweiten der Risse, gleichbedeutend mit dem Umstand, dass die Stahldehnungen nicht mehr vollständig bis zur Betondehnung abgebaut werden, sich die Risseinleitungsbereiche also überschneiden (Bild 63 – rosa Bereich).

Im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung vergrößert sich die Stahlspannung bei zunehmender Belastung, bis der Stahl mit dem Erreichen der Streckgrenze fließt.

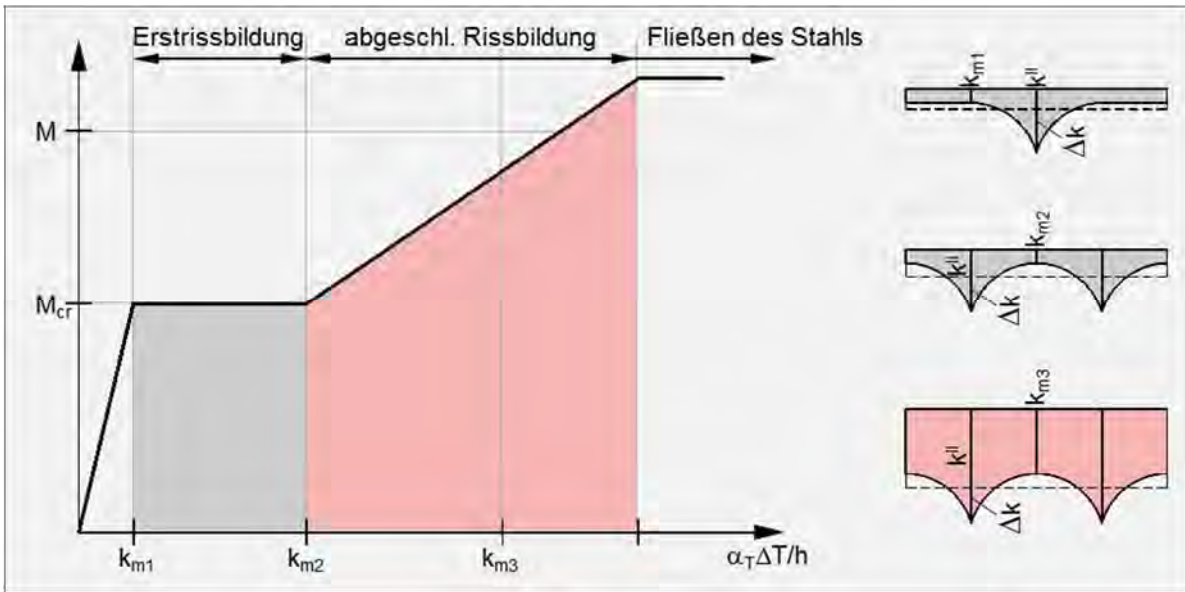


Bild 63: Erstrissbildung und abgeschlossene Rissbildung im Momenten-Krümmungs-Diagramm

4.2.2.2 Rissanzahl

Bei einem gleichmäßig mit ΔT_M beanspruchten Ringquerschnitt ergibt sich die Anzahl der Risse aus der Gleichsetzung der Verdrehung aus der Temperaturdifferenz mit der Verdrehung aus den Krümmungen in Umfangsrichtung (Bild 64).

An den Rissen ist hierbei die mittlere Krümmung k_m im doppelten Risseinleitungsbereich l_e zu berücksichtigen. Am Ende der Erstrissbildung beginnt am Ende eines Risseinleitungsbereichs ($k = k'$) unmittelbar der Risseinleitungsbereich des nächsten Risses.

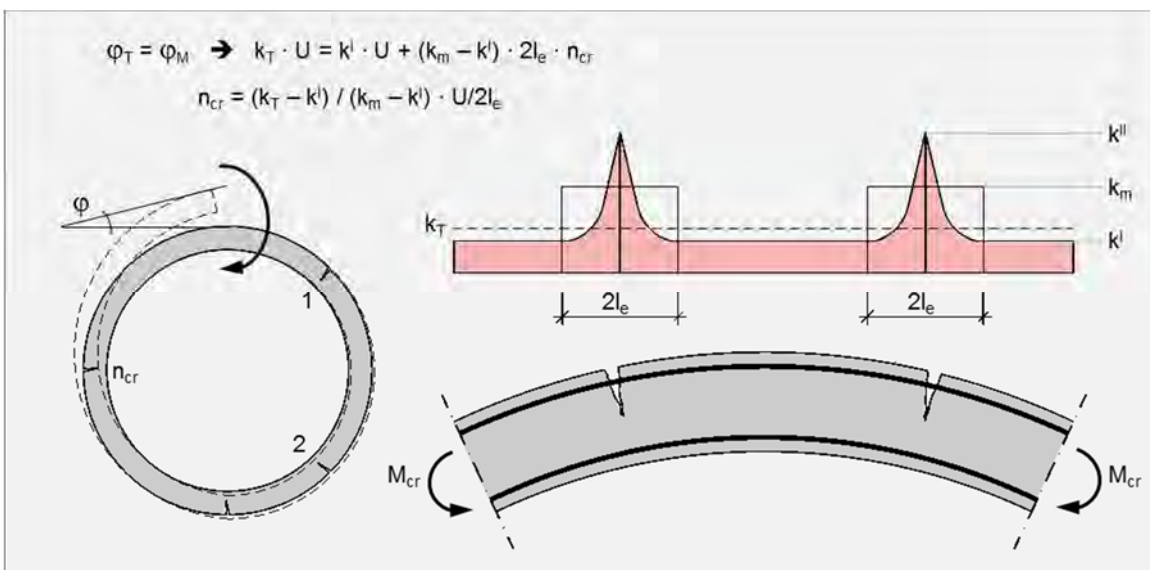


Bild 64: Ermittlung der Rissanzahl

In Bild 65a und 65b sind die Untersuchungen hinsichtlich der Anzahl der Risse für verschiedene Ringquerschnitte mit Variation der folgenden Einflussgrößen dargestellt:

Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 38 - 98 \text{ MPa}$
Ringdurchmesser:	$d = 0,3 \text{ m und } 1,5 \text{ m}$
Stabdurchmesser:	$\phi = 4-6 \text{ mm}$
Stabprofilierung:	glatt und gerippt

Hierbei zeigen sich folgende Tendenzen hinsichtlich der Rissanzahl:

- Unterproportional zum Durchmesser ansteigende Rissanzahl
Ursache ist der bei kleineren Durchmessern aufgrund der Krümmungspressung verbesserte Verbund. Dieser bedingt kürzere Risseinleitungslängen, sodass sich im Vergleich zum großen Durchmesser in Relation zum Umfang mehr Risse bilden können (3,5-4,5 fache Rissanzahl beim 5 fachen Durchmesser). Insgesamt ist diese Unterproportionalität beim normalfesten Beton (3,5-4 zu 5) stärker ausgeprägt als beim hochfesten Beton (4-4,5 zu 5), da sich die Krümmungspressung bei dem niedrigen Ausgangsniveau der Verbundspannungen stärker bemerkbar macht (vgl. Kap. 3.3)
- Verringerung der Rissanzahl bei Vergrößerung des Stabdurchmessers der Bewehrung (bei konstantem Bewehrungsgrad durch Anpassung des Stababstands)
Aufgrund des konstanten Bewehrungsgrads ist die Stahlspannung beim Riss unabhängig vom Stabdurchmesser. Bei einem größeren Stabdurchmesser ist die in den Beton einzuleitende Risskraft $F_s = A_s \cdot \sigma_s$ jedoch größer, wobei die Zunahme der Zugkraft über die Stabquerschnittsfläche ($A_s = \phi^2 \cdot \pi / 4$) mit dem Quadrat des Stabradius einhergeht. Der Verbund wirkt jedoch auf den Stabumfang ($U_s = \phi \cdot \pi$), sodass die Risseinleitungslänge bei größerem Stabdurchmesser zunimmt und die Rissanzahl entsprechend sinkt.
- Vergrößerung der Rissanzahl bei zunehmender bezogener Rippenfläche
Die zunehmende bezogene Rippenfläche verbessert den Verbund. Die daraus resultierende verkürzte Risseinleitungslänge bewirkt die Zunahme der Rissanzahl.
- Geringer Einfluss der Betonfestigkeit
Die größere Betonfestigkeit führt zu höheren Verbundspannungen und verringert dadurch die Risseinleitungslänge. Gleichzeitig bewirkt die größere Betonzugfestigkeit eine Zunahme des Rissmoments, wodurch die Risseinleitungslänge größer wird. Insgesamt ist beim kleinen Ringquerschnitt ($d = 0,3 \text{ m}$) hinsichtlich der Rissanzahl keine Tendenz zu erkennen, da sich ohnehin nur wenige Risse bilden. Beim größeren Durchmesser ($d = 1,5 \text{ m}$) ist die Rissanzahl bei Betonfestigkeiten $f_{cm} = 38-58 \text{ MPa}$ gleichbleibend, bei den höheren Festigkeiten dann geringfügig zunehmend. Ursache ist die bei den großen Festigkeiten unterproportional ansteigende Zugfestigkeit (ab C55/67, vgl. Kap. 3.2.2.1), die in Relation geringere Rissmomente und damit kürzere Risseinleitungslängen bewirkt.

Ausgangswerte: $\rho = 0,2\%$ ($\phi = 4\text{ mm} / s = 70\text{ mm}$) $f_R = \text{varia}$ $h = 0,09\text{ m}$

d = 0,3 m		f_{cm} [MPa]						
		38	48	58	68	78	88	98
$\phi = 4\text{ mm}$	glatt	5	5	4	4	4	4	4
	gerippt	8	8	8	8	8	7	7

d = 1,5 m		f_{cm} [MPa]						
		38	48	58	68	78	88	98
$\phi = 4\text{ mm}$	glatt	16	16	16	17	17	17	18
	gerippt	30	30	30	30	31	32	33

Bild 65a: Rissanzahl bei Variation der Stabprofilierung und Betonfestigkeit

Ausgangswerte: $\rho = 0,2\%$ ($\phi = \text{varia} / s = \text{varia}$) $f_R = 0,035$ $h = 0,09\text{ m}$

d = 0,3 m		f_{cm} [MPa]						
		38	48	58	68	78	88	98
ϕ [mm]	4	8	8	8	8	8	7	7
	5	7	6	6	6	6	6	6
	6	5	5	5	5	5	5	5

d = 1,5 m		f_{cm} [MPa]						
		38	48	58	68	78	88	98
ϕ [mm]	4	30	30	30	30	31	32	33
	5	24	24	24	25	26	26	27
	6	20	20	20	21	21	22	22

Bild 65b: Rissanzahl bei Variation des Stabdurchmessers und der Betonfestigkeit

4.2.3 Erstrisstemperatur

Zur Erfassung des Verhaltens eines Querschnitts ist auch die Rissneigung zu betrachten, also die Temperaturdifferenz, bei der der erste Riss auftritt, sobald die Betonzugspannungen die Betonzugfestigkeit überschreiten. Daraus ist direkt ersichtlich, dass der Wert der Erstrisstemperatur vor allem von der Betonzugfestigkeit abhängt. Insgesamt soll nachfolgend der Einfluss aller Variablen untersucht werden:

- Betonfestigkeit und E-Modul
- Durchmesser des Kreisringes
- Wanddicke
- Betondeckung
- Stahldurchmesser und Bewehrungsgrad

Die Erstrisstemperatur (first crack temperature) $\Delta T_{M,cr}$ wird durch die folgende Formel berechnet (bzgl. der Querschnittswerte vgl. Kap. 3.4.2):

$$k_T = k_M \rightarrow (\alpha_T * \Delta T_{M,cr}) / h = M_{cr} / (E_C * I) \rightarrow \Delta T_{M,cr} = M_{cr} * h / (E_C * I * \alpha_T)$$

$$\Delta T_{M,cr} = M_{cr} / (\alpha_T * E_C * I)$$

mit $M_{cr} = f_{ct} * w^l$ und $w^l = I^l / (1 - \xi_g)$

ξ_g = bez. Lage der Schwerachse

Diese kann umgewandelt werden hinsichtlich der Materialgrößen und der Querschnittswerte:

$$\Delta T_{M,cr} = f_{ct} / (\alpha_T * E_C * (1 - \xi_g))$$

mit $\xi_g = (1 + 2 * n * \xi_t * \rho) / (2 * (1 + n * \rho))$

ξ_t = bez. Nutzhöhe der Zugbew.

$$\Delta T_{M,cr} = \underbrace{1 / [1 - (1 + 2 * n * \xi_t * \rho) / (2 * (1 + n * \rho))]}_{f_{geom}} * \underbrace{f_{ctk} / (\alpha_T * E_C)}_{f_{material}}$$

Umrechnung Faktor f_{geom} :

$$f_{geom} = 1 / [1 - (1 + 2 * n * \xi_t * \rho) / (2 * (1 + n * \rho))]$$

$$f_{geom} = (2 + 2 * n * \rho) / (1 + 2 * n * \rho - 2 * n * \xi_t * \rho)$$

$$f_{geom} = (2 + 2 * n * \rho) / (1 + 2 * n * \rho - 2 * n * \xi_t * \rho)$$

$$f_{geom} = (1 + n * \rho) / (0,5 + n * (1 - \xi_t))$$

mit $\xi_t = (h - c - \phi/2) / h$

$$\Delta T_{M,cr} = \underbrace{(1 + n * \rho) / [0,5 + (n * \rho * (1 - t - c - \phi/2) / t)]}_{f_{geom}} * \underbrace{f_{ctk} / (\alpha_T * E_C)}_{f_{material}}$$

Nachfolgend werden die geometrischen Einflussgrößen (geometrischer Faktor) und die Materialeinflussgrößen (Materialfaktor) hinsichtlich ihrer Wertigkeit untersucht.

4.2.3.1 Geometrischer Faktor

Es wird zunächst der Einfluss aus den Querschnittsparametern (also Kreisringdurchmesser, Wanddicke, Bewehrungsdurchmesser, Bewehrungsgrad) ermittelt.

KREISRINGDURCHMESSER

Die obige Formel zeigt, dass der Durchmesser des Mastes bzw. seines betrachteten Kreisringquerschnitts hinsichtlich $\Delta T_{M,for}$ ohne Relevanz ist. Dies ist darin begründet, dass die Temperaturdifferenz nicht über den Gesamtquerschnitt, sondern über die Wanddicke zu betrachten ist.

Der Kreisringdurchmesser wird nur dann für die Risstemperatur relevant, wenn die Verteilung bzw. Variation der Betonzugfestigkeit über den Umfang des Gesamtquerschnitts betrachtet wird. Dieser Aspekt wird in Kap. 4.3 behandelt.

WANDDICKE, BEWEHRUNGSGRAD, STABDURCHMESSER, BETONDECKUNG

Die Erfassung dieser Einflussgrößen wird durch eine Beispielberechnung (Bild 66a/b) erfasst. Zwischen Variante (a) und (b) wurden hierbei der Bewehrungsgrad ρ vervierfacht und die Betondeckung halbiert, sodass beide Parameter zu einer Vergrößerung des geometrischen Faktors führen.

Das Verhältnis der E-Module wird mit 5 als konstant angesetzt.

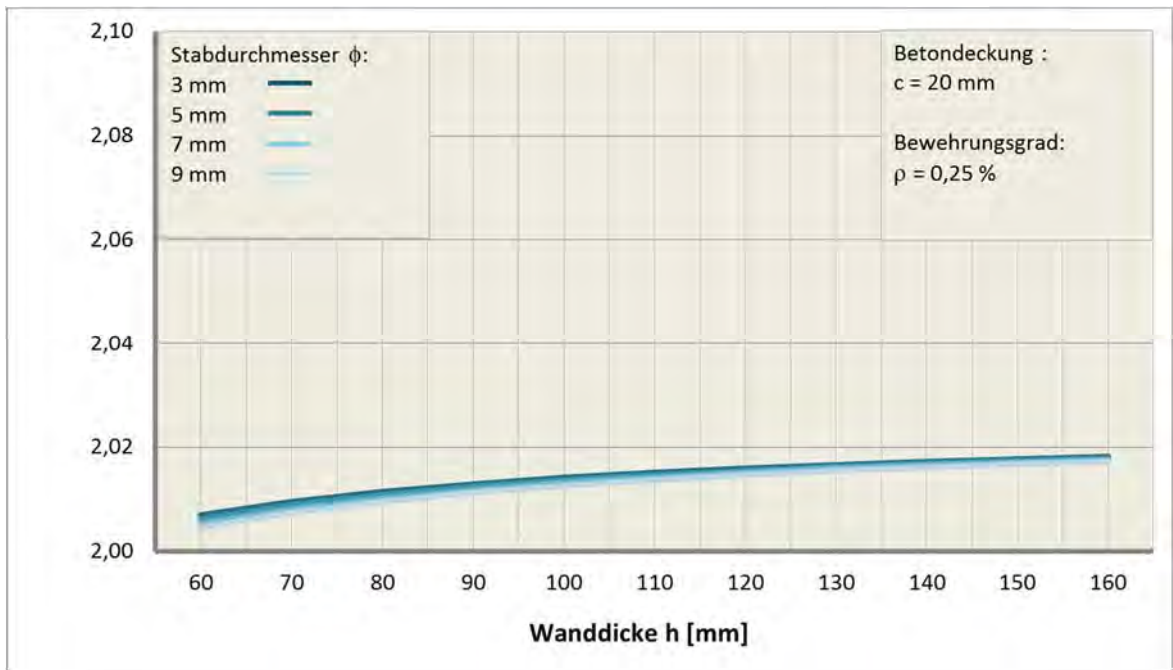


Bild 66a: Geometrischer Faktor für die Erstrisstemperatur, Variante a

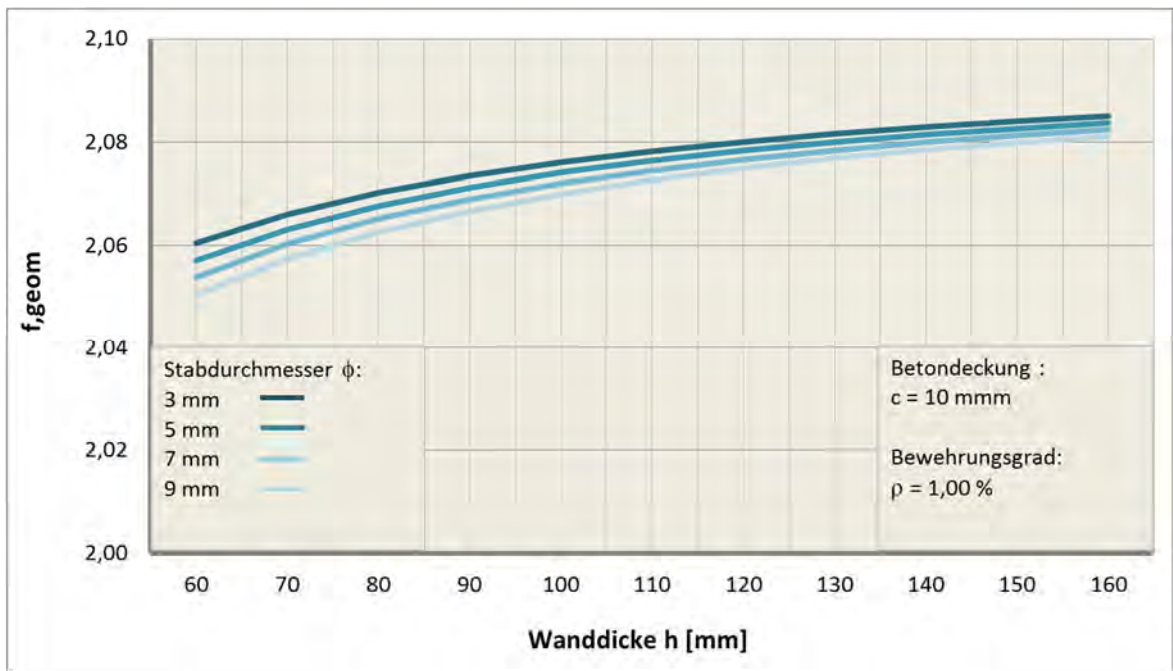


Bild 66b: Geometrischer Faktor für die Erstrisstemperatur, Variante b

Es zeigt sich, dass die Abweichungen bei der Variation der Einflussgrößen bei maximal 4,5% ($f_{geom, max} = 2,09 / f_{geom, min} = 2,0$) liegen. Wird zur Berechnung der Erstrisstemperatur auf der sicheren Seite ein geometrischer Faktor von 2 angesetzt (ein niedriger Faktor führt zu einer geringeren Erstrisstemperatur und wirkt sich somit ungünstig aus) vereinfacht sich die Formel:

$$\Delta T_{M, fcr} = (1 + n \cdot \mu) / [0,5 + (n \cdot \mu \cdot (1 - h - c - \phi/2) / h)] \cdot f_{ctk} / (\alpha_T \cdot E_C)$$

$$\approx 2 \cdot f_{ctk} / (\alpha_T \cdot E_C)$$

4.2.3.2 Materialfaktor

Aufgrund der Konstanz von α_T für alle Betonfestigkeiten ist der Materialfaktor abhängig vom Quotienten aus der Betonzugfestigkeit und dem E-Modul des Betons. Da die Betonzugfestigkeit mit steigender Betondruckfestigkeit stärker ansteigt als der E-Modul, ist ein größerer Materialfaktor für größere Betonfestigkeiten zu erwarten.

Wie in Kap. 3.2.2 erläutert, hängt die Betonbiegezugfestigkeit auch von der Bauteildicke h ab:

- Faktor k zur Berücksichtigung nicht linear verteilter Betonzugspannungen und weiterer risskraftreduzierender Einflüsse (mit $k = 1,0$ für $h \leq 300$ mm)
- Faktor η zur Berücksichtigung des Verlaufs der Spannungen über die Wanddicke mit $\eta = 1,6 - h / 1000$ für die hier vorliegende reine Biegung (Maßstabsfaktor)

Insgesamt ist der Einfluss der Wanddicke aufgrund der generell geringen Werte für h (ca. 0,06 – 0,15 m für Maste) sehr gering, sodass der Materialfaktor im Wesentlichen von der Betonzugfestigkeit abhängt. Das erklärt auch den ausgeprägten Knick im Verlauf des Materialfaktors bei einer charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit $f_{ck} > 50$ MPa (vgl. Bild 67), da hier gemäß EC2 der unterproportionale Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Zugfestigkeit f_{ct} in einer modifizierten Berechnungsformel zum Ausdruck kommt (vgl. Kap. 3.2.2.2)

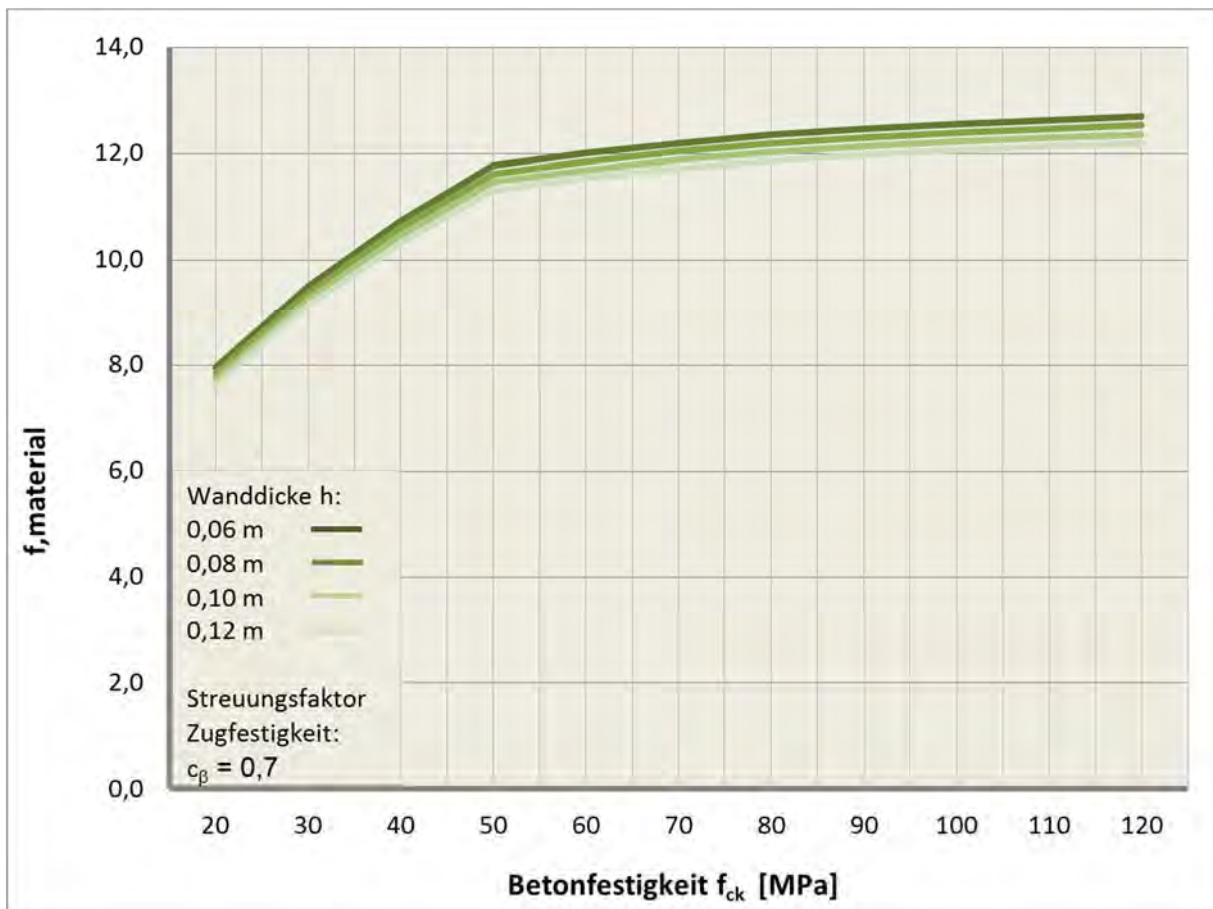


Bild 67: Materialfaktor für die Erstrisstemperatur

4.2.3.3 Gesamt

Bei Ansatz eines geometrischen Faktors von 2,0 ergibt sich bei Variation der Betonfestigkeiten und der Wanddicken eine Erstrisstemperatur von 15,2 – 25,3 K (Bild 68).

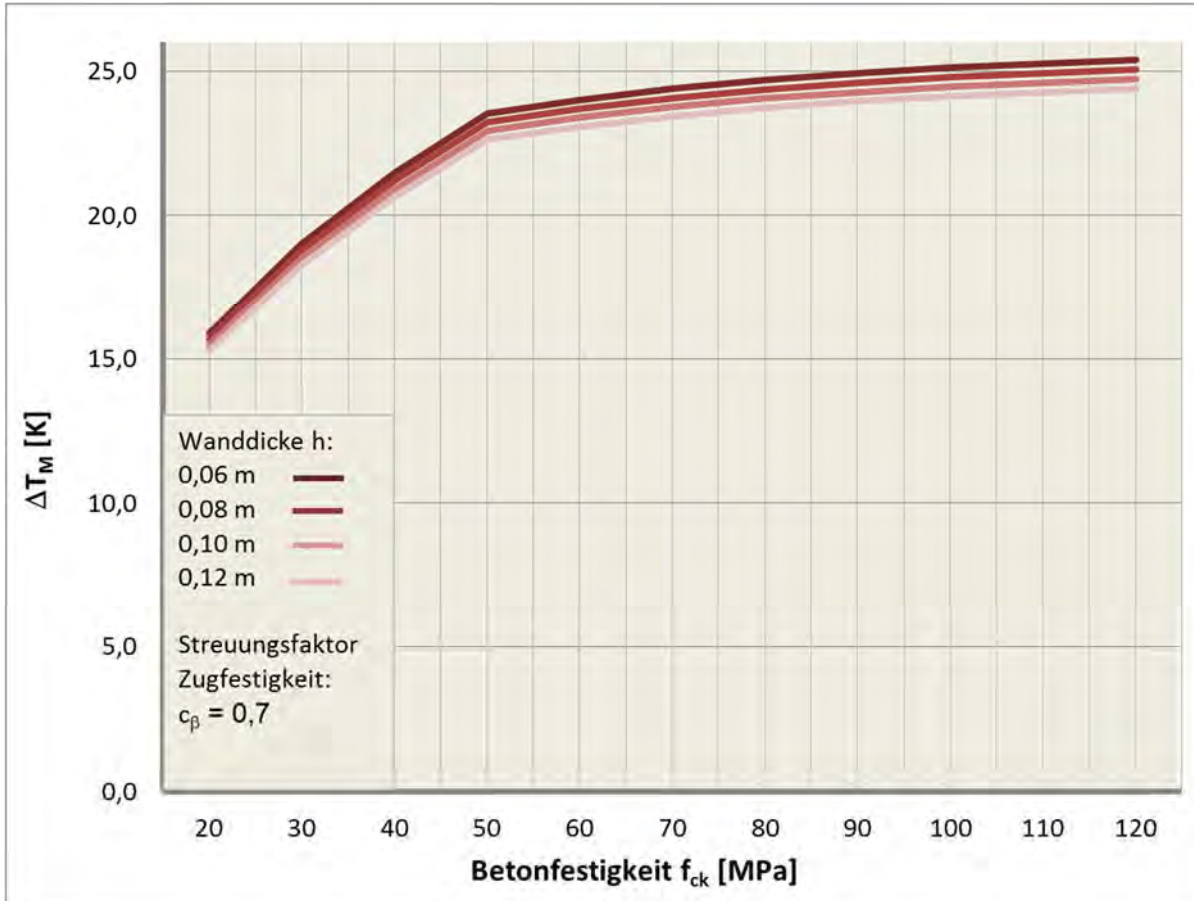


Bild 68: Erstrisstemperatur bei Ansatz eines Streuungsbeiwerts $c_\beta = 0,7$

Diese Werte bestätigen auch das in der Praxis beobachtete Rissverhalten:

- häufig Vertikalrisse bei alten Betonmasten aufgrund der geringeren Betonfestigkeit (C45/55 bis C 60/75) und der höheren Auftretenswahrscheinlichkeit von $\Delta T_{M,max}$ bei langer Standzeit
- selten Vertikalrisse bei neuen Betonmasten aufgrund der hohen Betonfestigkeiten (>C85) und der geringeren Auftretenswahrscheinlichkeit von $\Delta T_{M,max}$ bei kurzer Standzeit

Verbunden mit der aufgrund der geringeren Betonzugfestigkeit kleineren Temperaturdifferenz $\Delta T_{M,for}$ bei der Erstrissbildung ist die Konsequenz, dass die älteren Maste mehr Vertikalrisse aufweisen.

4.2.4 Auswirkungen auf die Rissbreite

Wie in Kapitel 1 erläutert nimmt die Steifigkeit des Ringes bei jedem weiteren Riss ab. Jede Steifigkeitsabnahme führt zu einer schlagartigen Entlastung bezüglich des Zwangs. Bei weiter steigender Belastung ΔT_M vergrößert sich das Zwangsmoment dann bis erneut das Rissmoment erreicht wird und der Querschnitt wieder reißt. Daraus lässt sich leicht ableiten, dass – bei Annahme einer konstanten Zugfestigkeit im gesamten Querschnitt – das immer wiederkehrende Rissmoment M_{cr} die maßgebende Belastung für die Begrenzung der Stahlspannung ist. Hierbei ist die Größe der Einwirkung $\Delta T_{M,max}$ letztlich nicht relevant.

Anmerkung:

Eine konstante Zugfestigkeit über den Umfang des Ringquerschnitts gibt es in der Realität natürlich nicht. Die Auswirkung einer im Querschnitt mehr oder weniger veränderlichen Zugfestigkeit wird daher im folgenden Kapitel 4.3 untersucht.

Der Einfluss der Anzahl der Risse auf die permanente Rissbreite infolge der quasi ständigen Temperaturdifferenz kann nicht direkt angegeben werden, da die von der Ringsteifigkeit abhängige Rissbreite iterativ ermittelt werden muss. Daher soll dieser Aspekt durch eine Studie untersucht werden:

- Einfluss der Rissanzahl bei unterschiedlichen Kreisringquerschnitten
- Auswirkungen unterschiedlicher quasi-ständiger Temperaturunterschiede $\Delta T_{M,p}$

4.2.4.1 Studie

Für die Auswertung werden Querschnitte mit unterschiedlichem Durchmesser für unterschiedliche Betonfestigkeiten und Maximaltemperaturen untersucht. Für jede Maximaltemperaturdifferenz $\Delta T_{M,max}$ wird die quasi-ständige Temperaturdifferenz $\Delta T_{M,p}$ variiert.

BELASTUNG:

maximal $\Delta T_{M,max} = 20 - 50 \text{ K}$, Schrittweite 2 K

quasi ständig $\Delta T_{M,p} = 10 - 20 \text{ K}$, Schrittweite 2 K

QUERSCHNITT:

Betonfestigkeit $f_{cm} = 35 / 85 \text{ Mpa}$

Durchmesser $d = 0,5 / 1,5 \text{ m}$

Wanddicke $h = 0,07 \text{ m}$

Bewehrung $\phi = 3 \text{ mm} / s = 60 \text{ mm}$

4.2.4.2 Variation der Betonfestigkeit

Die Ermittlung der Rissbreiten bei unterschiedlicher Betonfestigkeit und gleichem Querschnitt ($d = 1,0 \text{ m}$) zeigt die grundsätzlichen Zusammenhänge, Bild 69a und 69b:

- Allgemeine Erkenntnisse zum Rissverhalten
Höhere Erstrisstemperatur mit zunehmender Betonfestigkeit.
Weniger Risse mit zunehmender Betonfestigkeit.
- Maximale Temperatureinwirkung $\Delta T_{M,max}$
Größere Rissbreiten bei zunehmender Betonfestigkeit..
.. $w_{max} = 0,10 \text{ mm}$ für $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$
.. $w_{max} = 0,18 \text{ mm}$ für $f_{cm} = 88 \text{ MPa}$

Größere Amplitude der Rissbreitenänderung bei zunehmender Betonfestigkeit..
.. $\Delta w_{max} = 0,02 \text{ mm}$ für $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$
.. $\Delta w_{max} = 0,08 \text{ mm}$ für $f_{cm} = 88 \text{ MPa}$
- Quasi ständige Temperatureinwirkung $\Delta T_{M,p}$
Kleinere Rissbreite für größeren Temperaturunterschied
Stark abfallende Rissbreite mit zunehmender Rissanzahl
Vergleichbarer Rissbreitenbereich unabhängig von Betonfestigkeit
.. $w_p = 0,015 - 0,095 \text{ mm}$ für $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$
.. $w_p = 0,022 - 0,102 \text{ mm}$ für $f_{cm} = 88 \text{ MPa}$

Die geringen Abweichungen bei der maximalen Rissbreite in den Diagrammen sind der Schrittweite von 2 K geschuldet. Aufgrund der über den Querschnitt als konstant vorausgesetzten Zugfestigkeit ist die maximale Rissbreite ebenfalls konstant.

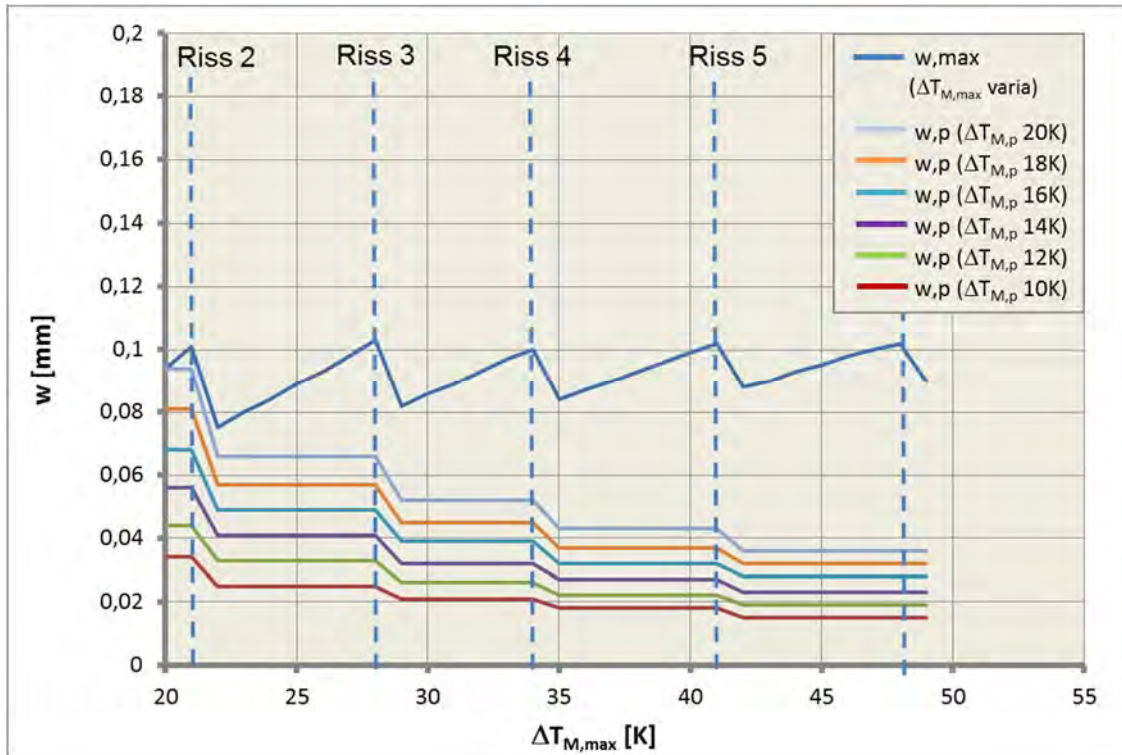


Bild 69a: Rissbreiten infolge $\Delta T_{M,max}$ und $\Delta T_{M,p}$, $f_{cm} = 38$ MPa, $d = 1,0$ m

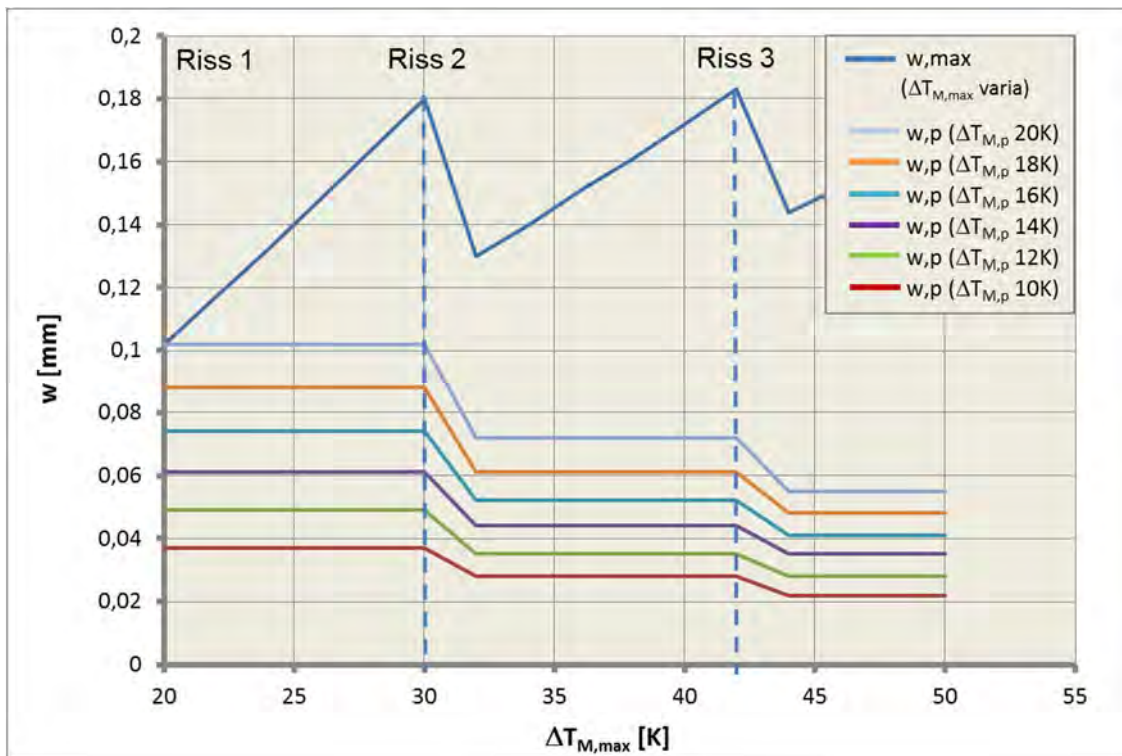


Bild 69b: Rissbreiten infolge $\Delta T_{M,max}$ und $\Delta T_{M,p}$, $f_{cm} = 88$ MPa, $d = 1,0$ m

4.2.4.3 Variation des Schaftdurchmessers

Die Ermittlung der Rissbreiten erfolgt bei unterschiedlichen Durchmessern und gleicher Betonfestigkeit ($f_{cm} = 68 \text{ Mpa}$). Dabei ergeben sich die grundsätzlichen Zusammenhänge, Bild 70a,b:

- Allgemeine Erkenntnisse zum Rissverhalten

Mit zunehmendem Durchmesser steigt die Anzahl der Risse an.

Bei Variation des Durchmessers bleibt die Temperatureinwirkung $\Delta T_{M,for}$, die zum ersten Riss führt, gleich.

- Maximale Temperatureinwirkung $\Delta T_{M,max}$

Geringe Unterschiede der Rissbreiten bei Variation des Durchmessers..

.. $w_{max} = 0,18 \text{ mm}$ für $d = 0,5 \text{ m}$

.. $w_{max} = 0,155 \text{ mm}$ für $d = 1,5 \text{ m}$

Geringere Amplitude der Rissbreiten bei zunehmendem Durchmesser..

.. $\Delta w_{max} = 0,075 \text{ mm}$ für $d = 0,5 \text{ m}$ (0,105 bis 0,18 mm)

.. $\Delta w_{max} = 0,035 \text{ mm}$ für $d = 1,5 \text{ m}$ (0,12 bis 0,155 mm)

- Quasi ständige Temperatureinwirkung $\Delta T_{M,p}$

Kleinere Rissbreite für geringeren Temperaturunterschied

Stark abfallende Rissbreite mit zunehmender Rissanzahl

Konstanter Rissbreitenbereich bei zunehmendem Durchmesser..

.. $w_p = 0,105 - 0,02 \text{ mm}$ für $d = 0,5 \text{ m}$

.. $w_p = 0,12 - 0,02 \text{ mm}$ für $d = 1,5 \text{ m}$

4.2.4.4 Schlussfolgerungen

Die Betrachtung der Ergebnisse bei Variation der Betonfestigkeit und der Durchmesser des Ringquerschnitts ergeben die grundsätzlichen Zusammenhänge:

- Die maximale Rissbreite ist unabhängig von der maximalen Temperatur $\Delta T_{M,max}$
- Der Wert der maximalen Rissbreite steigt mit zunehmender Betonfestigkeit
- Die permanente Rissbreite infolge $\Delta T_{M,p}$ nimmt mit zunehmender Rissanzahl stark ab
- Der Wert der permanenten Rissbreite hängt vor allem von der Rissanzahl ab

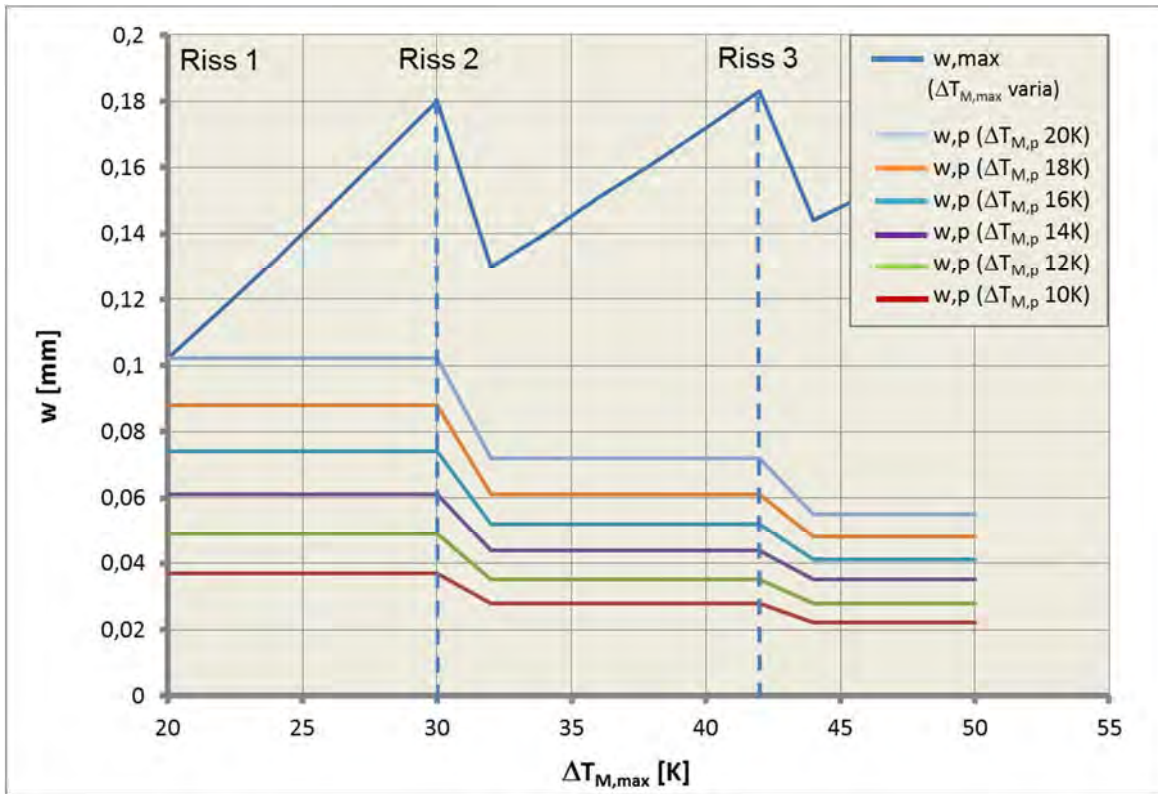


Bild 70a: Rissbreiten infolge $\Delta T_{M,max}$ und $\Delta T_{M,p}$, $d = 0,5$ m, $f_{cm} = 68$ MPa

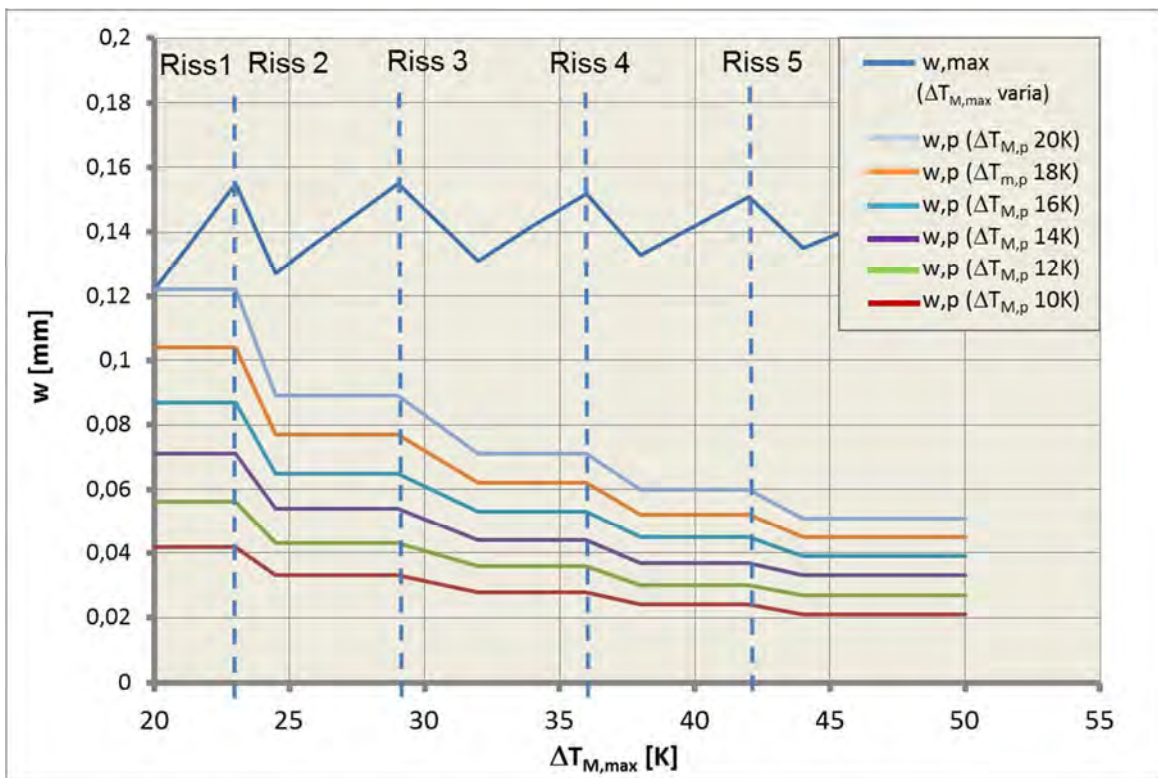


Bild 70b: Rissbreiten infolge $\Delta T_{M,max}$ und $\Delta T_{M,p}$, $d = 1,5$ m, $f_{cm} = 68$ MPa

4.2.5 Fazit

Die Studien zeigen, wie wichtig die genaue Betrachtung des Rissverhaltens für den Entwurf der Maste zum einen und die Analyse der Risse bestehender Maste zum anderen ist. Hierfür ist die Kenntnis der folgenden Werte wichtig:

- Erstrisstemperatur
- Permanente Rissbreite infolge quasi ständiger Temperaturdifferenz $\Delta T_{M,p}$ unter Berücksichtigung der Rissanzahl
- Maximale Rissbreite und Anzahl der Risse infolge extremer Temperaturdifferenz $\Delta T_{M,max}$

ENTWURF

Für eine Begrenzung der permanenten Rissbreite sollte hierbei grundsätzlich von dem ungünstigsten Fall der Bildung eines einzelnen Risses infolge einer moderaten maximalen Temperaturdifferenz ausgegangen werden.

Anders gesagt:

Eine sehr hohe maximale Temperaturdifferenz, die zur Bildung mehrerer Risse führt, wirkt sich **günstig** aus, weil sich bei der Dauerbeanspruchung $\Delta T_{M,p}$ die Krümmung auf viele Risse verteilt.

BESTAND

Anhand eines gerissenen Querschnitts kann die Historie des bestehenden Bauwerks analysiert werden:

- Maximale Einwirkung $\Delta T_{M,max}$ anhand der Rissanzahl
- Permanente Rissbreite durch Messung der vorhandenen Rissbreite bei zugehöriger, vorhandener Einwirkung $\Delta T_{M,p}$ und vorhandener Anzahl an Rissen
- Beurteilung des evtl. Fließens der Bewehrung bei großer Abweichung der gemessenen Rissbreite mit der rechnerisch zu erwartenden Rissbreite

4.3 Relevanz der Zugfestigkeit

4.3.1 Motivation

Der vereinfachte Ansatz einer über den Umfang für jeden Querschnitt konstanten Zugfestigkeit, dem die bisherigen Ausführungen zugrunde liegen, tritt in der Realität natürlich nicht auf. Daher gibt auch die Norm den Beiwert c_β für eine Streuung der Zugfestigkeit an (DIN EN 1992-1-1, Tabelle 3.1 [20]):

$c_\beta = 0,7$	5% Quantil
$c_\beta = 1,0$	50% Quantil
$c_\beta = 1,3$	95% Quantil

Hinsichtlich ihrer Variation vergleichbare Multiplikatoren finden sich auch in der Literatur [44]:

$c_\beta = 0,35$	5% Quantil
$c_\beta = 0,45$	50% Quantil
$c_\beta = 0,55$	95% Quantil

Bei beiden Varianten der Zugfestigkeitsberechnung ergibt sich eine Streuung der Zugfestigkeit mit einer Variation von $\pm 30\%$ bei Berücksichtigung der 5%-Quantile und der 95%-Quantile im Vergleich zum Mittelwert.

Betrachtet man die Streuung nicht – wie in der Norm – über die Grundgesamtheit, sondern als Veränderlichkeit innerhalb eines Bauteils bzw. des Kreisringquerschnitts eines Mastes, so sind wesentlich geringere Variationen zu erwarten. Die Amplitude der Streuung hängt z.B. von folgenden Faktoren ab:

- Ort der Herstellung, z. B...
 - ...Ortbeton mit normalen Witterungseinflüsse (z.B. Geschossbau)
 - ...Ortbeton mit verstärkten Witterungseinflüssen (z.B. Turmbau)
 - ...Fertigteile
- Herstellungsverfahren, z. B...
 - ...Schleuderbeton
 - ...Gerüttelter Beton

Aus der Auflistung ist schnell ersichtlich, dass für die Schleuderbetonfertigteile der Betonmaste sehr viel geringere Streuungen zu erwarten sind als für die bauseits betonierten Schäfte der großen Türme, wo insbesondere in großer Höhe extreme Witterungseinflüsse (Wind, einseitige Sonneneinstrahlung) bei gleichzeitig erschwerten Bedingungen für die Nachbehandlung vorliegen. In den folgenden Abschnitten soll zunächst der Ansatz für die Streuung der Zugfestigkeit ermittelt werden. Darauf aufbauend wird untersucht, wie sich die über den Umfang des Kreisringquerschnitts veränderliche Zugfestigkeit hinsichtlich der Last-Verformungs-Beziehung für typische Mast- und Turmquerschnitte auswirkt:

- M-K-Beziehung für den normalen Temperaturbereich
- M-K-Beziehung für den hohen Temperaturbereich (bis zum Abschluss der Rissbildung)

4.3.2 Streuung

4.3.2.1 Normalverteilung des Streuungsbeiwerts

Die Stochastik betrachtet neben dem Absolutwert der auftretenden Zugfestigkeiten auch deren Auftretenswahrscheinlichkeiten. So treten die mittleren Festigkeiten sehr viel häufiger auf als die oberen und unteren Grenzwerte. Für die Zugfestigkeiten wird hierfür in der Regel die Gaußsche Normalverteilung oder die logarithmische Normalverteilung angesetzt [29].

Unterteilt man einen Ringquerschnitt in 19 Abschnitte und ordnet jedem Abschnitt einen Streuungsbeiwert c_{β} zu, zeigen sich die Gemeinsamkeiten und Unterschiede der stochastischen Betrachtung im Vergleich zu einer linearen Verteilung der Zugfestigkeit. (Bild 71):

- Gleicher Wert für den „schwächsten“ Ringabschnitt: 0,7 (5% Quantil)
- Gleicher Wert für den „stärksten“ Ringabschnitt: 1,3 (95% Quantil)
- Gleicher Wert für den mittleren Querschnitt: 1,0 (50 % Quantil)
- Höhere Werte für die schwächeren Ringabschnitte bei stochastischer Erfassung
- Niedrigere Werte für die stärkeren Ringabschnitte bei stochastischer Erfassung
- Prozentuale Abweichungen von bis zu 10%

Die stochastische Ermittlung der Streuung ergibt damit eine genauere Erfassung der Verhältnisse und soll daher Grundlage der weiteren Ausführungen sein.

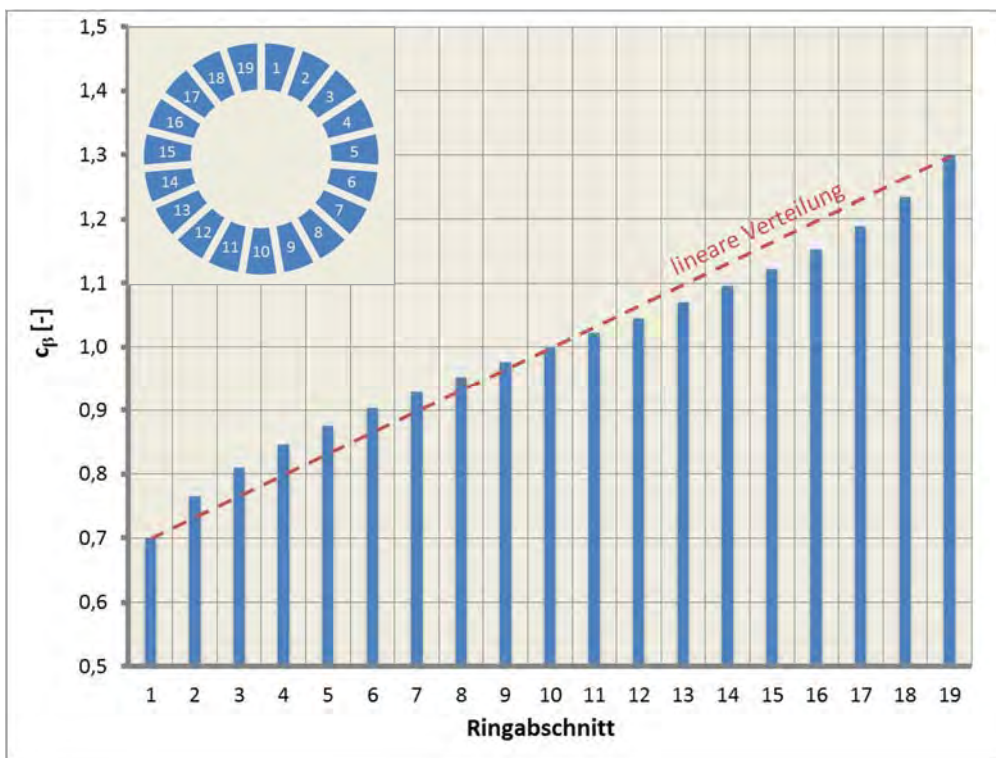


Bild 71: Streuungsbeiwert c_{β} bei linearer Verteilung bzw. stochastischer Verteilung – 19 Ringabschnitte

4.3.2.2 Erfassung der Streuung

Die in der Norm angegebenen Multiplikatoren geben nur den Kleinstwert, Mittelwert und den GrößtWert der Zugfestigkeit an.

Bei Ansatz einer Normalverteilung kann die zugrunde liegende Funktion anhand dieser drei Kenngrößen ermittelt werden: Bei Ansatz der Streuungsbeiwerte gemäß EC2 ergibt sich folgende Verteilung:

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$$

$$f_{ctk,0,5} = 1,0 f_{ctm}$$

$$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$$

Bei einem Mittelwert f_{ctm} ergibt sich die Standardabweichung σ mittels $\Phi(0,3 f_{ctm} / \sigma) = 0,95$

[Φ Normalverteilungsfunktion]

und damit

$$\begin{aligned} \sigma &= 0,3 * f_{ctm} / 1,645 && \text{mit } 0,95 = \Phi(1,645), \text{ Quantil der Standardnormalverteilung} \\ &= 0,1824 * f_{ctm} && \text{Variationskoeffizient } 0,1824 \end{aligned}$$

Diese Verteilung wird in der folgenden Betrachtung für den Schaft des Turmbauwerks aufgrund der genannten besonderen Herstellungsbedingungen angesetzt.

Für die im Vergleich zum Turm wesentlich günstigeren Herstellungsbedingungen und -verfahren der Betonmaste wird eine wesentlich geringere Streuung der Zugfestigkeit berücksichtigt:

$$f_{ctk,0,05} = 0,9 f_{ctm}$$

$$f_{ctk,0,5} = 1,0 f_{ctm}$$

$$f_{ctk,0,95} = 1,1 f_{ctm}$$

Analog zum oben beschriebenen Verfahren ergibt sich die Standardabweichung:

$$\begin{aligned} \sigma &= 0,1 * f_{ctm} / 1,645 \\ &= 0,0608 * f_{ctm} && \text{Variationskoeffizient } 0,0608 \end{aligned}$$

Gemäß EC2 darf bei Fertigteilen aus ständiger Produktion von den üblichen Zugfestigkeiten gemäß DIN EN 1992-1-1, Tab. 3.1 für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit abgewichen werden. Voraussetzung sind die Qualitätskontrolle gemäß der Produktrichtlinien und die statistische Analyse der Zugfestigkeit anhand von Versuchsergebnissen (vgl. DIN EN 1992-1-1, Abs. 10.3.1.1 (1)).

Vorliegende Typenstatiken von verschiedenen aktuellen Mastbaureihen setzen für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit den Mittelwert der Zugfestigkeit gemäß DIN EN 1992-1-1, Tab. 3.1 an ($f_{ctm} = 4,8$ MPa für C80/95).

Bild 72 zeigt die Variation von c_{β} gemäß einer Normalverteilung mit dem Mittelwert 1 und der Standardabweichungen 0,1824 und 0,0608.

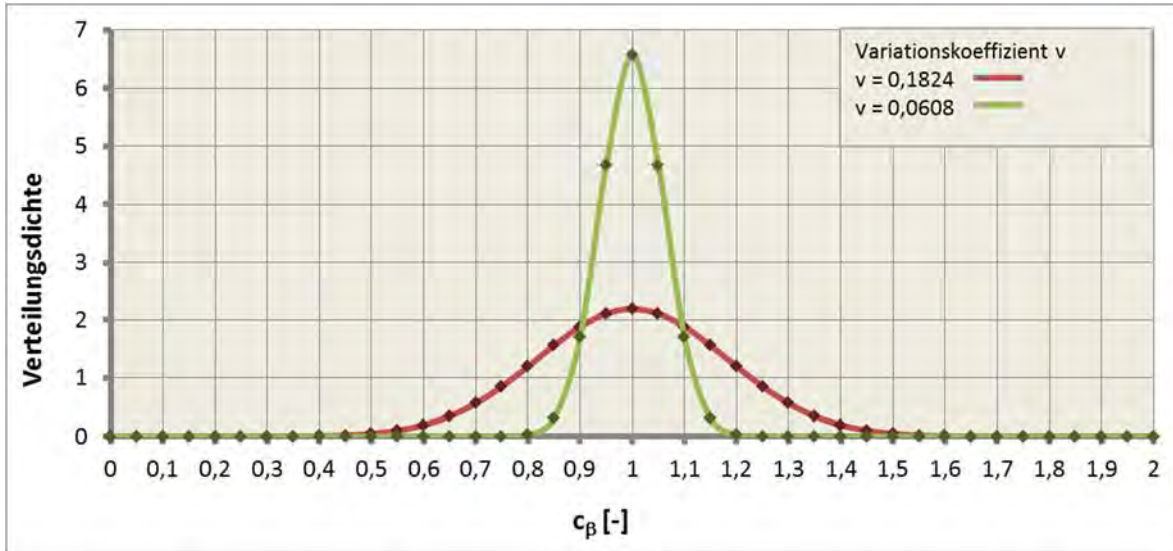


Bild 72: Normalverteilung des Streuungsbeiwerts c_β bei unterschiedlichen Variationskoeffizienten v

Im Bild 73 sind die Zugfestigkeiten für die unterschiedlichen Variationskoeffizienten und typische Betongüten für Mast- und Turmquerschnitte ermittelt worden:

Mastquerschnitt: C80/95 und $v = 0,0806 \Rightarrow f_{ct} = c_\beta(v) * f_{ctm} = c_\beta(v) * 2,9$

Turmquerschnitt: C30/37 und $v = 0,1824 \Rightarrow f_{ct} = c_\beta(v) * f_{ctm} = c_\beta(v) * 4,8$

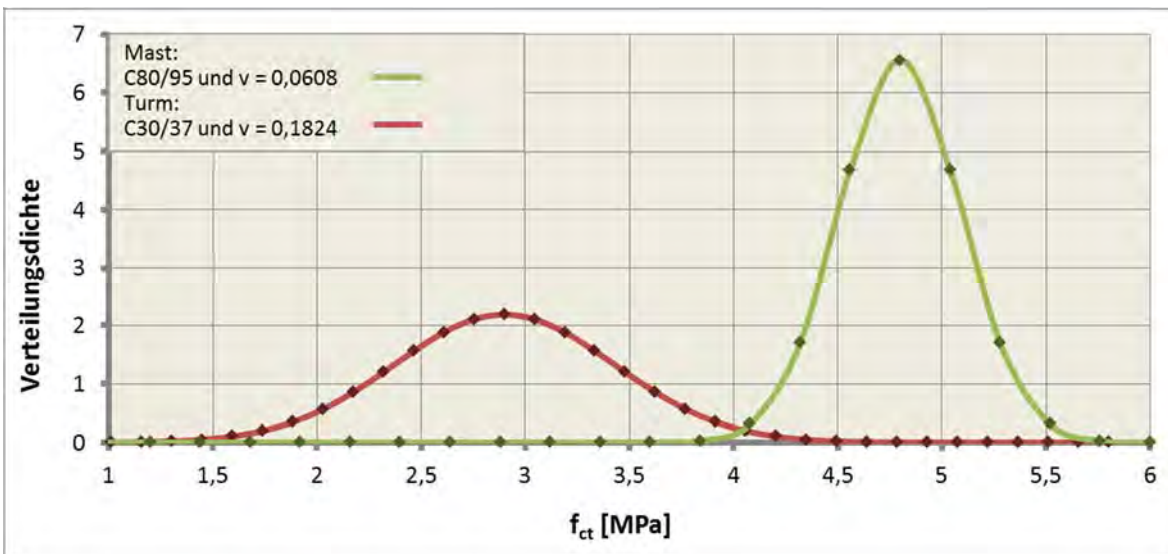


Bild 73: Normalverteilung des Zugfestigkeiten bei unterschiedlichen Betonfestigkeiten und Variationskoeffizienten v

Im Rechenprogramm wird in einem Unterprogramm die Verteilung des Streuungsbeiwertes nach dem folgendem Verfahren ermittelt:

- Eingeben beliebiger Werte des 5% und 95% Quantils des Streuungsbeiwerts c_{β}
- Berechnen des Mittelwerts der Zugfestigkeit (für $c_{\beta} = 1,0$)
- Ermitteln der Risseinleitungslänge $l_{e,mit}$ unter Ansatz der mittleren Zugfestigkeit
- Unterteilen des Ringumfangs U in n -Abschnitte mit $n = U / l_{e,mit}$
- Berechnen des Streuungsbeiwerts für jeden Querschnittsabschnitt unter Ansatz der Normalverteilung

Die Berechnung des Streuungsbeiwerts erfolgt hierbei über die Excel-Funktion *NORMINV* (Wahrscheinlichkeit; Mittelwert; Standardabweichung).

Beispiel 1: Typischer Mastquerschnitt (Bild 74)

Mastdurchmesser:	0,3 m
Mastumfang:	0,94 m
Risseinleitungslänge:	10,4 cm
Gesamtanzahl der Ringabschnitte:	9
Anzahl der Ringabschnitte, die den gesuchten Wert c_{β} unterschreiten:	2 (gewählt)
Mittelwert für c_{β} :	1
Variationskoeffizient:	0,0608
⇒	$C_{\beta} = 0,968$

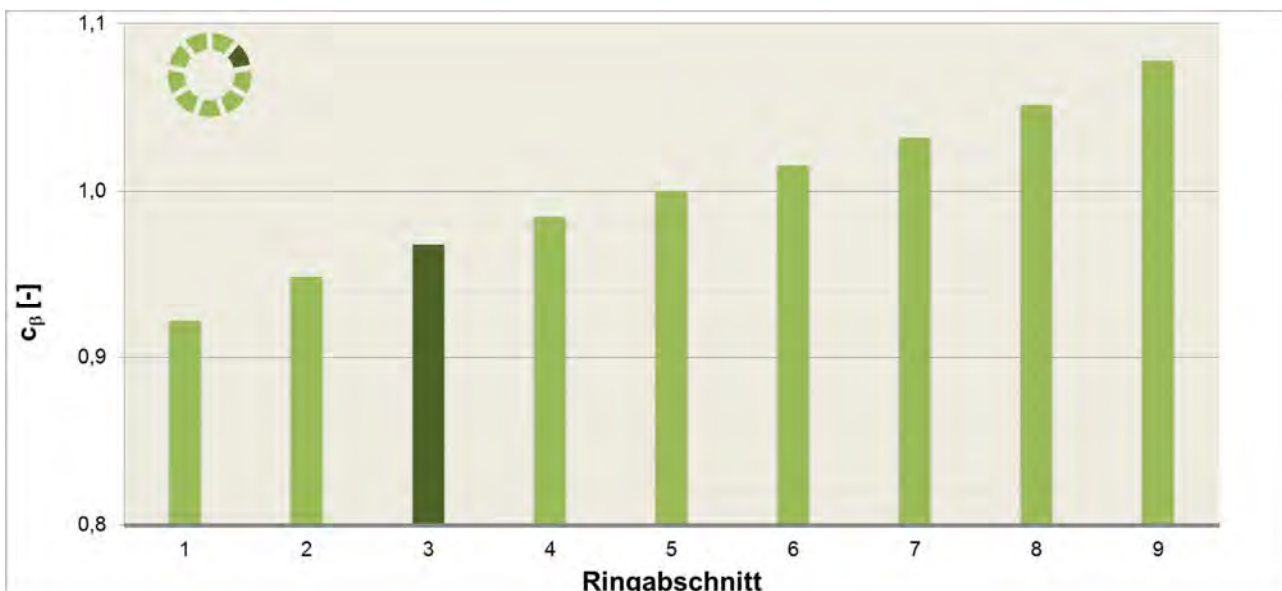


Bild 74: Einteilung des Mastquerschnitts in Abschnitte mit unterschiedlicher Zugfestigkeit und Ermittlung der Zugfestigkeit für beliebigen Abschnitt

Beispiel 2: Typischer Turmquerschnitt (Bild 75)

Turmdurchmesser:	4,0 m
Turmumfang:	12,56 m
Risseinleitungslänge:	24,5 cm
Gesamtanzahl der Ringabschnitte:	51
Anzahl der Ringabschnitte, die den gesuchten Wert c_β unterschreiten:	34 (gewählt)
Mittelwert für c_β :	1
Variationskoeffizient: :	0,1824
⇒ $C_\beta = 1,082$	

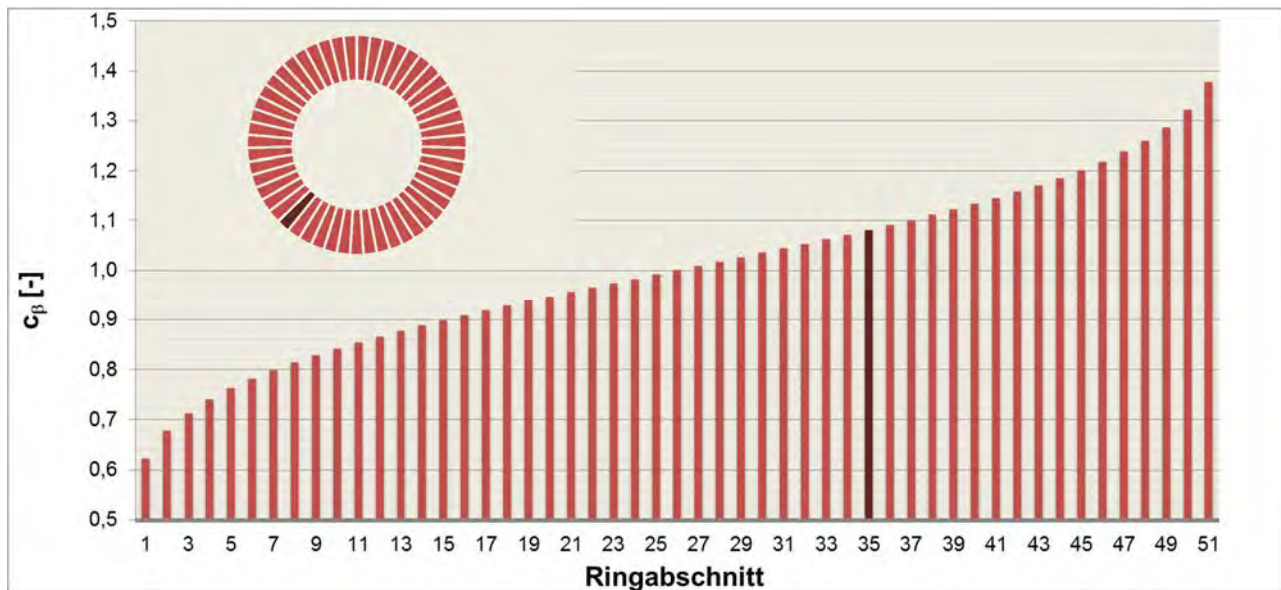


Bild 75: Einteilung des Turmquerschnitts in Abschnitte mit unterschiedlicher Zugfestigkeit und Ermittlung der Zugfestigkeit für beliebigen Abschnitt

Innerhalb des Ringquerschnitts sind die Abschnitte mit unterschiedlicher Zugfestigkeit natürlich zufällig verteilt. So können theoretisch auch die Ringabschnitte mit der größten und der kleinsten Zugfestigkeit unmittelbar nebeneinander liegen. Die nachfolgenden Betrachtungen gehen jedoch von der Annahme aus, dass der gesamte Ring mit der gleichen Einwirkung ΔT_M über die Wanddicke beansprucht wird, somit ist die Lage des betrachteten Ringabschnitts nicht relevant.

Ferner kann die die Berechnung Streuungsbeiwerte für den „schwächsten“ Ringabschnitt ergeben, die unter 0,7 liegen, wenn der Ring sehr viele Abschnitte hat (vgl. Beispiel in Bild 74 mit $c_\beta = 0,62$ für Ringabschnitt 1) . Bei nur sehr wenigen Abschnitten ist der kleinste Streuungsbeiwert größer als 0,7. Im Programm wird daher der untere Grenzwert durch eine Zusatzabfrage auf den Norm-verankerten Wert der 5% Quantile von 0,7 festgelegt.

4.3.3 Einfluss der Zugfestigkeit auf die Momenten-Krümmungs-Beziehung

Die Streuung der Zugfestigkeit beeinflusst die Momenten-Krümmungs-Beziehung. Basis der Untersuchungen ist die Annahme, dass der gesamte Querschnitt mit der gleichen linearen Temperaturdifferenz ΔT_M über die Wanddicke beansprucht ist. Davon ausgehend, dass zunächst die Querschnittsabschnitte mit der geringsten Zugfestigkeit reißen und am Ende die Abschnitte mit der größten Zugfestigkeit, steigt die Zugfestigkeit mit zunehmender Beanspruchung ΔT_M und es sind die folgenden Reaktionen zu erwarten:

- Die Erstrisstemperatur $\Delta T_{M,cr}$ basiert auf dem Abschnitt mit der geringsten Zugfestigkeit
- Bei ansteigender Einwirkung ΔT_M nimmt das Rissmoment M_{cr} für die einzelnen Querschnittsabschnitte zu
- Der Temperaturabstand $\Delta \Delta T_M$ zwischen zwei Rissen steigt an

Im Folgenden sollen diese Gesetzmäßigkeiten anhand einer Studie für verschiedene typische Mast- und Turmquerschnitte verifiziert werden. Hierbei wird zum einen der normale Temperaturunterschied $\Delta T_M = 0$ bis 50 K untersucht. Anschließend werden auch sehr hohe, für Maste und Türme unrealistische Temperaturdifferenzen betrachtet, die zu einer abgeschlossenen Rissbildung führen.

Die hier zugrunde gelegte Beanspruchung, bei der am gesamten Umfang des Kreisringquerschnitts der gleiche Temperaturunterschied über die Wanddicke herrscht, ist eine idealisierte Betrachtung. Tatsächlich werden die maximalen Temperaturunterschiede immer nur auf einen Ausschnitt des Ringquerschnitts einwirken.

4.3.3.1 Normale Temperaturdifferenzen

Für die bei Masten und Türmen auftretenden maximalen Temperaturunterschiede von 0-50K über die Wanddicke wird der Einfluss der steigenden Zugfestigkeit im Rissbildungsbereich für drei verschiedene Querschnitte untersucht:

MAST (Bild 76a,b)		TURM (Bild 76c)	
Beton C80/95	($f_{cm} = 88$ MPa)	Beton C30/37	$f_{cm} = 38$ MPa
Durchmesser	$d = 0,3 / 1,3$ m	Durchmesser	$d = 4,0$ m
Wanddicke	$h = 9$ cm	Wanddicke	$h = 25$ cm
Stabdurchmesser	$\phi = 5$ mm	Stabdurchmesser	$\phi = 12$ mm
Bez. Rippenfläche	$f_R = 0,039$	Bez. Rippenfläche	$f_R = 0,056$
Stababstand	$s = 60$ mm	Stababstand	$s = 200$ mm
Betondeckung	$c = 20$ mm	Betondeckung	$c = 40$ mm
5% Quantil Zugfest..	$c_{\beta,0,05} = 0,9$	5% Quantil Zugfest..	$c_{\beta,0,05} = 0,7$

Zum Vergleich werden die Momenten-Krümmungs-Beziehungen für Querschnitte mit konstanter Zugfestigkeit im Rissbildungsbereich angegeben. Hierbei wird jeweils das 50% Quantil ($c_\beta = 1,0$ für den Turm und den Mast) angesetzt. In den Diagrammen sind die aus der Normalverteilung der Zugfestigkeit resultierenden Werte für c_β angegeben.

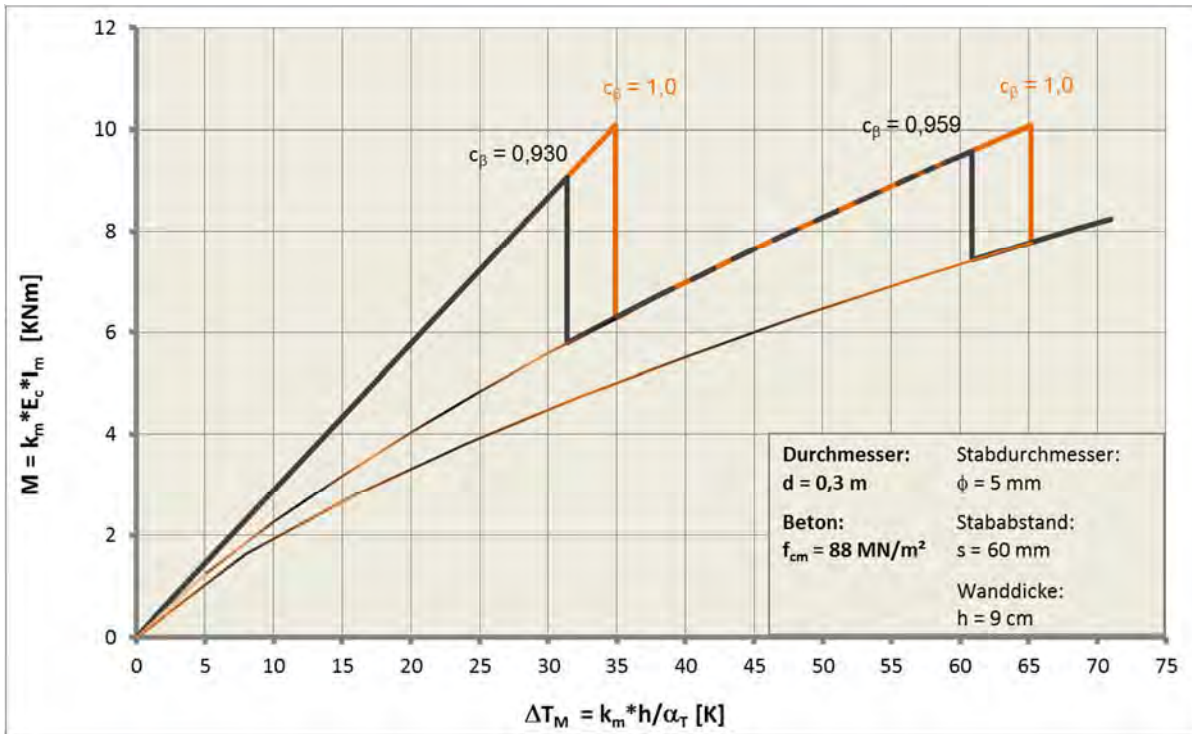


Bild 76a: M-K-Diagramm bei konstanter und veränderlicher Zugfestigkeit für $f_{cm} = 88 \text{ MPa}$ und $d = 0,3 \text{ m}$

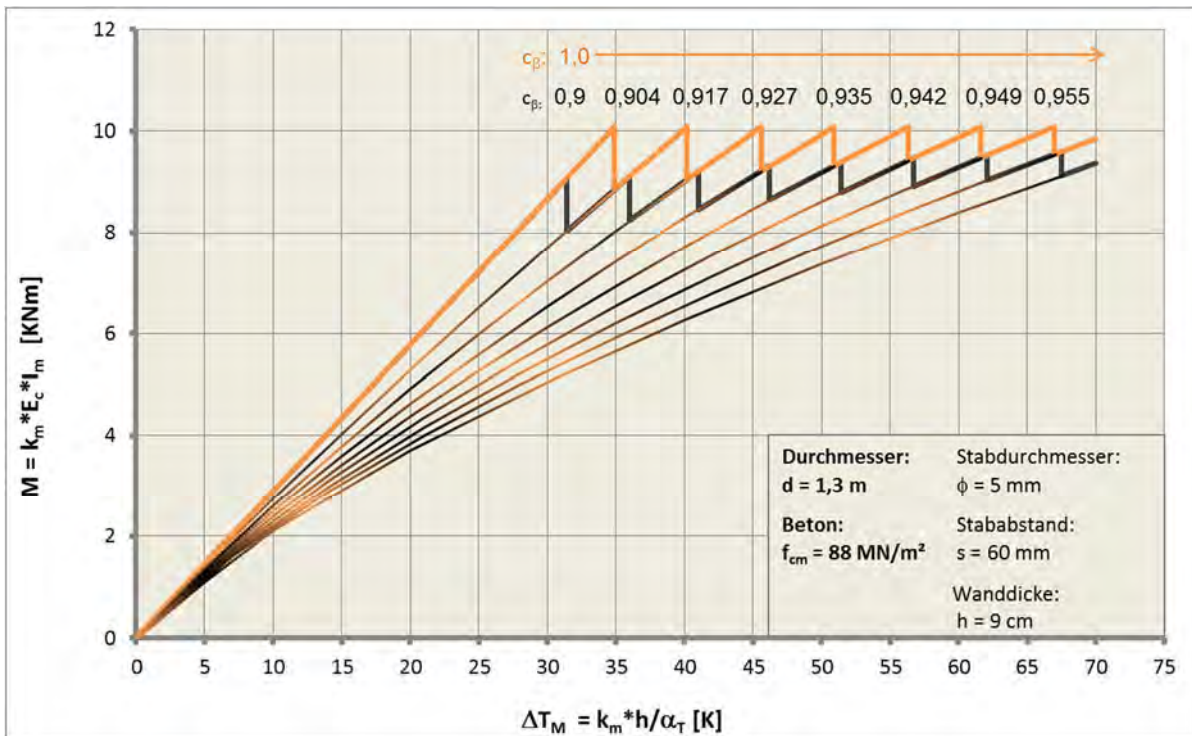


Bild 76b: M-K-Diagramm bei konstanter und veränderlicher Zugfestigkeit für $f_{cm} = 88 \text{ MPa}$ und $d = 1,3 \text{ m}$

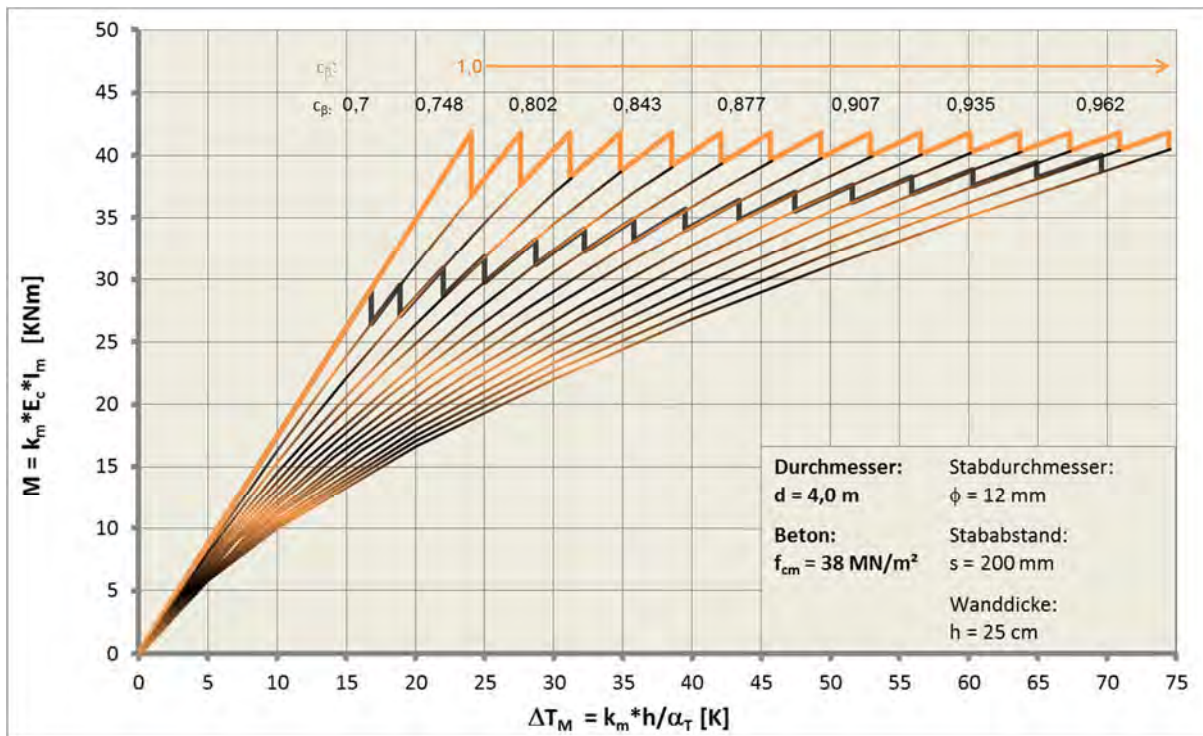


Bild 76c: M-K-Diagramm bei konstanter und veränderlicher Zugfestigkeit für $f_{cm} = 38$ MPa und $d = 4,0$ m

Die Diagramme 76a, 76b und 76c bestätigen die in den Vorbemerkungen zu diesem Kapitel vermuteten Reaktionen und quantifizieren diese:

- Das Rissmoment M_{cr} steigt mit zunehmender Anzahl an Rissen:

Aufgrund der bei der Entstehung mehrerer Risse ansteigenden Zugfestigkeit vergrößert sich auch das Rissmoment. Für die im Normaltemperaturbereich maximale Temperaturdifferenz von ca. 50 K beträgt der Anstieg ΔM [Mpa] = $M_{cr}(c_{\beta 1,0}) - M_{cr}(c_{\beta \text{ varia}})$

Mast (Bild 75a): $\Delta M = 10,1 - 9,1 = 1,0 \text{ MPa (+ 11,0\%)}$

Turm (Bild 75c): $\Delta M = 41,8 - 29,2 = 12,6 \text{ MPa (+ 43,1\%)}$

Die bei Masten kleineren Zunahmen resultieren aus der herstellungsbedingt geringeren Streuung und der im Verhältnis generell geringeren Zugfestigkeit für hochfeste Betone, die mit einer veränderten Berechnungsformel ab C50/57 berücksichtigt wird.

- Die Erstrisstemperatur ist bei normalverteilter Zugfestigkeit geringer:

Hier macht sich bemerkbar, dass bei normalverteilter Zugfestigkeit eine ausgemachte Schwachstelle mit sehr geringer Zugfestigkeit (5% Quantil) für die Temperaturdifferenz beim ersten Riss maßgeblich ist. Der Unterschied ist beim Turm mit $\Delta T_{M,for} = 16,8 \text{ K}$ für die normalverteilte Zugfestigkeit und $\Delta T_{M,for} = 24,0 \text{ K}$ für die konstante, mittlere Zugfestigkeit besonders groß. Beim Mast ist der Unterschied der Erstrisstemperatur mit 3,5 K für die Berechnungsvarianten wesentlich geringer. Ursache ist die für den Mast angesetzte geringe Streuungsamplitude, die in dem erhöhten Beiwert $c_{\beta} = 0,9$ berücksichtigt ist.

- Der Temperaturabstand $\Delta \Delta T_M$ zwischen zwei Rissen nimmt zu:

Durch die größer werdende Zugfestigkeit steigt auch der Widerstand des Betons, sodass der bei konstanter Zugfestigkeit gleichbleibende Abstand der Temperaturdifferenz zwischen zwei Rissen bei normalverteilter Zugfestigkeit immer größer wird.

- Gleicher Verlauf der Wiederbelastungskurven:

Wie in Kapitel 4.1 erläutert hängt der Verlauf der Wiederbelastungskurven von der Variation der Risseinleitungslänge ab. Diese hängt jedoch mit der Verbundspannung zusammen und ist damit unabhängig von der Zugfestigkeit. Daher entspricht die Wiederbelastung bei der normalverteilten Zugfestigkeit dem verlängerten Verlauf der Wiederbelastungskurven bei konstanter Zugfestigkeit. Auch der Verbund ist eine Funktion der Druckfestigkeit und unterliegt einer Streuung, diese wird hier allerdings vernachlässigt, der Verbund also über den Ringquerschnitt als konstant angesetzt. Modelle mit Streuung des Verbunds sind eine denkbare Erweiterung dieser Ausführungen. Hierbei müsste auch erfasst werden, ob die Streuung des Verbunds mit der der Zugfestigkeit einhergeht, also geringe Zugfestigkeiten schlechten Verbund bedeuten und umgekehrt.

4.3.3.2 Hohe Temperaturdifferenzen

Nach der Betrachtung der bei Masten / Türmen zu erwartenden maximalen bzw. quasi ständigen Temperaturdifferenzen soll nun der theoretische Fall der bis zum Abschluss der Rissbildung steigenden Temperaturdifferenzen analysiert werden.

Hierbei wird wiederum der Ringquerschnitt in n -Abschnitte unterteilt, wobei sich n aus der Berechnung der möglichen Rissanzahl (Riss an Riss) ergibt. Zugrunde gelegt wird hierbei die mittlere Risseinleitungslänge, die sich für das 50%-Quantil der Zugfestigkeit (entspricht $c_\beta = 1,0$) ergibt.

Analog zu der Untersuchung für normale Temperaturdifferenzen (vgl. 4.3.3.1) werden auch für die theoretische Untersuchung der bis zum Abschluss der Rissbildung steigenden Temperaturdifferenz typische Mast- und Turmquerschnitte analysiert:

MAST (Bild 77a,b)		TURM (Bild 77c)	
Beton C80/95	$f_{cm} = 88 \text{ MPa}$	Beton C30/37	$f_{cm} = 38 \text{ MPa}$
Durchmesser	$d = 0,3 / 1,3 \text{ m}$	Durchmesser	$d = 4,0 \text{ m}$
Wanddicke	$h = 9 \text{ cm}$	Wanddicke	$h = 25 \text{ cm}$
Stabdurchmesser	$\phi = 5 \text{ mm}$	Stabdurchmesser	$\phi = 12 \text{ mm}$
Bez. Rippenfläche	$f_R = 0,039$	Bez. Rippenfläche	$f_R = 0,056$
Stababstand	$s = 60 \text{ mm}$	Stababstand	$s = 200 \text{ mm}$
Betondeckung	$c = 20 \text{ mm}$	Betondeckung	$c = 40 \text{ mm}$
Streuung Zugfestigk.	$c_\beta = 0,9 \text{ bis } 1,1$	Streuung Zugfestigk.	$c_\beta = 0,7 \text{ bis } 1,3$

Zum Vergleich werden die Momenten-Krümmungs-Beziehungen für Querschnitte mit konstanter Zugfestigkeit im Rissbildungsbereich angegeben. Hierbei wird das 5% Quantil (Mast $c_\beta = 0,9$ bzw. Turm $c_\beta = 0,7$ - orange) und das 50 % Quantil ($c_\beta = 1,0$ - grün) angesetzt.

Im Diagramm zudem angegeben sind die aus der Normalverteilung der Zugfestigkeit resultierenden Werte für c_β bzw. die konstanten Werte für c_β bei Ansatz des 5%- bzw. 50% Quantils.

Die weiteren Linien (blau) zeigen den Verlauf der Momenten-Krümmungs-Linie für den Zustand I und den Zustand II für den gesamten Temperaturbereich. Der Zustand I setzt hierbei die unendliche Zugfestigkeit voraus, es bilden sich also keine Risse. Beim Zustand II wird schon bei der geringsten Temperaturdifferenz ΔT_M ein vollständig gerissener Querschnitt zugrunde gelegt, was dem Ansatz einer fehlenden Betonzugfestigkeit entspricht. Der Abstand der Geraden der unterschiedlichen Ansätze für c_β und der Ursprungsgeraden des Zustands II ist die Mitwirkung des Betons (MW). Das Verhältnis der Mitwirkung MW zum Abstand der Ursprungsgeraden für den Zustand I und II wird als Mitwirkungsmaß (MWM) bezeichnet.

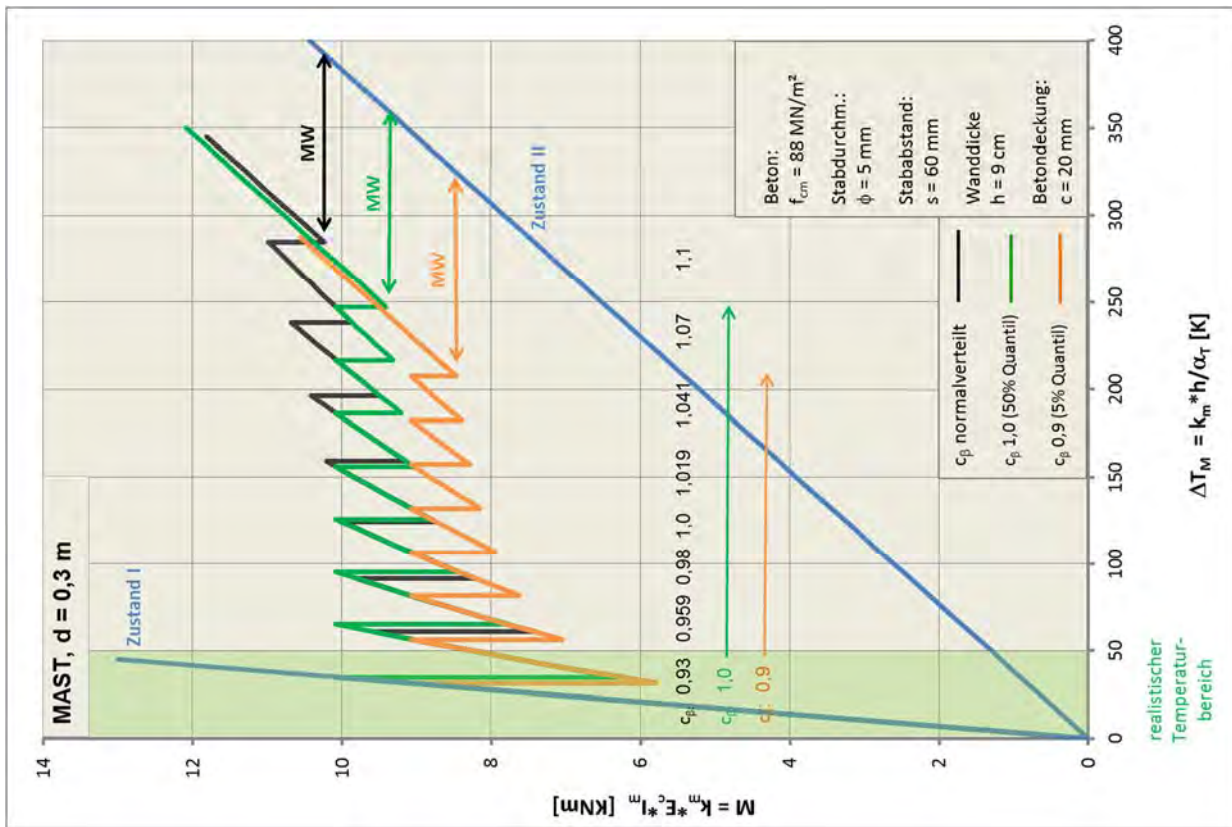


Bild 77a: M-K-Diagramm Mast bei konstanter und veränderlicher Zugfestigkeit – $f_{cm} = 88 \text{ MPa}$, $d = 0,3 \text{ m}$

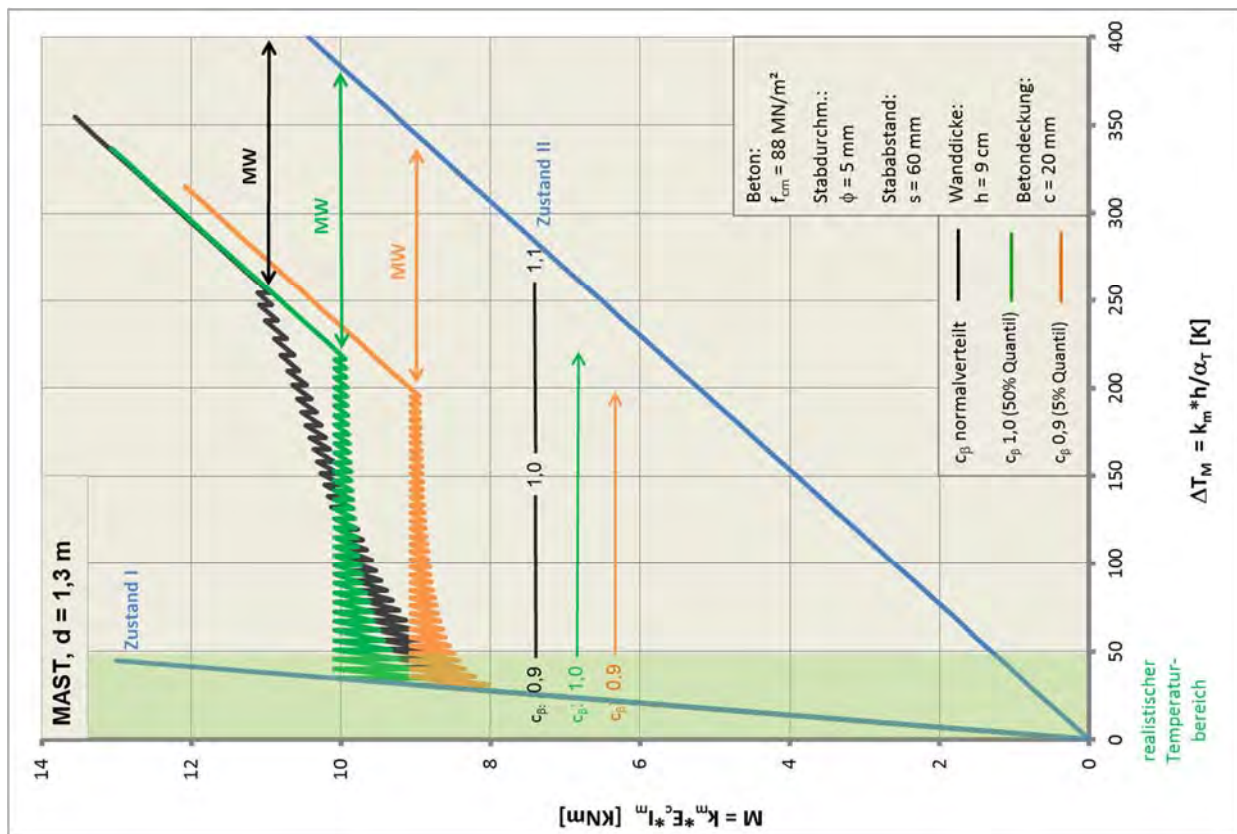


Bild 77b: M-K-Diagramm Mast bei konstanter und veränderlicher Zugfestigkeit – $f_{cm} = 88 \text{ MPa}$, $d = 1,3 \text{ m}$

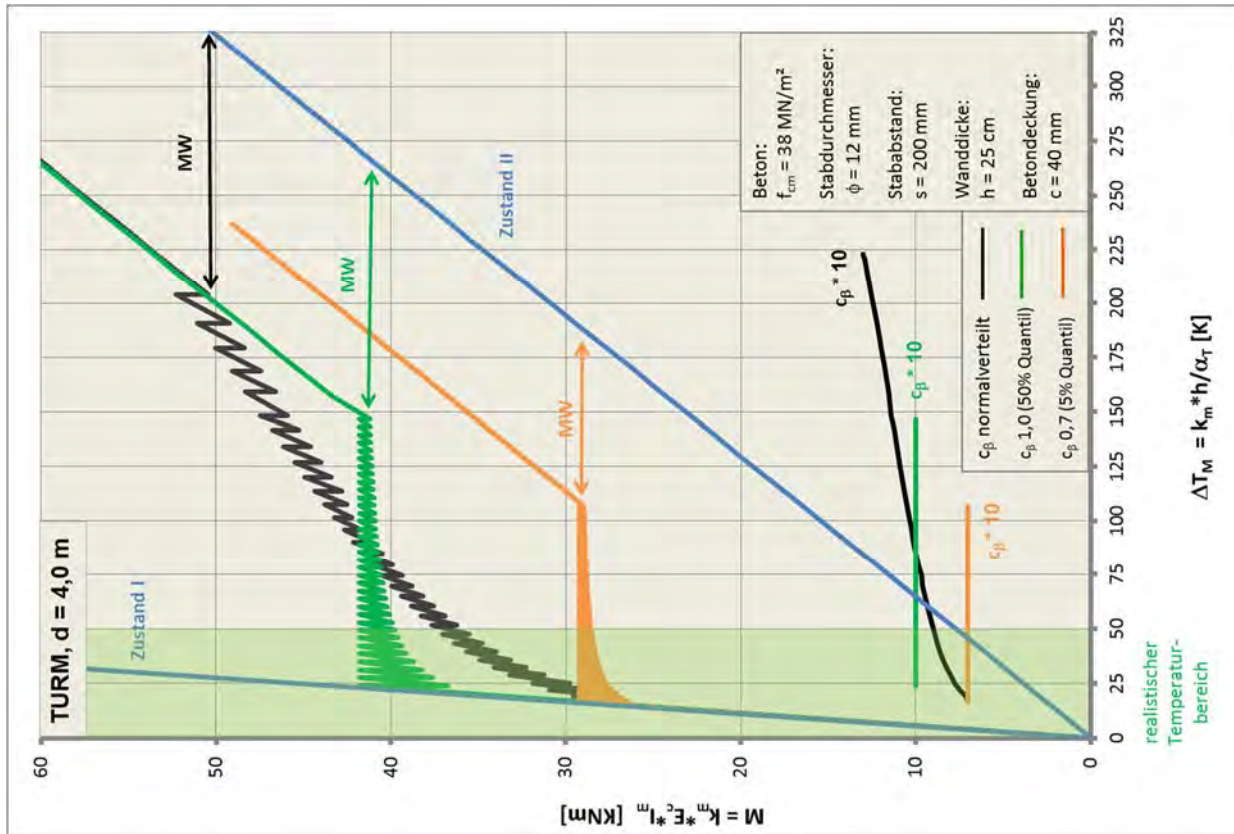


Bild 77c: M-K-Diagramm Turm bei konstanter und veränderlicher Zugfestigkeit – $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$, $d = 4,0 \text{ m}$

Der Vergleich der Diagramme (Bild 77a,b,c) zeigt die grundsätzlichen Einflüsse der streuenden Zugfestigkeit sowie das unterschiedliche Rissverhalten der Maste und Türme:

BEGINN UND ABSCHLUSS DER RISSBILDUNG

- Temperaturdifferenz bei Abschluss der Rissbildung mit minimal ca. 110 K (Turm für $c_\beta = 0,7$) und maximal ca. 290 K (Mast, $d = 0,3 \text{ m}$, $c_\beta = \text{normalverteilt}$) weit über den bei Betonmasten und -türmen zu erwartenden Werten:

Hiermit wird verifiziert, dass die Zwangsrisse bei Betonmasten und -türmen im Anfangsbereich der Rissbildung einzuordnen sind.

- Temperaturdifferenz beim Beginn der Rissbildung ist gleich für den normalverteilten Ansatz und für $c_\beta = 0,7$ bzw. $0,9$ und größer für $c_\beta = 1,0$:

Da die Erstrisstemperatur vor allem von der Zugfestigkeit abhängt, ergibt sich für $c_\beta = 1,0$ der größte Wert. Bei der normalverteilten Zugfestigkeit ist der Anfangswert auf $c_\beta = 0,7 / 0,9$ festgelegt, sodass dieser Wert der konstanten Zugfestigkeit für $c_\beta = 0,7 / 0,9$ entspricht.

- Temperaturdifferenz beim Abschluss der Rissbildung beim normalverteilten Ansatz am größten und für $c_{\beta} = 0,9$ (Mast) bzw. $0,7$ (Turm) am kleinsten:

Der kleinste Wert der maximalen Temperaturdifferenz für das 5% Quantil für c_{β} ist aufgrund der geringsten Zugfestigkeit direkt ersichtlich. Den größeren Wert beim normalverteilten Ansatz der Zugfestigkeit bedingt der Umstand, dass der Abstand der Temperaturdifferenz zwischen zwei Rissen immer größer wird, während er für die konstanten Zugfestigkeiten gleich bleibt.

VERHALTEN BEI DER RISSBILDUNG

- Entlastung (Abbau des Zwangsmoments bei einer Rissbildung) bei konstanten c_{β} ($0,7 / 0,9$ bzw. $1,0$) mit zunehmender Rissanzahl immer kleiner und bei normalverteilter Zugfestigkeit nahezu konstant.

Bei konstanten c_{β} wird die Entlastung mit zunehmender Anzahl der Risse immer kleiner, da bei konstanter Zugfestigkeit die Ausgangsteifigkeit für jeden neuen Riss geringer wird. Bei normalverteilter Zugfestigkeit überlagern sich mit zunehmender Anzahl der Risse die Einflüsse der größer werdenden Zugfestigkeit (bewirkt ein Ansteigen der Entlastung bei der Rissbildung) und der geringeren Ausgangsteifigkeit (bewirkt ein Abnehmen der Entlastung bei der Rissbildung).

- Differenz der Temperaturdifferenz ($\Delta\Delta T_M$) zwischen 2 Rissen bei konstanter Zugfestigkeit ($c_{\beta} = 0,7 / 0,9$ bzw. $1,0$) konstant und bei normalverteilter Zugfestigkeit kontinuierlich zunehmend:

Hier macht sich bei dem normalverteilten Ansatz bemerkbar, dass der durch die zunehmende Anzahl der Risse immer weicher werdende Querschnitt an Stellen mit immer größer werdender Zugfestigkeit reißt. Hierdurch wird das $\Delta\Delta T_M$ kontinuierlich größer. Dieser Umstand bewirkt damit auch den bei normalverteilter Zugfestigkeit insgesamt größeren Bereich der Temperaturdifferenzen (vgl. Temperaturdifferenz global).

ZUSTAND II

- Verlauf der Geraden im Zustand II für alle Varianten parallel zum Verlauf der Ursprungsgeraden des Zustands II:

Die Steigung der Geraden entspricht der Querschnittsteifigkeit. Da nach Abschluss der Rissbildung die Querschnittsteifigkeit dem Zustand II entspricht, verlaufen die Geraden unabhängig von dem gewählten Ansatz zur Zugfestigkeit parallel zur Ursprungsgeraden des Zustands II, also dem Verlauf der Momenten-Krümmungsbeziehung, wenn die Zugfestigkeit des Betons nicht berücksichtigt wird. Der Versatz der Graphen im Zustand II zur Ursprungsgeraden des Zustands II ist die Mitwirkung (MW).

- Verlauf der Geraden im Zustand II für die normalverteilte Zugfestigkeit und konstante mittlere Zugfestigkeit ($c_{\beta} = 1,0$) identisch:

Zwar beginnt der Zustand II für $c_{\beta} = 1,0$ bei einer geringeren Temperaturdifferenz, allerdings überlagern sich die Geraden für die M-K-Beziehung im Zustand II, wenn die Rissbildung auch bei normalverteiltem Ansatz abgeschlossen ist. Grund ist der im Mittel gleiche Wert der Zugfestigkeit, der eine insgesamt identische Mitwirkung des Betons bewirkt.

- Gerade im Zustand II ist für die geringere Zugfestigkeit ($c_{\beta} = 0,7 / 0,9$) unterhalb der Geraden für die normalverteilte Zugfestigkeit und die konstante mittlere Zugfestigkeit ($c_{\beta} = 1,0$):

Die geringere Zugfestigkeit bedingt ein geringeres Mitwirkungsmaß MWM, wodurch die Gerade im Zustand II unterhalb der Geraden für die höheren Zugfestigkeiten verläuft.

MAST vs. TURM

- Steilerer Verlauf des Graphen für die normalverteilte Zugfestigkeit beim Turm gegenüber dem Mast:

Dieser Umstand folgt direkt aus dem Ansatz der größeren Streuung der Zugfestigkeiten bei den Ortbetontürmen ($0,7 \leq c_{\beta, \text{Turm}} \leq 1,3$ und $0,9 \leq c_{\beta, \text{Mast}} \leq 1,1$)

- Wesentlich größere Zwangsmomente beim Turmquerschnitt im Vergleich zu den Mastquerschnitten (Faktor 4):

Der Absolutwert des Zwangsmoments hängt im Wesentlichen von der Zugfestigkeit und der Wanddicke ab. Zwar ist die Zugfestigkeit beim Turm kleiner ($f_{ct, \text{Mast}} = 6,58$ MPa und $f_{ct, \text{Turm}} = 3,91$ MPa – jeweils für $c_{\beta} = 1,0$), allerdings geht die erheblich größere Wanddicke h im Quadrat in die Berechnung des Zwangsmoments M ein ($h_{\text{Turm}} = 25$ cm, $h_{\text{Mast}} = 9$ cm).

- Ungefähr gleiche Rissanzahl bei dem größeren Mastquerschnitt ($d = 1,3$ m) im Vergleich zum Turmquerschnitt ($d = 4,0$ m):

Ursache für die vergleichbare Rissanzahl trotz des um den Faktor 3 größeren Durchmessers des Turms ist die größere Risseinleitungslänge. Diese ergibt sich zum einen aus dem größeren Durchmesser der Bewehrung und zum anderen aus der geringeren Verbundspannung des konventionellen Betons beim Turm.

4.3.4 Fazit

Die Momenten-Krümmungs-Beziehungen für konstante bzw. veränderliche Zugfestigkeiten zeigen signifikante Unterschiede. Daher ist die normalverteilte Streuung der Zugfestigkeit ein sinnvoller Ansatz für die wirklichkeitsnahe Erfassung des zwang-beanspruchten Ringquerschnitts. Gleichwohl ist zu beachten, dass in der Realität in der Regel nur ein Teil des Ringquerschnitts mit einer Temperatur- oder Feuchtigkeitsdifferenz beansprucht ist. Damit kann auch nicht davon ausgegangen werden, dass der Bereich mit der kleinsten Zugfestigkeit hinsichtlich der Bemessung maßgebend ist. Der Ansatz einer kleinen Zugfestigkeit bedingt kleinere Rissmomente M_{cr} und damit geringere Stahlspannungen bzw. Rissbreiten als der Ansatz einer mittleren Zugfestigkeit.

Für die Bemessung der Ringbewehrung sollte daher auf der sicheren Seite liegend das folgende Verfahren angewendet werden:

Temperaturdifferenz beim ersten Riss $\Delta T_{M,cr}$: Ansatz des 5%-Quantils

Bemessungsmoment M_{cr} : Ansatz des 50%-Quantils

Für die Bewertung von Vertikalrissen, die z. B. bei einer Begutachtung festgestellt wurden, ist die Anzahl der Risse über den Umfang relevant. Je größer die Anzahl der Risse ist, desto höher ist die Wahrscheinlichkeit, dass auch Bereiche mit größerer Zugfestigkeit gerissen sind. Hier kann dann eine stochastische Erfassung der Verteilung der Zugfestigkeit sinnvoll sein, wenn die sich aus dem Rissbild ergebende max. Stahlspannung der Bewehrung ermittelt werden soll.

4.4 Relevanz der Krümmungspressung

4.4.1 Motivation

Im Kap. 3.3 dieser Arbeit wurde ein Ansatz hergeleitet, mit dem die Krümmungspressung durch einen Korrekturfaktor im Stoffgesetz zur Ermittlung der Verbundspannung berücksichtigt werden kann. Im Folgenden soll nun die Auswirkung des derart modifizierten Verbundgesetzes auf die Bemessungskriterien (Stahlspannung und Rissbreite) untersucht werden. Im Rahmen einer Parameterstudie werden hierbei alle Randbedingungen hinsichtlich Geometrie und Material variiert.

4.4.2 Momenten-Krümmungs-Beziehung

4.4.2.1 Variation

Grundlage für die Berechnung der Stahlspannungen und der Rissbreite ist die Momenten-Krümmungs-Beziehung, also die Entwicklung des Zwangsmoments bei steigender Temperaturdifferenz unter Berücksichtigung der Entlastung bei der Entstehung eines Risses. Dieses Verhalten soll für zwei verschiedene Querschnitte untersucht werden:

- a) $f_{cm} = 30 \text{ MPa}$, $d = 0,3 \text{ cm}$
- b) $f_{cm} = 60 \text{ MPa}$, $d = 1,5 \text{ m}$

Die übrigen Materialwerte und geometrischen Randbedingungen sind wie folgt:

Material: Stahl-E-Modul $E_S = 200000 \text{ MN/m}^2$

Querschnitt: Betondeckung $c = 25 \text{ mm}$

Wanddicke $h = 10 \text{ cm}$

Stabdurchmesser $\phi = 5 \text{ mm}$

Stababstand $s = 120 \text{ mm}$

4.4.2.2 M-K-Beziehung

Die in den Bildern 78a und 78b dargestellten Momenten-Krümmungs-Beziehungen zeigen die grundlegenden Gesetzmäßigkeiten:

- Maximales Moment (Rissmoment) unabhängig von der Berücksichtigung der Krümmungspressung

Das Rissmoment hängt ausschließlich vom Wandquerschnitt ab (Wanddicke, Bewehrungsgrad und Betonzugfestigkeit). Die Krümmungspressung wirkt sich erst nach dem Reißen des Querschnitts hinsichtlich des Verbunds aus.

- Erstrisstemperatur unabhängig von der Berücksichtigung der Krümmungspressung
Wie das Rissmoment ist auch die Erstrisstemperatur allein vom Querschnitt abhängig.
- Geringere Temperaturdifferenz zur Bildung weiterer Risse bei Berücksichtigung der Krümmungspressung
Die Temperaturdifferenz bis zur Bildung des nächsten Risses hängt unter anderem von der Risseinleitungslänge ab $[\Delta T = M_R / (\alpha_T * E_c * I_m)]$ mit $I^m = (I^I * I^{II}) / [I^{II} + (I^I - I^{II}) * I_e * i_R / u]$. Diese ist bei Berücksichtigung der Krümmungspressung geringer, da die Verbundspannung größer ist, die Stahlspannung also schneller in den Beton abgetragen wird.
- Geringere Entlastung nach der Rissbildung bei Berücksichtigung der Krümmungspressung
Die geringere Entlastung bei der Erstrissbildung ist ebenfalls eine Folge der kürzeren Risseinleitungslänge bei der Berücksichtigung der Krümmungspressung. Für die Berechnung der Steifigkeit des Ringquerschnitts wird die Steifigkeit an jedem Punkt des Ringquerschnitts aufaddiert. Die kürzere Risseinleitungslänge bedeutet, dass ein geringerer Bereich mit reduzierter Steifigkeit in die Berechnung eingeht. Insgesamt ist dieser Effekt jedoch sehr gering und nur bei dem geringen Durchmessern (0,3m) in dem Graph überhaupt sichtbar.

Hinsichtlich der Unterschiede der Momenten-Krümmungs-Verläufe mit / ohne Berücksichtigung der Krümmungspressung bei Variation der Querschnitts zeigen die Diagramme:

- Größere Unterschiede bei kleinem Mastdurchmesser
Je kleiner der Mastdurchmesser d desto stärker die Krümmung der Ringbewehrung und damit auch der Effekt der Krümmungspressung. Bei der Berechnung der Verbundspannung berücksichtigt durch Multiplikation des Exponenten N und des Anfangswertes A mit dem Faktor f_{NK} . ($f_{NK} = 1 + 0,06 / d$ – vgl. Kap. 3.3.4.3).

- Größere Unterschiede bei geringerer Betonfestigkeit

Die Verbundspannung wird als Funktion der Betondruckfestigkeit berechnet ($\tau_b = A \cdot \delta^N \cdot f_{cm}^{2/3}$ – vgl. Kap. 3.2.3.3). Das Ausmaß der Krümmungspressung hängt jedoch ab vom Biegeradius der Wendelbewehrung und ist damit unabhängig von der Betonfestigkeit. Daher wirkt sich die Krümmungspressung bei einem niedrigen Niveau der Verbundspannungen – also bei geringerer Betondruckfestigkeit – stärker aus. Im krümmungsabhängigen Verbundgesetz wurde dieser Zusammenhang durch einen Korrekturfaktor berücksichtigt [KF2 = $1,1 - 0,0108 \cdot (f_{cm} - 25)$ – vgl. Kap. 3.3.4.3.2].

- Größere Unterschiede bei glatter Bewehrung

Abhängig von der Stahlprofilierung werden die Faktoren A und N im Verbundgesetz variiert. Eine stärkere Profilierung der Bewehrung führt zu einer verbesserten Verbundspannung. Analog zur Betonfestigkeit ist jedoch die Krümmungspressung von der Stahlprofilierung (definiert über die bezogene Rippenfläche f_R) unabhängig, sodass sich die Krümmungspressung bei glatter Bewehrung stärker auswirkt. Im krümmungsabhängigen Verbundgesetz wurde dieser Zusammenhang durch einen weiteren Korrekturfaktor berücksichtigt [KF1 = $1 - 6,15 \cdot f_R$ – vgl. Kap. 3.3.4.3.1].

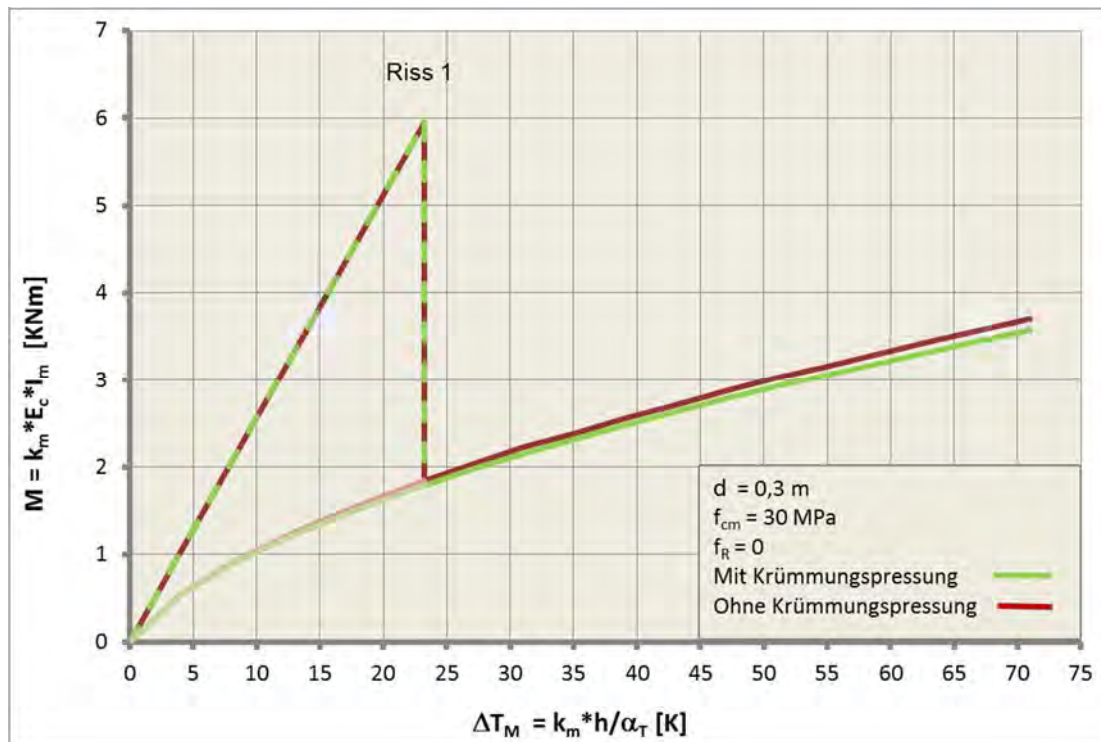


Bild 78a: Momenten-Krümmungs-Beziehung $d = 0,3$ m und $f_{cm} = 30$ MPa

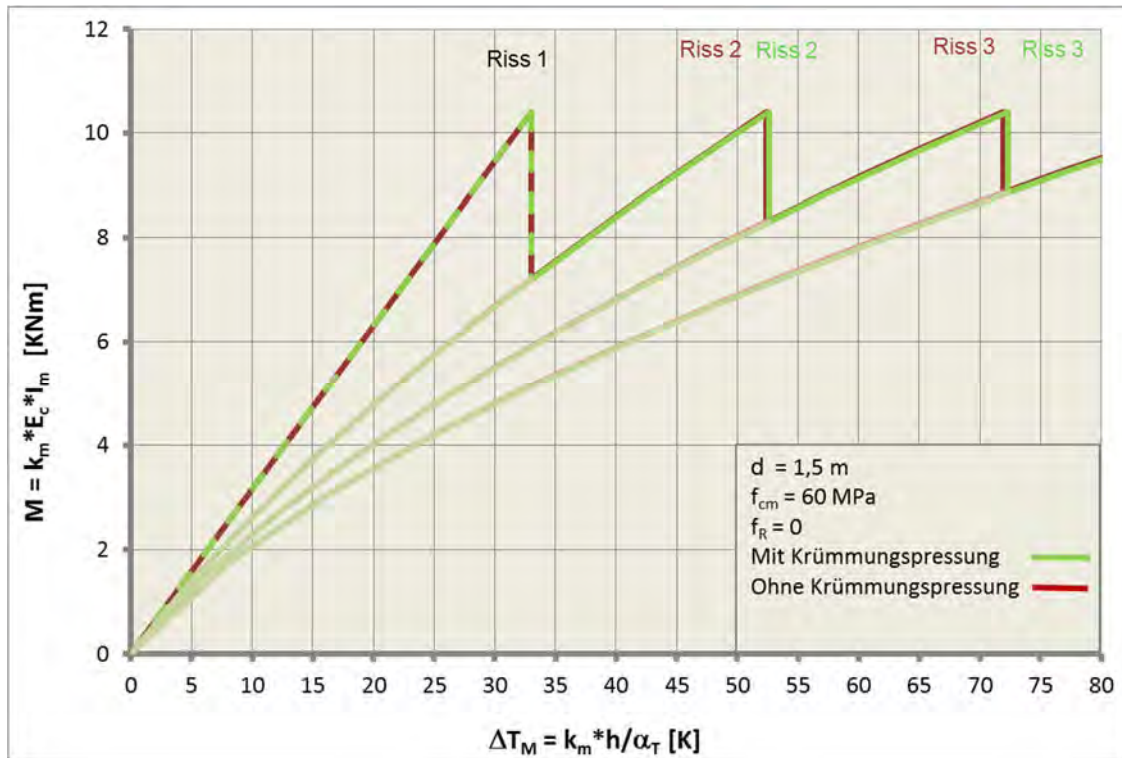


Bild 78b: Momenten-Krümmungs-Beziehung $d = 1,5 \text{ m}$ und $f_{cm} = 60 \text{ MPa}$

4.4.3 Einfluss auf die Rissbreite

4.4.3.1 Variation

Der Einfluss der Berücksichtigung der Krümmungspressung auf die Rissbreite wird anhand einer Parameterstudie mit den folgenden Variablen untersucht:

Variable	Kleinstwert	Größtwert	Variation
Mastdurchmesser d [m]:	0,30	1,30	0,1

Für die Beanspruchung ist für die maximale Rissbreite die Risstemperatur maßgeblich ($\Delta T_{M,max} = \Delta T_{M,cr}$). Als quasi ständige Belastung $\Delta T_{M,p}$ für die Ermittlung der permanenten Rissbreite wird 20 K angesetzt. Hierbei wird der ungünstigste Fall der Bildung eines einzigen Risses vorausgesetzt (vgl. Bild 80).

4.4.3.2 Rissbreiten

Bild 79 zeigt den Einfluss der Veränderung des Mastdurchmessers hinsichtlich der Auswirkung der Krümmungspressung.

Während die Rissbreite w_p aufgrund des insgesamt sehr niedrigen Niveaus quasi identisch ist, ergeben sich bei der Rissbreite infolge Maximallast Unterschiede von max. 10%, allerdings nur für sehr geringe Durchmesser $d = 0,3$ bis $0,5$ m.

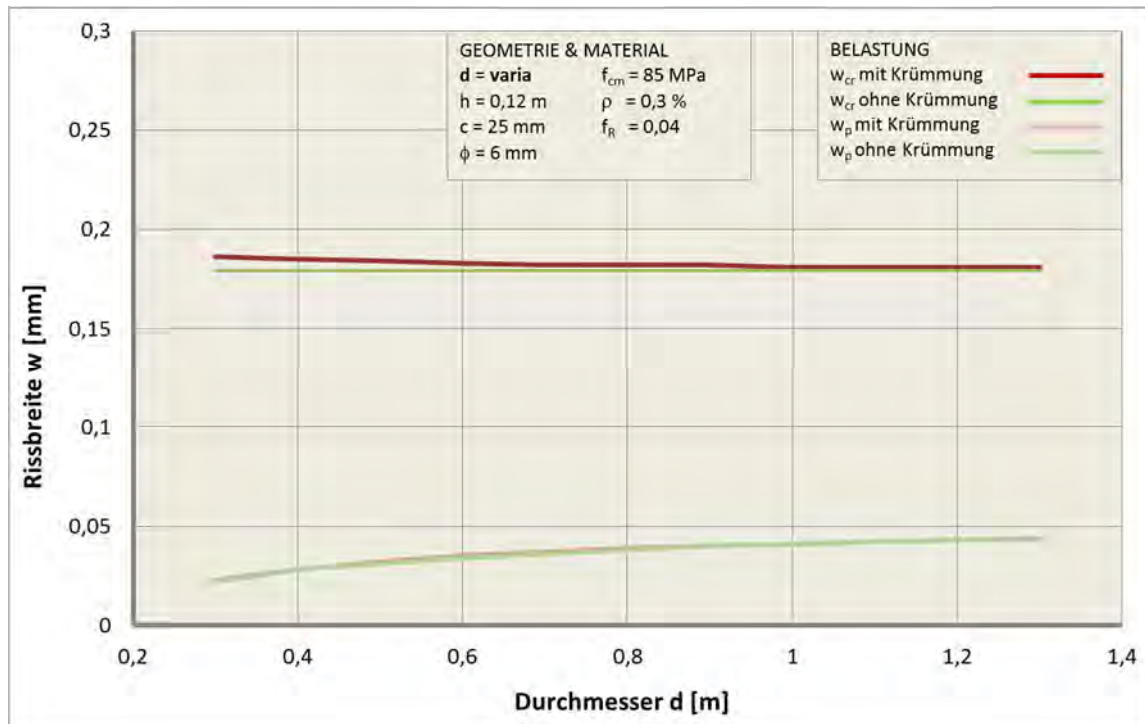


Bild 79: Rissbreite mit / ohne Berücksichtigung der Krümmungspressung bei Variation des Mastdurchmessers

4.4.4 Fazit

Die Variationen zeigen, dass die Berücksichtigung der Krümmungspressung ausschließlich für sehr geringe Durchmesser und sehr geringe Betonfestigkeiten relevant ist.

Hier zeigt sich jedoch, dass gerade für diese Randbedingungen die permanente Rissbreite w_p auf einem sehr geringen Niveau ist, hier also die Stahlspannung maßgebend ist (vgl. 4.1.4). Demnach ist die Berücksichtigung der Krümmungspressung besonders dann von Nutzen, wenn auch die maximale Rissbreite begrenzt werden muss. Hier sind Bauwerke in Industrie-Atmosphäre oder Bauwerke mit Anforderungen an die Dichtigkeit (z.B. Stahlbetonröhren für den Flüssigkeitstransport) denkbar.

Zudem ist der Ansatz für die Nachberechnung der Rissbildung alter Maste sinnvoll, die sich durch kleinere Durchmesser, geringere Betonfestigkeiten und glatte Bewehrung kennzeichnen.

4.5 Anwendung zur Bemessung

4.5.1 Motivation

Mit der in den vorherigen Kapiteln erläuterten wirklichkeitsnahen Erfassung des Verhaltens von Schleuderbetonmasten soll für Beispielquerschnitte die Stahlspannung und die Rissbreite ermittelt werden. Hierbei werden Bewehrungsgrad, Stabdurchmesser und Stababstand variiert. Ziel der Parameterstudie ist die Empfehlung einer geeigneten Bewehrung für verschiedene Querschnitte (Durchmesser und Wanddicke) in Kombination mit der Güte der Materialien (Beton, Stahl)

4.5.2 Variationen

Im ersten Teil (Kap. 4.5.3) werden für gegebene Geometrien und Materialien die Stahlspannungen und Rissbreiten ermittelt:

MATERIAL

Beton $f_{cm} = 45 / 85 / 125 \text{ MPa}$
 f_{ct} mit $c_p = 1,0$ (50% Quantil)
 Stahl B 500 B, gerippt ($f_R = 0,035$)

GEOMETRIE

Mastdurchmesser: $d = 0,3 \text{ m} / 0,8 \text{ m} / 1,3 \text{ m}$
 Wanddicke $h = 7 \text{ cm} - 15 \text{ cm}$
 Stabdurchmesser: $\phi = 4 - 7 \text{ mm}$
 Stababstand: $s = 40 - 100 \text{ mm}$ ($\Delta = 5 \text{ mm}$)

BELASTUNG

$\Delta T_{M,max} = \Delta T_{M,cr}$ Temperaturdifferenz beim Riss
 $\Delta T_{M,p}$ 25 K, Querschnitt mit einem Riss

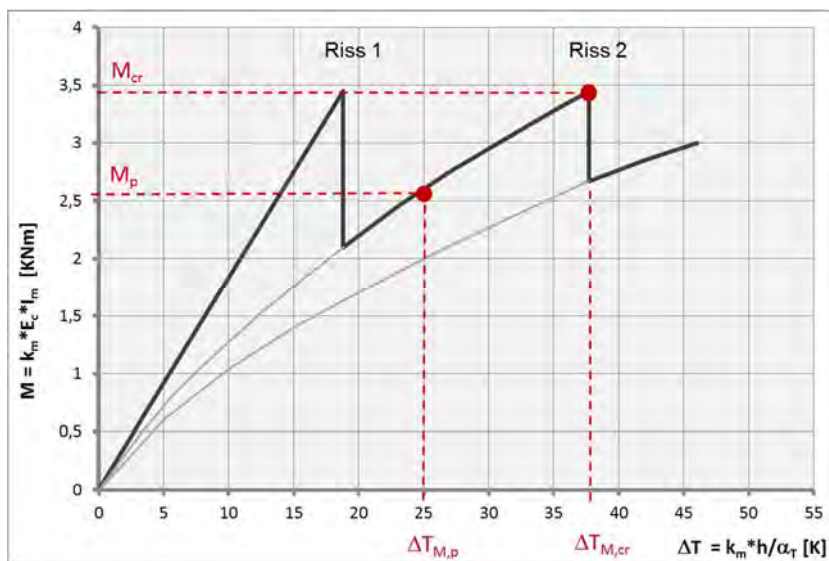


Bild 80: Beispiel für Bemessungstemperaturen $\Delta T_{M,max} = \Delta T_{M,cr}$ und $\Delta T_{M,p}$ in der Parameterstudie

Im zweiten Teil (Kap. 4.5.4) wird der Abstand der Bewehrung solange variiert, bis vorgegebene Grenzwerte für die Stahlspannung und die Rissbreite eingehalten werden:

MATERIAL

Beton	$f_{cm} = 35 - 125 \text{ MPa}$ ($\Delta f_{cm} = 10 \text{ MPa}$) f_{ct} mit $c_{\beta} = 1,0$ (50% Quantil)
Stahl	B 500 B, gerippt ($f_R = 0,035$) und glatt ($f_R = 0,00$)

GEOMETRIE

Mastdurchmesser:	$d = 0,3 \text{ m} / 0,8 \text{ m} / 1,3 \text{ m}$
Wanddicke	$h = 7 \text{ cm} - 15 \text{ cm}$
Stabdurchmesser:	$\phi = 4 - 7 \text{ mm}$
Stababstand:	variabel

BELASTUNG

$\Delta T_{M,max} = \Delta T_{M,cr}$	Temperaturdifferenz beim Riss
$\Delta T_{M,p}$	25 K (Entlastungskurve für Querschnitt mit einem Riss)

GRENZWERTE

Stahlspannung	500 MPa
Rissbreite	0,1 mm

Der gemäß EC2 vorgegeben Grenzwert der Rissbreite von 0,2 mm (Tabelle 7.1N für Spannbeton mit Spanngliedern im Verbund) wird aufgrund des Anspruchs an die Dichtigkeit (Schutz vor Bewehrungskorrosion) bei folgenden Randbedingungen halbiert:

- Geringe Betondeckung der Betonmaste
 - Geringe Rissverzweigung aufgrund ausschließlich kleiner Zuschläge
 - Flexibler Einsatzort der Typenmaste (z.B. auch Fabrikgelände)
 - Permanenter und ungeschützter Witterungseinfluss
- } \Rightarrow EXC 2-4 möglich

4.5.3 Bemessungsdiagramme Stahlspannung und Rissbreite

Mit den oben beschriebenen Kombinationen ergeben sich jeweils 18 Diagramme für die Stahlspannung und die Rissbreite. Hiervon werden nachfolgend beispielhaft je 4 Diagramme für die Rissbreite und die Stahlspannung dargestellt:

$$f_{cm} = 45 \text{ MPa} / d = 0,3\text{m} / h = 0,07 \text{ m} \quad \Rightarrow \text{Bild 81a,b}$$

$$f_{cm} = 45 \text{ MPa} / d = 1,3\text{m} / h = 0,15 \text{ m} \quad \Rightarrow \text{Bild 82a,b}$$

$$f_{cm} = 125 \text{ MPa} / d = 0,3\text{m} / h = 0,07 \text{ m} \quad \Rightarrow \text{Bild 83a,b}$$

$$f_{cm} = 125 \text{ MPa} / d = 1,3\text{m} / h = 0,15 \text{ m} \quad \Rightarrow \text{Bild 84a,b}$$

Alle übrigen Diagramme sind dem Anhang A1 zu entnehmen.

Als rote Linien sind in den Grafiken die folgenden Grenzwerte eingezeichnet:

Stahlspannung: $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$ (für M_{cr})

Rissbreite: $w = 0,1 \text{ mm}$ (für M_p)

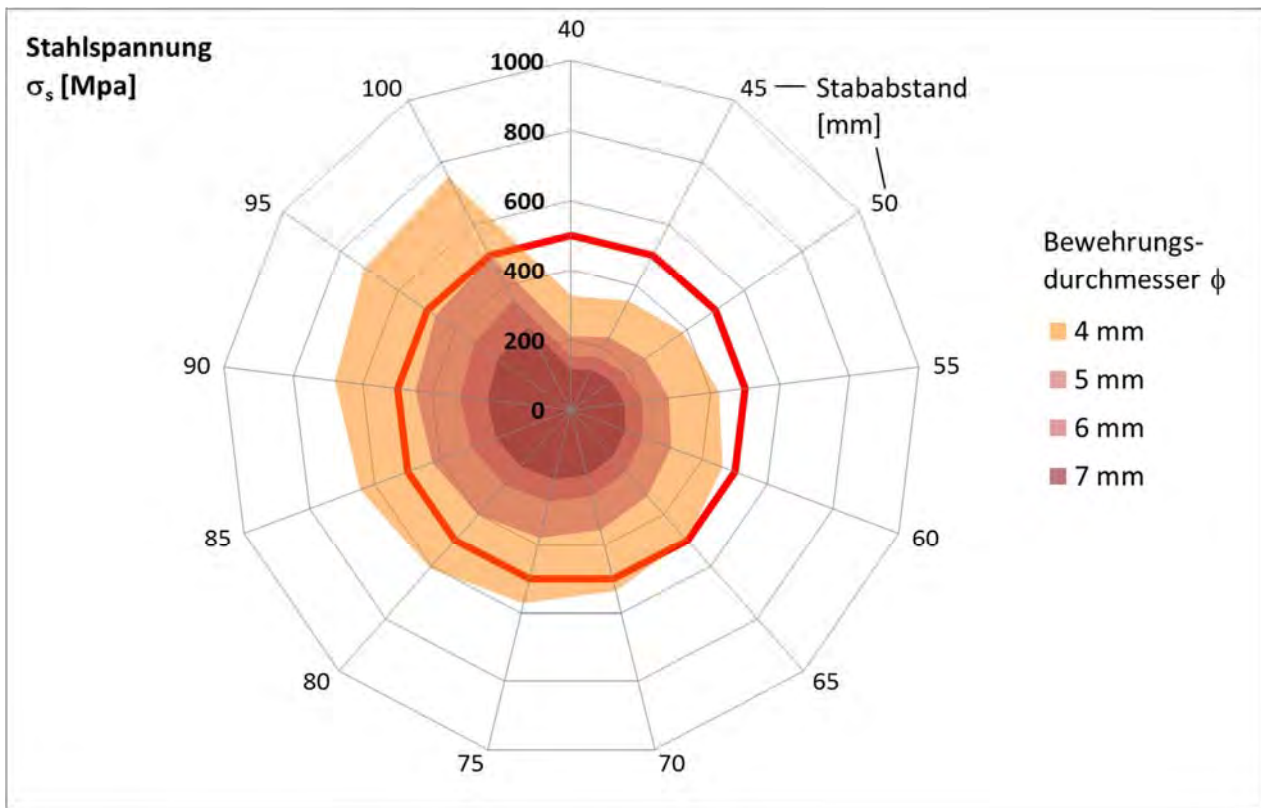


Bild 81a: Bemessungsdiagramm Stahlspannung für $f_{cm} = 45$ MPa, $h = 0,07$ m, $d = 0,3$ m

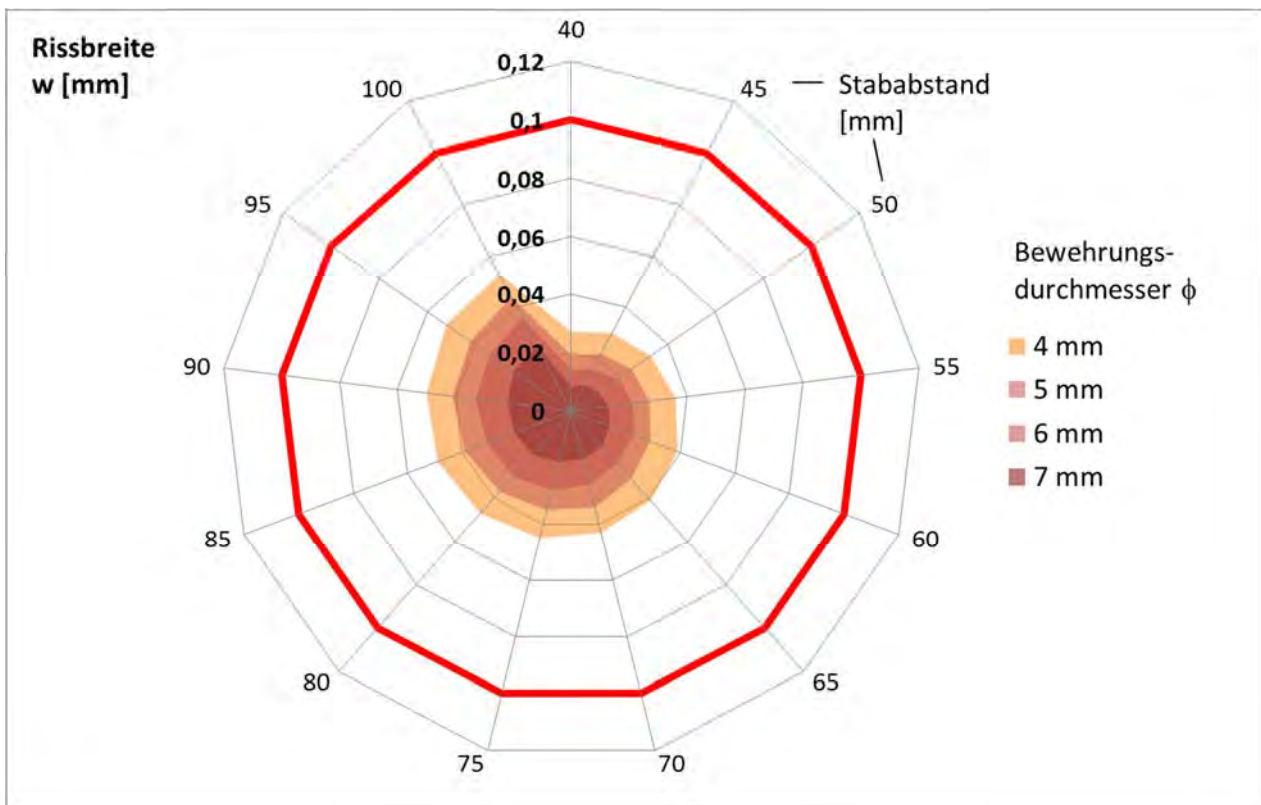


Bild 81b: Bemessungsdiagramm Rissbreite für $f_{cm} = 45$ MPa, $h = 0,07$ m, $d = 0,3$ m

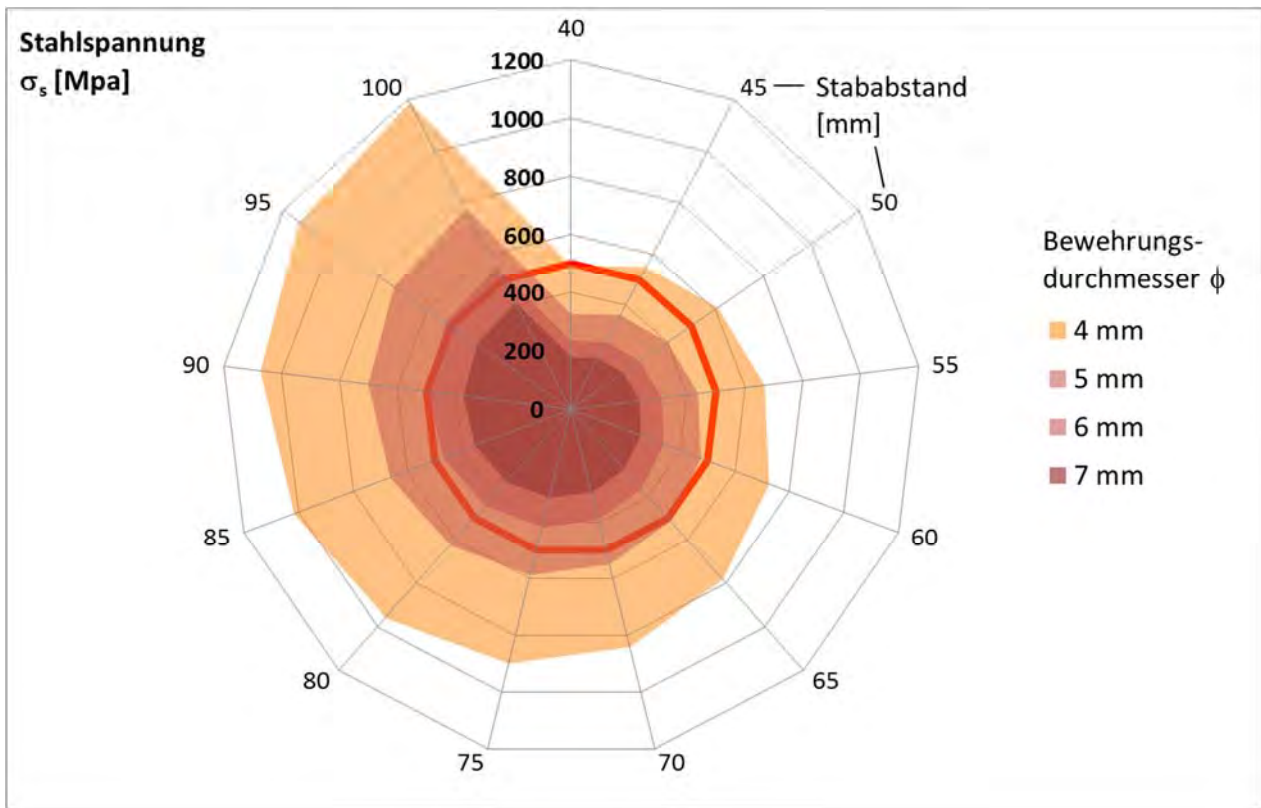


Bild 82a: Bemessungsdiagramm Stahlspannung für $f_{cm} = 45$ MPa, $h = 0,15$ m, $d = 1,3$ m

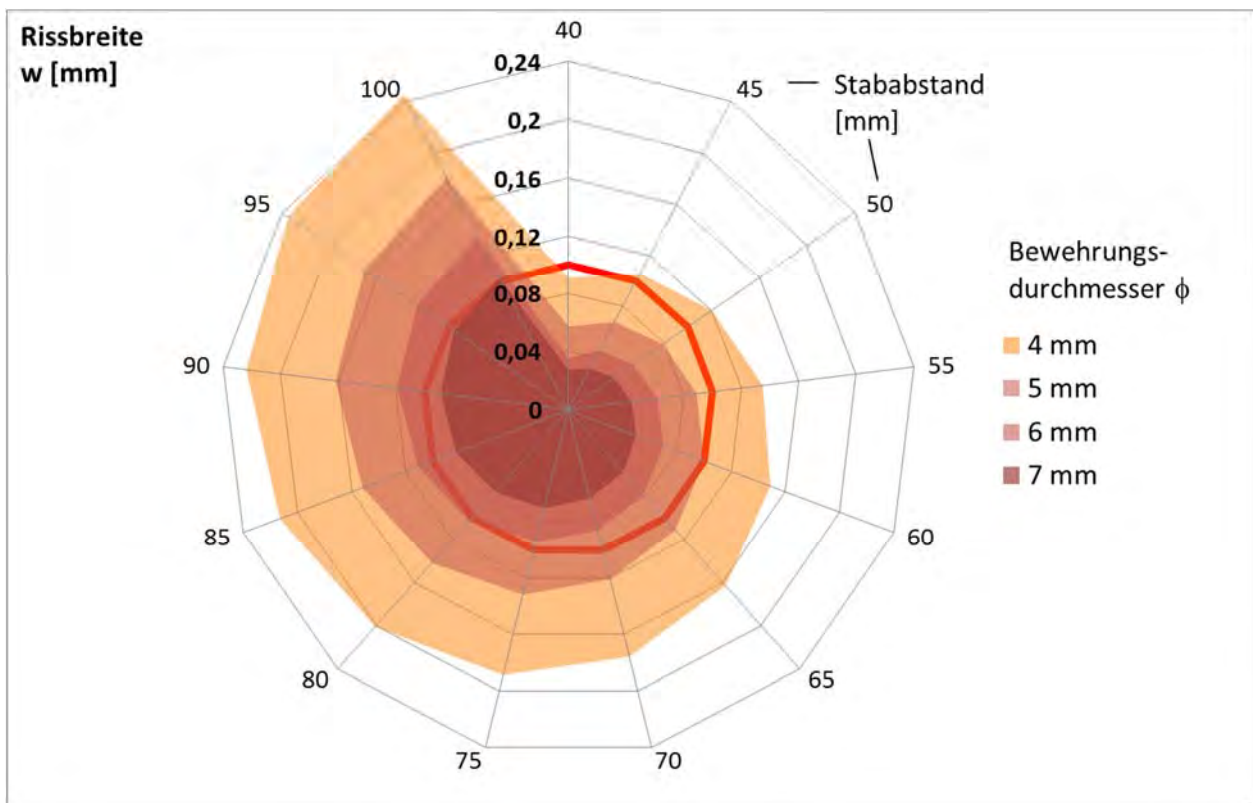


Bild 82b: Bemessungsdiagramm Rissbreite für $f_{cm} = 45$ MPa, $h = 0,15$ m, $d = 1,3$ m

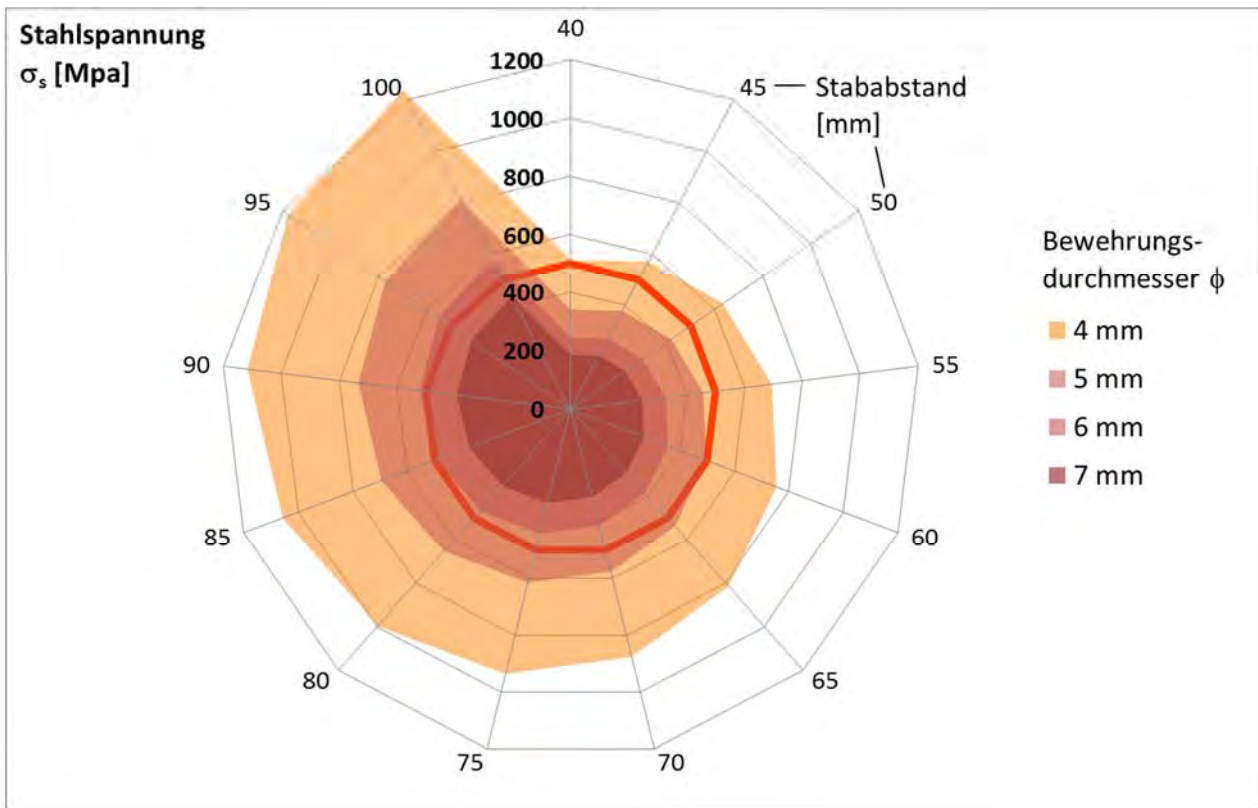


Bild 83a: Bemessungsdiagramm Stahlspannung für $f_{cm} = 125$ MPa, $h = 0,07$ m, $d = 0,3$ m

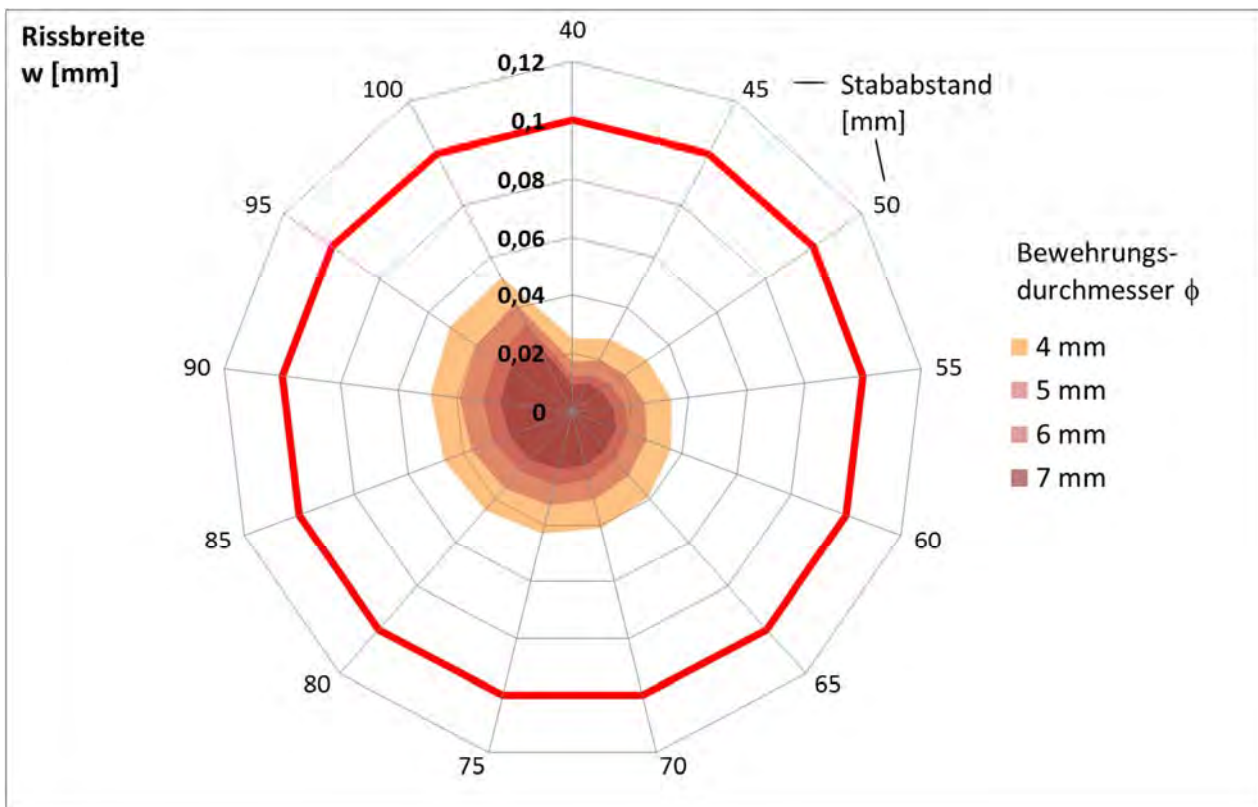


Bild 83b: Bemessungsdiagramm Rissbreite für $f_{cm} = 125$ MPa, $h = 0,07$ m, $d = 0,3$ m

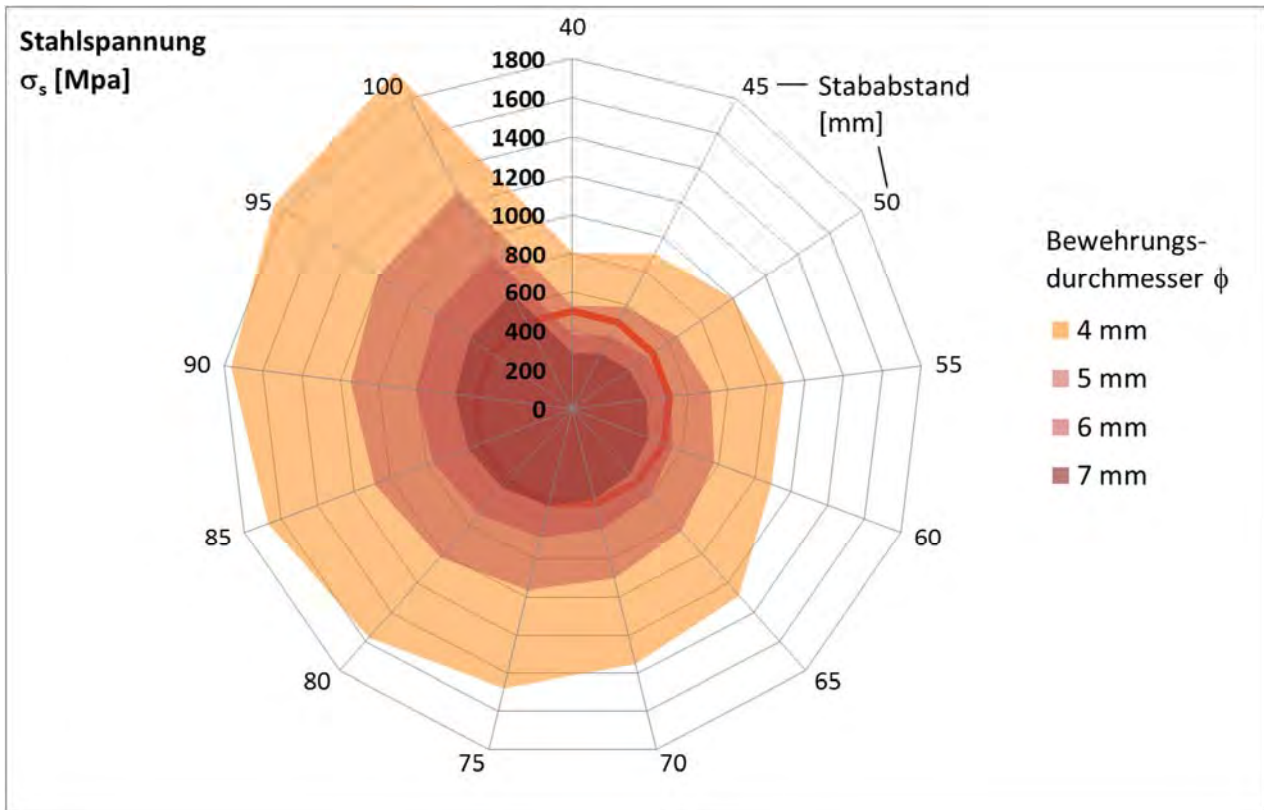


Bild 84a: Bemessungsdiagramm Stahlspannung für $f_{cm} = 125$ MPa, $h = 0,15$ m, $d = 1,3$ m

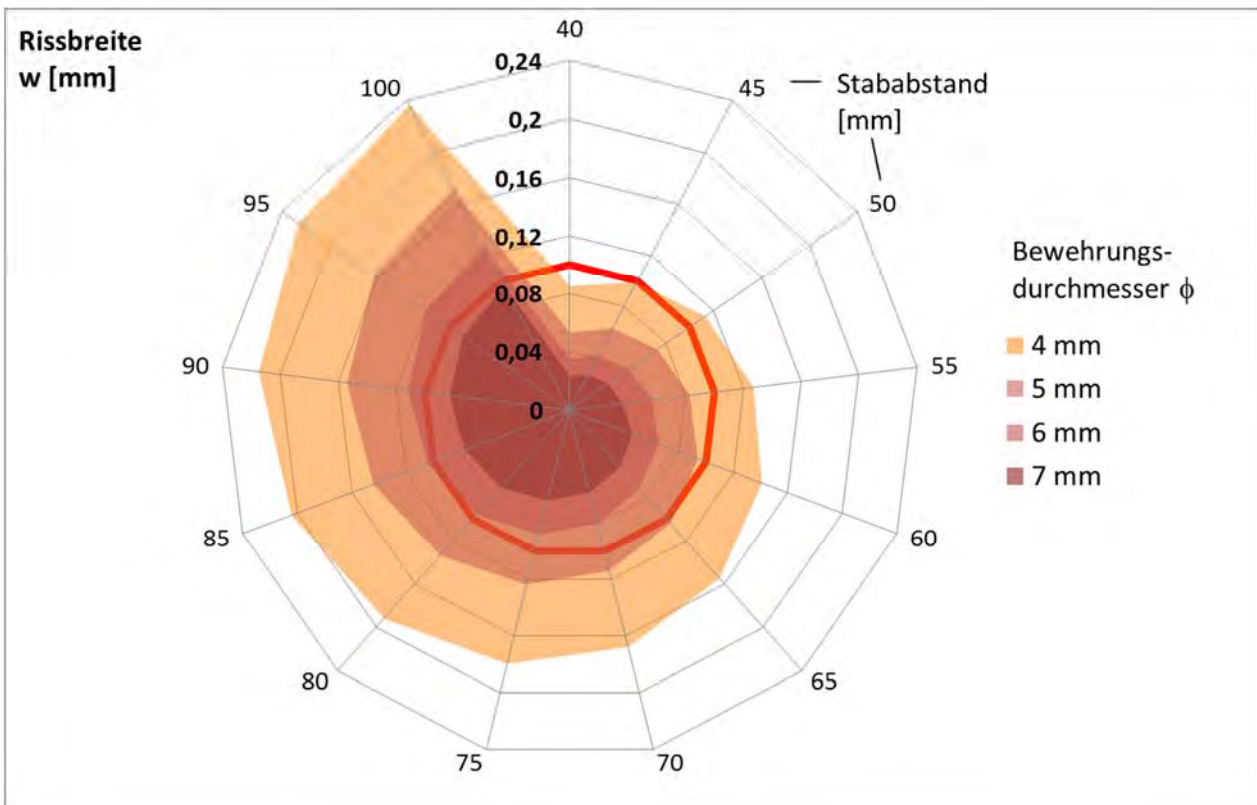


Bild 84b: Bemessungsdiagramm Rissbreite für $f_{cm} = 125$ MPa, $h = 0,15$ m, $d = 1,3$ m

Die hier und im Anhang A1 abgebildeten Diagramme zeigen insgesamt die folgenden Zusammenhänge:

- Bei kleinen Mastdurchmessern ist die Stahlspannung maßgebend:

Durch die große Krümmung der Bewehrung ist bei kleineren Durchmessern der Verbund infolge der Krümmungspressung besser. Das bewirkt geringere Risseinleitungslängen und damit geringere Rissbreiten.

- Bei großen Betonfestigkeiten ist die Stahlspannung maßgebend:

Durch die größere Betonzugfestigkeit hängen das Rissmoment und damit die Stahlspannung direkt von der Betonfestigkeit ab. Bei der Rissbreite steht der größeren Stahlspannung aber eine größere Verbundspannung gegenüber, sodass die Rissbreite bei höheren Betonfestigkeiten langsamer zunimmt.

- Bei größeren Wanddicken ist die Zunahme der Rissbreite im Vergleich zur Zunahme der Stahlspannung größer:

Größere Wanddicken führen zu einer (moderaten) Verringerung der Biegezugfestigkeit, wodurch die Zunahme der Stahlspannung abgemindert wird. Ursache hierfür ist die Abnahme des Maßstabsfaktors (vgl. Kap. 3.2.2).

- Die Stahlspannung ist unabhängig vom Mastdurchmesser:

Für die bei einem Riss aktivierte Stahlspannung ist allein der Wandquerschnitt maßgebend, also die Wanddicke, der Bewehrungsgrad und die Betonfestigkeit.

- Hochfester Beton erfordert große Bewehrungsdurchmesser und geringe Stababstände:

Bei Einsatz von hochfesten Betonen ist eine Begrenzung der Stahlspannung auf < 500 MPa nur mit sehr großem Bewehrungsdurchmesser oder sehr geringen Stababständen möglich. Hierbei ist zu beachten, dass große Stabdurchmesser hinsichtlich der Biegung beim Bewehrungseinbau problematisch sind. Zu kleine Stababstände führen zur Entmischung des Betons beim Schleudervorgang. Daher ist in diesem Fall der Einsatz von hochfestem Stahl für die Wendelbewehrung sinnvoll.

Die Erkenntnisse sollen im folgenden Abschnitt durch modifizierte Bemessungsdiagramme verifiziert werden, indem für verschiedene Ausgangsparameter der Stababstand hinsichtlich der Begrenzung der Stahlspannung und der Rissbreite optimiert wird. Gleichzeitig erfolgt anhand dieser Ergebnisse auch ein Vergleich mit den Vorgaben der Normen DIN 4228 (zurückgezogene Norm für Betonmaste, die den Stababstand festlegte [15]) und DIN EN 12843 (aktuelle Norm für Betonmaste, die den Bewehrungsgrad festlegt [24]).

4.5.4 Stababstand & Bewehrungsgrad

Mit den in 4.5.2 beschriebenen Kombinationen ergeben sich 8 Diagramme für die Festlegung des erforderlichen Stababstands und 24 Diagramme für den erforderlichen Bewehrungsgrad. Hiervon werden nachfolgend beispielhaft je 2 Diagramme für den Stababstand und 4 Diagramme für den Bewehrungsgrad dargestellt:

STABABSTAND:

$d = 0,3 \text{ m} / f_R = 0,035 \quad \Rightarrow \text{Bild 85a}$

$d = 1,3 \text{ m} / f_R = 0,0 \quad \Rightarrow \text{Bild 85b}$

BEWEHRUNGSGRAD

$d = 0,3 \text{ m} / \phi = 6 \text{ mm} / f_R = 0,035 \quad \Rightarrow \text{Bild 86a}$

$d = 0,3 \text{ m} / \phi = 4 \text{ mm} / f_R = 0,035 \quad \Rightarrow \text{Bild 86b}$

$d = 1,3 \text{ m} / \phi = 6 \text{ mm} / f_R = 0,0 \quad \Rightarrow \text{Bild 87a}$

$d = 1,3 \text{ m} / \phi = 4 \text{ mm} / f_R = 0,0 \quad \Rightarrow \text{Bild 87b}$

Alle übrigen Diagramme sind dem Anhang A2 zu entnehmen.

Die Diagramme zeigen hinsichtlich der Wichtung der Einflussgrößen die folgenden Zusammenhänge:

- Größere Betonfestigkeiten erfordern einen höheren Bewehrungsgrad, sofern die Stahlspannung maßgebend ist:

Der Zusammenhang ist trivial, da die größer werdenden Zugfestigkeiten zu einem größeren Rissmoment führen. Demgegenüber ist jedoch auch die Erstrisstemperatur bei größeren Betonfestigkeiten höher (vgl. Kap. 4.2.2.3). Die Bilder zeigen jedoch auch, dass die Steigung der Kurven mit zunehmender Betondruckfestigkeit korrespondierend mit der geringer werdenden Zunahme der Zugfestigkeit abnimmt.

- Ist die Rissbreite maßgebend bleibt der erforderliche Bewehrungsgrad auch bei steigender Betondruckfestigkeit ungefähr konstant:

Es heben sich der Einfluss des durch die größere Betonzugfestigkeit größeren Rissmoments (führt zu einer größeren Stahlspannung) und des gleichzeitig verbesserten Verbunds (führt zu einer Verringerung der Risseinleitungslänge) weitestgehend auf. Insgesamt ist bei steigender Betondruckfestigkeit sogar ein geringfügig abnehmender Bewehrungsgrad zu beobachten.

- Dickere Bewehrungsstäbe erfordern einen höheren Bewehrungsgrad, sofern die Rissbreite maßgebend ist:

Wird die Rissbreite bemessungsrelevant ist ein wesentliches Kriterium der Verbund, der am Stabumfang wirkt. Da kleinere Stäbe bei gleichem Bewehrungsgrad einen größeren Gesamtumfang haben, ist die Kontaktfläche Stahl zu Beton größer, sodass der Bewehrungsgrad im Vergleich zu dickeren Stäben reduziert werden kann.

- Dünnere Wände erfordern einen höheren Bewehrungsgrad:

Zwar nimmt das Rissmoment mit steigender Wanddicke aufgrund des größeren Widerstandsmoments im Zustand I zu, zugleich reduziert sich aber das Widerstandsmoment im Zustand II durch die geringe statische Höhe der Bewehrungslage. Der höhere erforderliche Bewehrungsgrad für dünnere Wände resultiert daraus, dass – bei konstanter Betondeckung – die statische Höhe im Zustand II stärker abnimmt.

Hinsichtlich der Normung sind die Erkenntnisse:

- Geeignete Vorgabe des max. zulässigen Stababstands in Abhängigkeit von ϕ für normale und höher festere Betonfestigkeiten in der DIN 4228 (Gültigkeit 1989 – 2012):

Bis zu einer Betonfestigkeit f_{cm} von ca. 75-85 MPa liegen die vorgegebenen Stababstände von 40 mm (ϕ 4mm) bzw. 60 mm (ϕ 5 mm) auf der sicheren Seite. Erst bei den noch festeren Betonen (\geq C 80/95) sind diese Stababstände zu groß. Diese heute möglichen sehr viel größeren Festigkeiten waren beim Verfassen / Erscheinen dieser Norm jedoch noch nicht Stand der Technik.

- Sehr unsichere Vorgaben der derzeit gültigen Norm DIN EN 12843 (seit 2012):

Für alle untersuchten Fälle ist die Normvorgabe des Bewehrungsgrades 0,05 % für Mastfußdurchmesser < 400 mm und 0,15 % für Mastfußdurchmesser > 800 mm (Zwischenwerte interpolieren) viel zu gering. Auch die Staffelung hinsichtlich des Durchmessers ist nicht sinnvoll, da der Einfluss des Mastdurchmessers auf den erforderlichen Bewehrungsgrad viel geringer ist als der Einfluss der Betonfestigkeit und der Wanddicke.

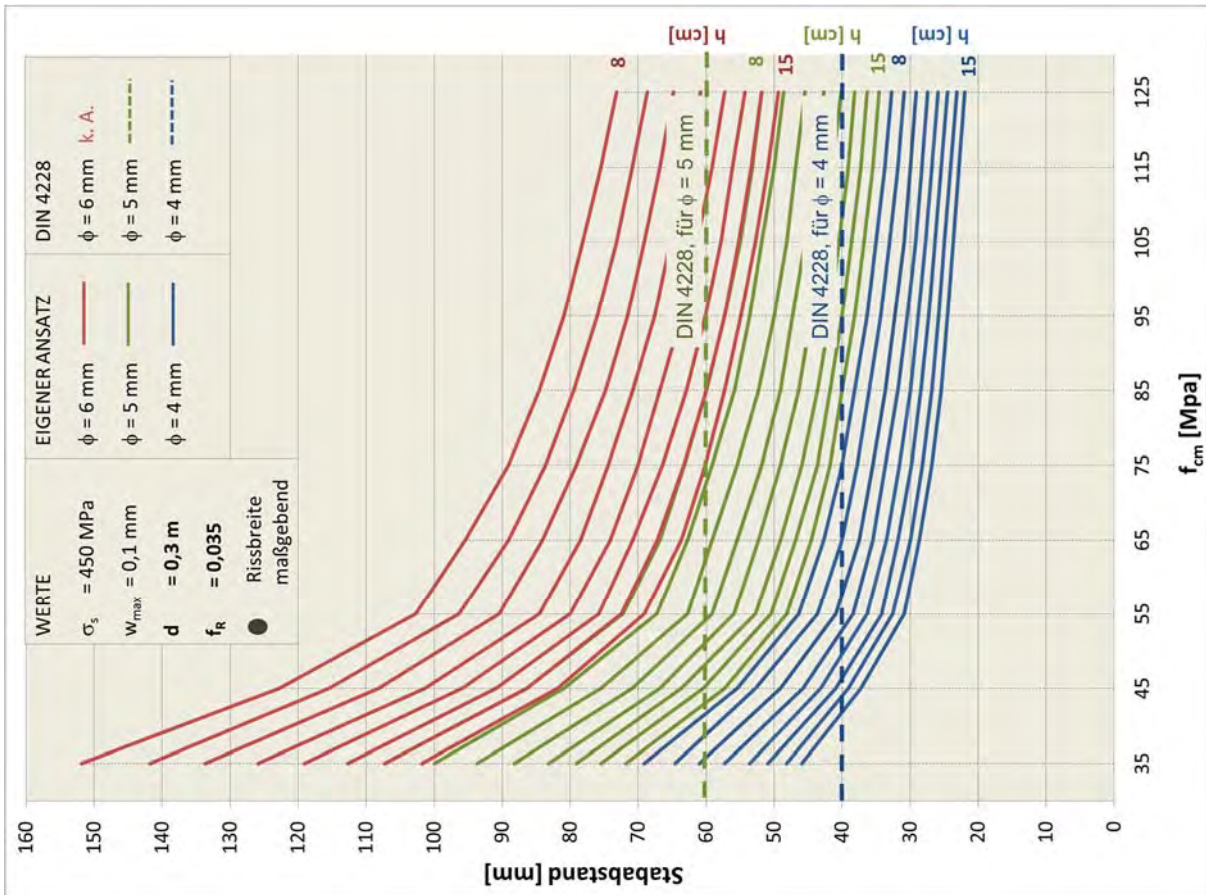


Bild 85a: Erforderlicher Stababstand, $d = 0,3 \text{ m}$, $f_R = 0,035$

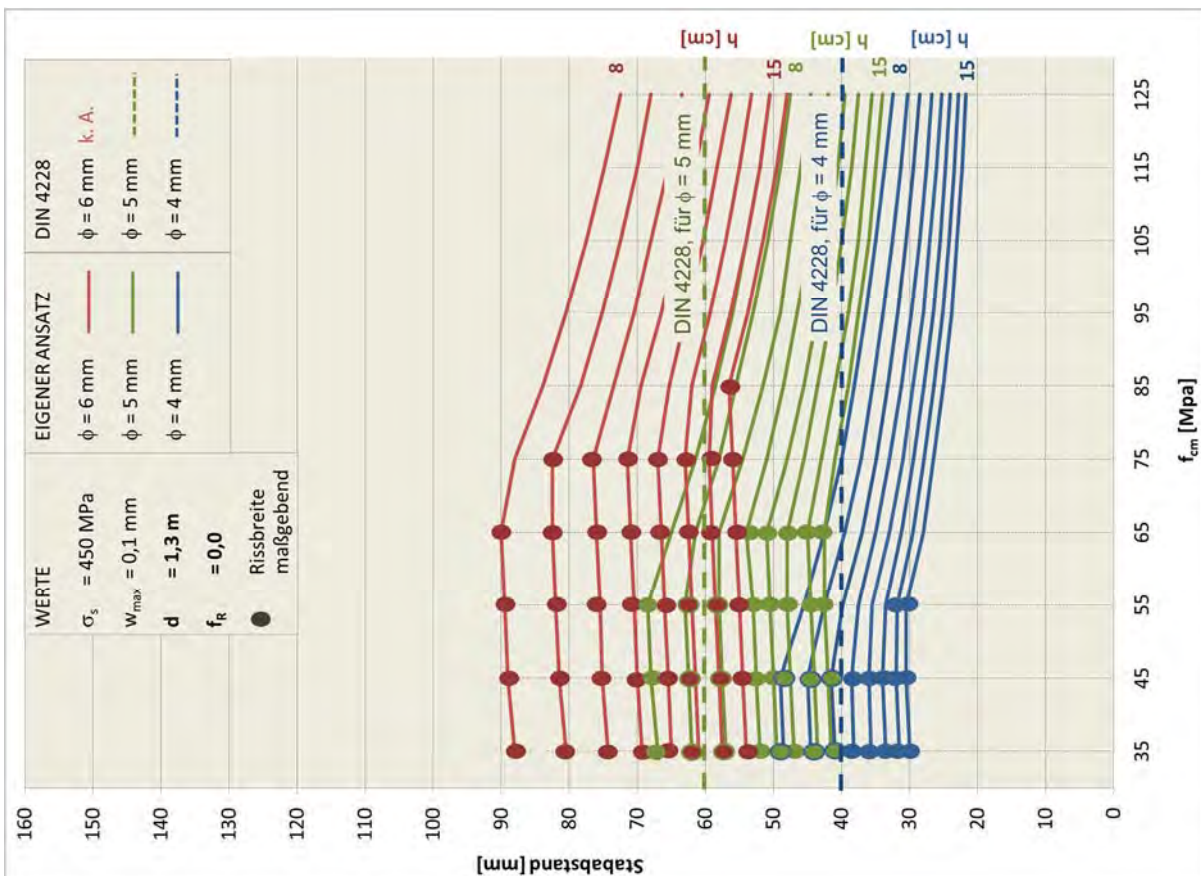


Bild 85b: Erforderlicher Stababstand $d = 1,3 \text{ m}$, $f_R = 0,0$

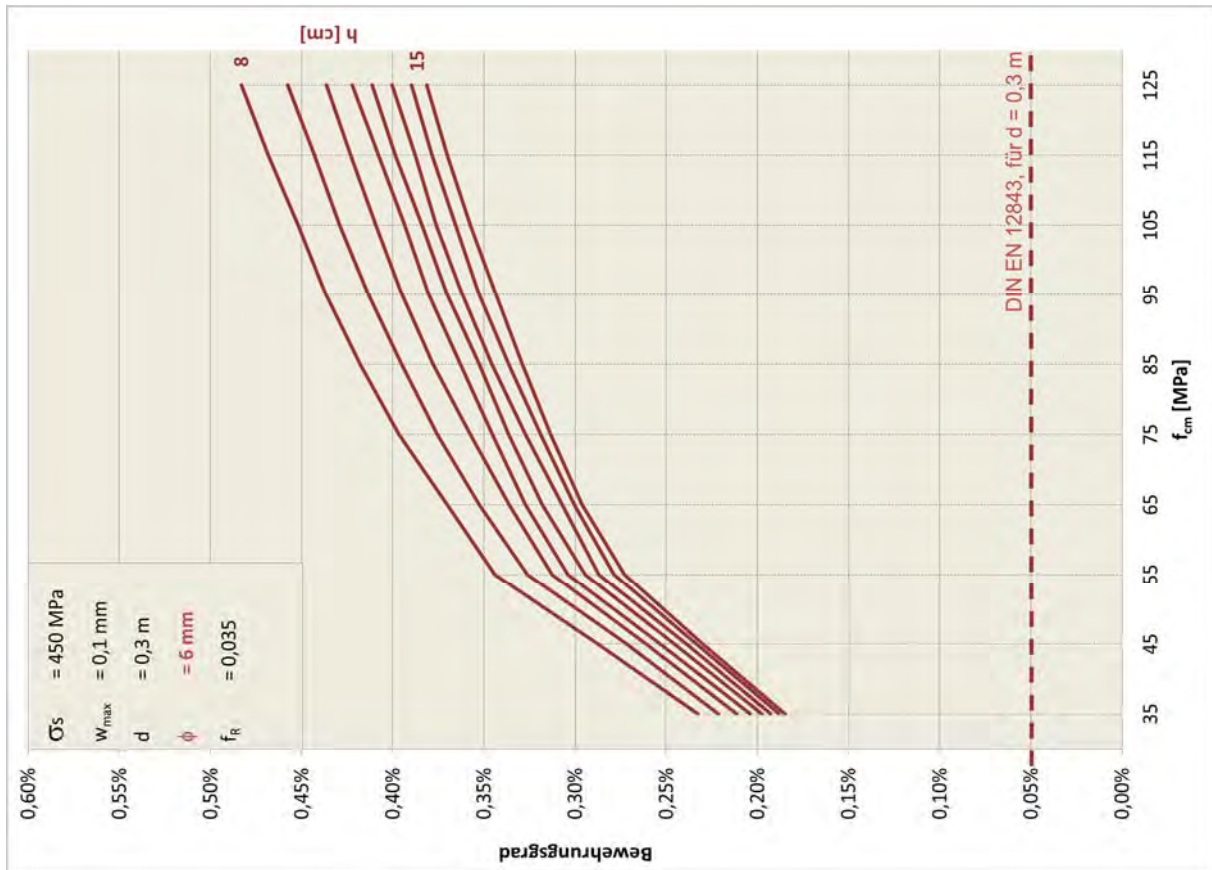


Bild 86a: Erforderlicher Bewehrungsgrad $d = 0,3$ m, $\phi = 6$ mm gerippt

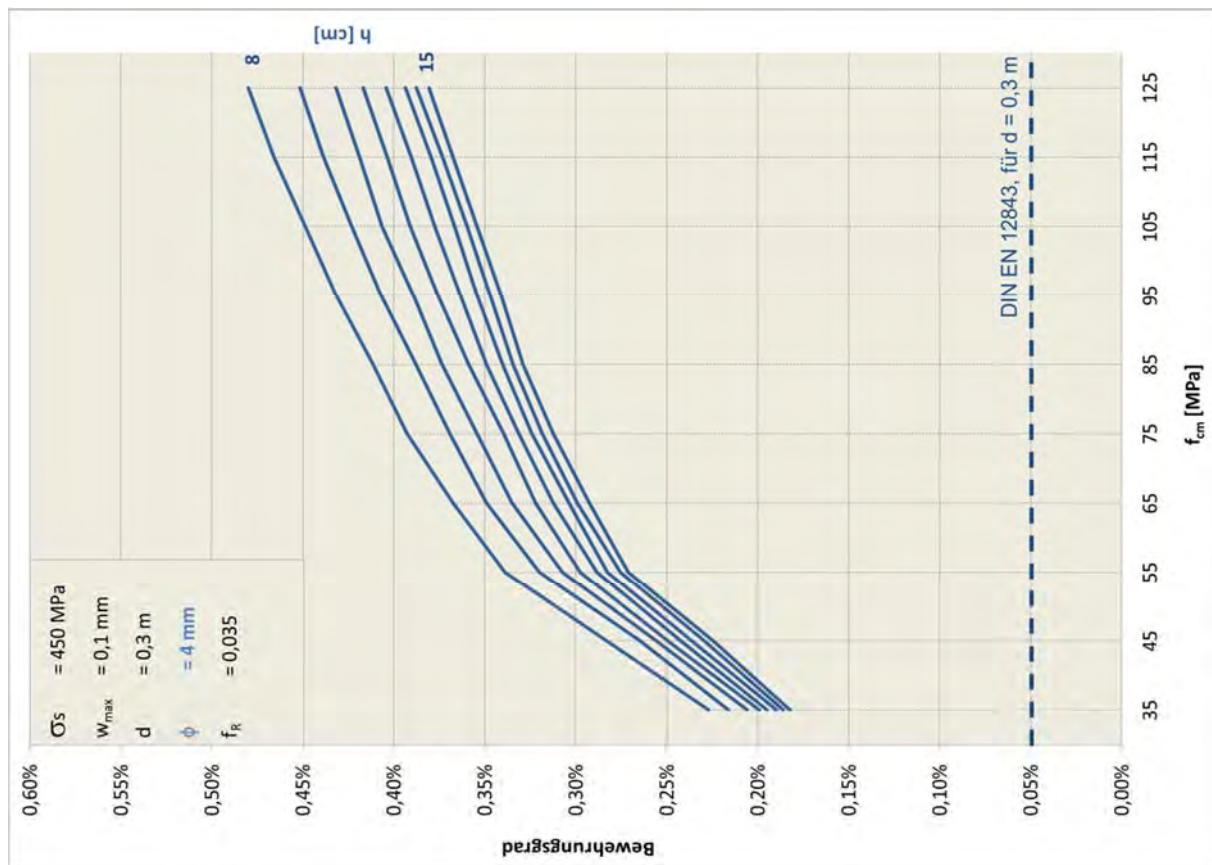


Bild 86b: Erforderlicher Bewehrungsgrad $d = 0,3$ m, $\phi = 4$ mm gerippt

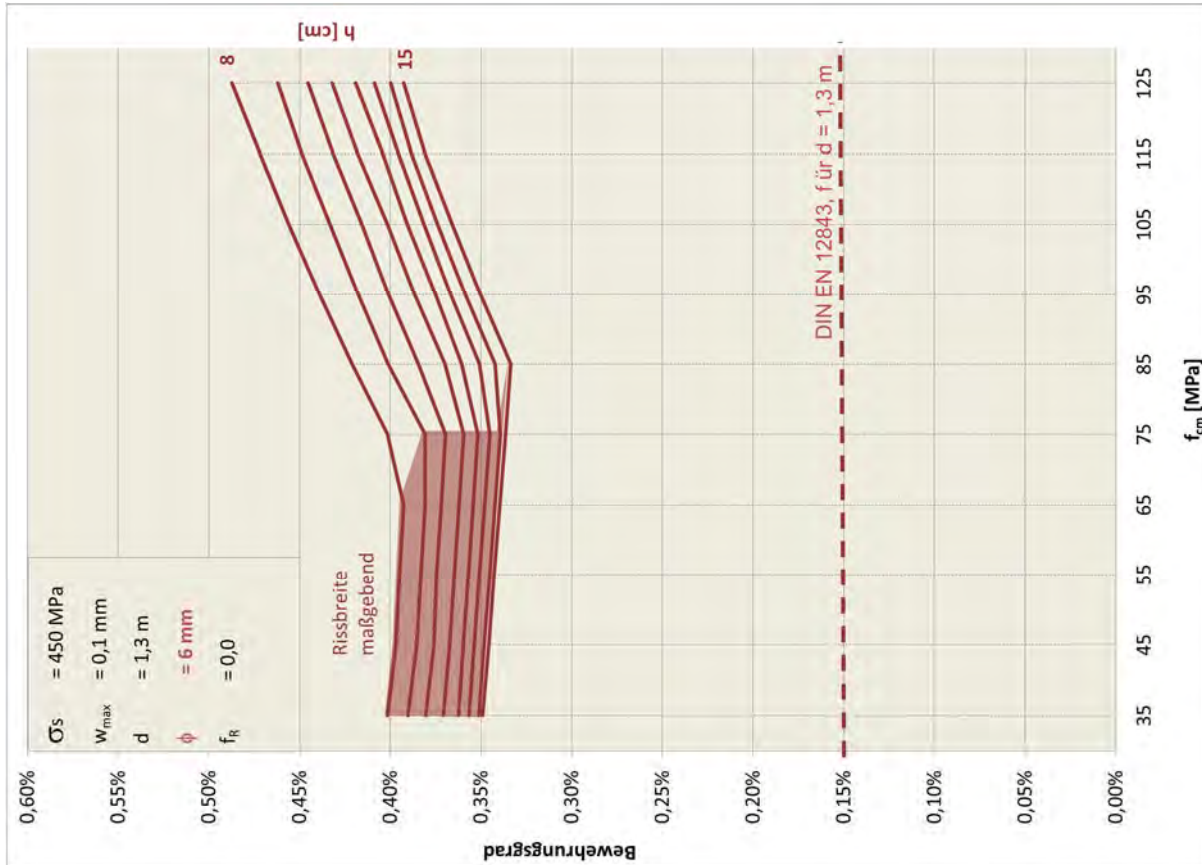


Bild 87a: Erforderlicher Bewehrungsgrad $d = 1,3$ m, $\phi = 6$ mm glatt

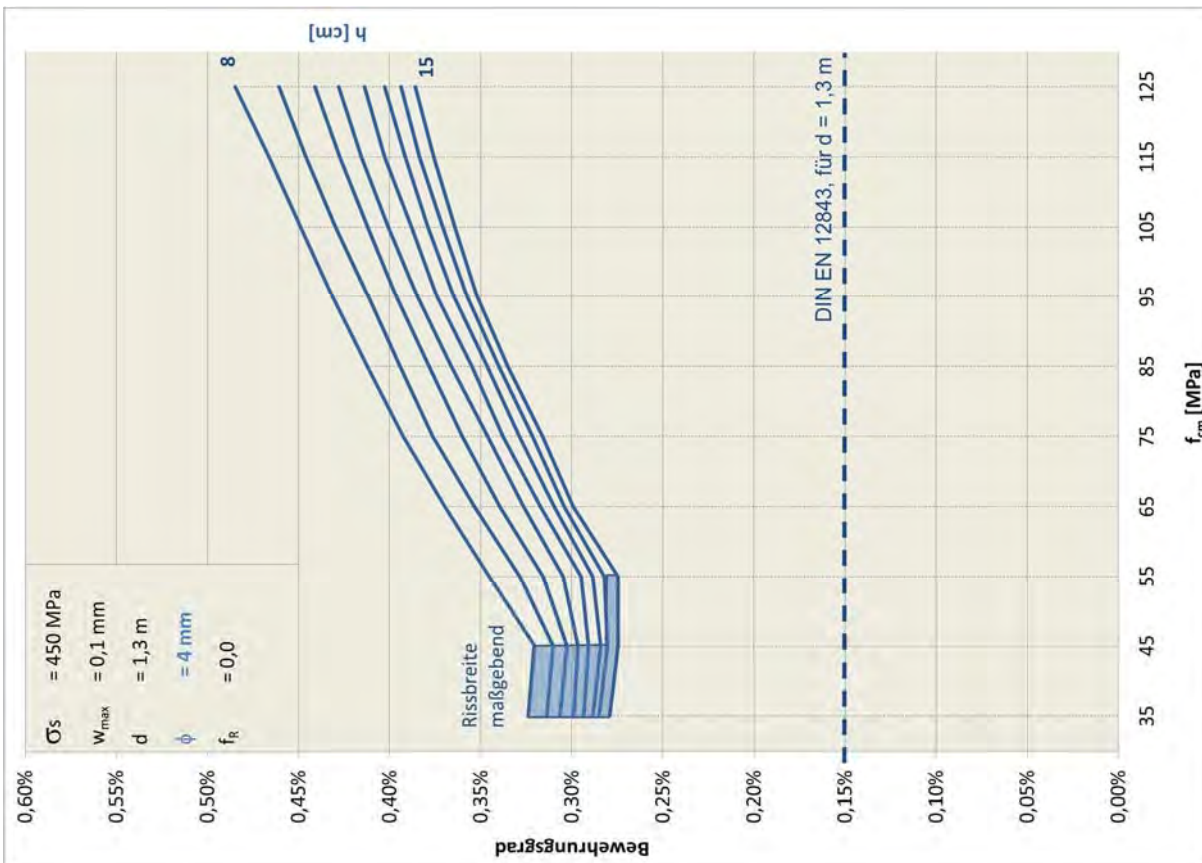


Bild 87b: Erforderlicher Bewehrungsgrad $d = 1,3$ m, $\phi = 4$ mm glatt

4.5.5 Fazit

Die analysierten Querschnitte zeigen die große Variation hinsichtlich Rissbreite und Stahlspannung, die sich für verschiedenen Einflussgrößen wie Betonfestigkeit, Wanddicke, Ringdurchmesser und Bewehrungsdurchmesser ergibt. Daraus resultieren im Bemessungsfall auch stark veränderliche Werte für den erforderlichen Bewehrungsgrad mit einer Spanne von ca. 0,15% - 0,45%.

Maßgebend hierfür ist in der Regel die Begrenzung der Stahlspannung. Die Rissbreite kann nur dann maßgebend werden, wenn mindestens zwei der folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- Normale bis mittlere Betonfestigkeit $f_{cm} = 38-68 \text{ MPa}$
- Mittlerer bis großer Mastdurchmesser $d > 0,8 \text{ m}$
- Glatter Bewehrungsstahl $f_R = 0$
- Hochfester Bewehrungsstahl $f_{yk} > 500 \text{ MPa}$

Der Vergleich des erforderlichen Bewehrungsgrads mit den Vorgaben der DIN 4228 (bis 2012) und DIN EN 12843 (ab 2012) zeigt, dass die Festlegungen zum maximalen Stababstand für unterschiedliche Stabdurchmesser in der älteren Norm für Betonfestigkeiten bis ca. $f_{cm} = 68 \text{ MPa}$ gute Vorgaben beinhaltet. Für hochfesten Beton sind diese Festlegungen jedoch auf der unsicheren Seite.

Die Regelungen in der DIN EN 12843 müssen aus den folgenden Gründen generell zurückgewiesen werden:

- Die Vorgaben sind für alle untersuchten Querschnitte auf der unsicheren Seite
- Die Differenzen zwischen der DIN-Vorgabe und der eigenen Bemessung sind extrem (z.B. 0,05 % zu 0,40 % für: $d = 0,3 \text{ m}$, $f_{cm} = 85 \text{ MPa}$, $h = 9 \text{ cm}$)
- Die Abstufung des Bewehrungsgrades hinsichtlich des Mastdurchmessers ist irrelevant

4.6 Vergleich der verschiedenen Verfahren für die direkte Berechnung der Rissbreite

4.6.1 Motivation

Das im Kap. 3 dieser Arbeit hergeleitete Verfahren soll mit den in den Normen angegebenen Formeln zur Berechnung der Rissbreite verglichen werden. Hierbei werden in einer Parameterstudie zunächst Mast-typische Querschnitte analysiert. Anschließend werden die Rissbreiten auf Grundlage der verschiedenen Ansätze für „Normalbeton“ anhand der für Industrieschornsteine bzw. Fernsehtürme üblichen Randbedingungen ermittelt und verglichen.

4.6.2 Berechnungsansätze

4.6.2.1 Normung

Im Kap. 2.5 wurden die Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Rissbreite nach den folgenden Normen erläutert:

DIN EN 13084 T2	Freistehende Betonschornsteine [26]
DIN EN 1992-1-1	Eurocode 2, Teil 1-1 [20]
DIN EN 1992-1-NA	Nationaler Anhang zum Eurocode 2, Teil 1-1 [21]

Für alle drei Varianten werden die Rissbreiten für die verschiedenen Querschnitts- und Materialvarianten berechnet.

4.6.2.2 Eigener Ansatz

Die programm-unterstützte Berechnung der Rissbreiten nach dem eigenen Verfahren basiert auf den folgenden neuen Grundlagen:

EINGABEDATEN

- Berechnung der Verbundspannungen unter Ansatz der Bewehrungskrümmung (Berücksichtigung durch Modifikation der Faktoren A und N im Verbundgesetz nach [44])
- Berechnung der Biegezugfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1 mit der Möglichkeit der Variation des Beiwerts c_{β} (Material-Streuungsbeiwert mit $0,7 \leq c_{\beta} \leq 1,3$)
- Berücksichtigung einer maximalen Einwirkung $\Delta T_{M,max}$ und einer quasi ständigen Einwirkung $\Delta T_{M,p}$ (Eingabewerte zur Berechnung der maximalen und der permanenten Rissbreite)

BERECHNUNG

- Exakte Erfassung des Verlaufs der Verbundspannungen im Risseinzugsbereich (kein starres Verbundgesetz)
- Iterative Berechnung bei Anwendung einer steifigkeitsorientierten Betrachtung durch Variation des Trägheitsmoments über die Rissanzahl und die Rissbreite. Abbruchkriterium ist ein nahezu konstantes Zwangsmoment M (unterhalb einer vorgegebenen Fehlerschranke) infolge der Temperatureinwirkung ΔT_M bei zwei aufeinanderfolgenden Durchläufen.
- Ansatz nicht linearer Wiederbelastungskurven bei der Berechnung der permanenten Rissbreite (exakte Erfassung der Krümmungsdreiecke im Risseinleitungsbereich)

Als Material-Streuungsbeiwert für die Zugfestigkeit wird bei der Parameterstudie das 50%-Quantil ($c_\beta = 1,0$) angesetzt, da dieses im Vergleich zum 5%-Quantil ($c_\beta = 0,7$) zu größeren Rissbreiten führt (vgl. Kap. 4.3.3). Die maximale Einwirkung $\Delta T_{M,max}$ wird so angesetzt, dass sich bei den Mastquerschnitten genau ein Riss bildet (ungünstigster Fall hinsichtlich der permanenten Rissbreite).

4.6.3 Studie zu Rissbreiten für Maste

4.6.3.1 Variation

Die resultierenden Rissbreiten des eigenen Verfahrens und der diversen Normen werden anhand einer Parameterstudie mit den folgenden Variablen verglichen:

<i>Variable</i>	<i>Kleinstwert</i>	<i>Festwert</i>	<i>Größtwert</i>	<i>Variation</i>
Mastdurchmesser d [m]:	0,30	1,00	1,70	0,1
Wanddicke h [m]:	0,07	0,12	0,20	0,01
Betondeckung c [mm]:	15	25	30	1
Stabdurchmesser ϕ [m]:	3	6	10	0,5
Bewehrungsgrad ρ [%]:	0,2	0,3	0,4	0,02
Betongüte f_{cm} [MPa]:	25	85	125	5

Der Festwert bezeichnet den Wert, der bei der Variation einer Variablen für die verbleibenden 5 Variablen festgesetzt wird.

Für die Beanspruchung ist für die maximale Rissbreite die Risstemperatur maßgeblich ($\Delta T_{M,max} = \Delta T_{M,cr}$). Als quasi ständige Belastung $\Delta T_{M,p}$ für die Ermittlung der permanenten Rissbreite wird 25 K angesetzt. Hierbei wird der ungünstigste Fall der Bildung eines einzigen Risses vorausgesetzt (analog zur Vorgehensweise in Kap. 4.5.3).

Um den Vergleich mit den Normen zu ermöglichen, wird die nach dem eigenen Verfahren berechnete Rissbreite für die maximale Einwirkung $\Delta T_{M,max}$ mit einem Teilsicherheitsbeiwert für Modellunsicherheiten und Streuungen des Verbunds von 1,5 multipliziert. Für die maximale Einwirkung ist der Teilsicherheitsbeiwert für die Rissbreite darin begründet, dass für die Einwirkung kein Teilsicherheitsbeiwert angesetzt wird, da auch für höhere Temperaturen die maximale Rissbreite gleich bleibt und sich nur die Anzahl der Risse ändert (gilt unter der Vorgabe einer konstanten Betonzugfestigkeit). Hinsichtlich der Konsequenzen der Rissbildung ist der Teilsicherheitsbeiwert unumgänglich, da allzu breite Risse durch die dann fehlende Verzahnung der Rissufer den Querschnitt trennen und das Tragverhalten signifikant beeinflussen.

Bei der permanenten Einwirkung $\Delta T_{M,p}$ handelt es sich um einen Gebrauchstauglichkeitsnachweis (Beschränkung der Dichtigkeit und der Dauerhaftigkeit). Hierfür ist gemäß DIN EN 1090 und DIN EN 1992-1-1 kein Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen vorgesehen.

4.6.3.2 Ergebnisse

Die Variation ergibt die in den folgenden Diagrammen dargestellten Rissbreiten (Bild 88a-f):

VARIATION MASTDURCHMESSER

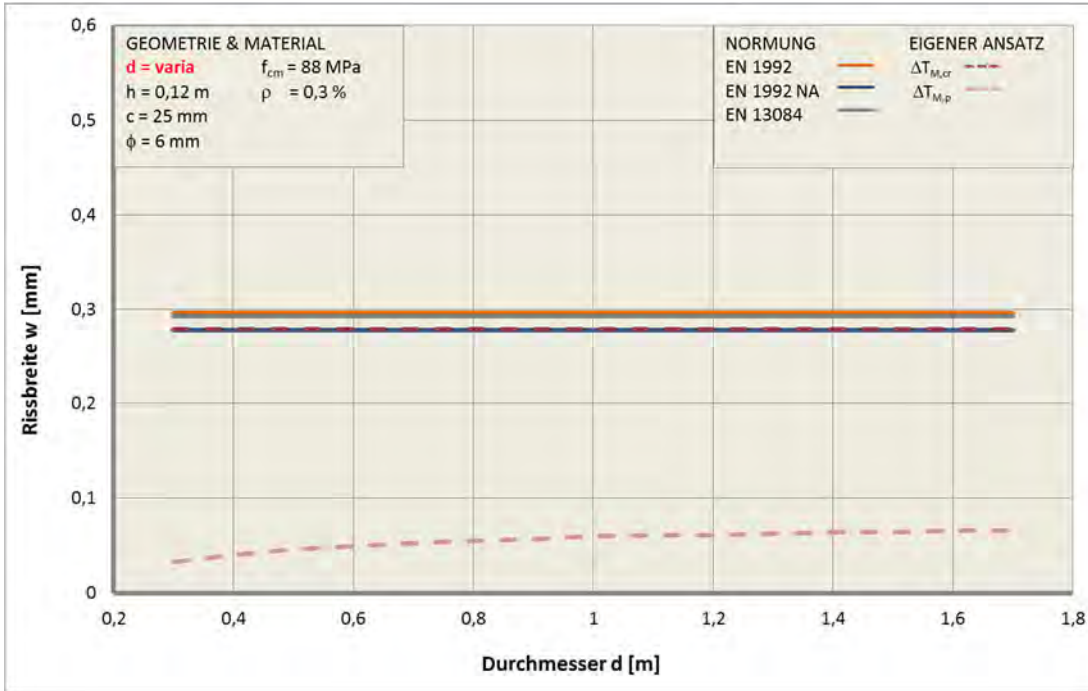


Bild 88a: Rissbreite im Normenvergleich bei Variation des Mastdurchmessers

VARIATION WANDDICKE

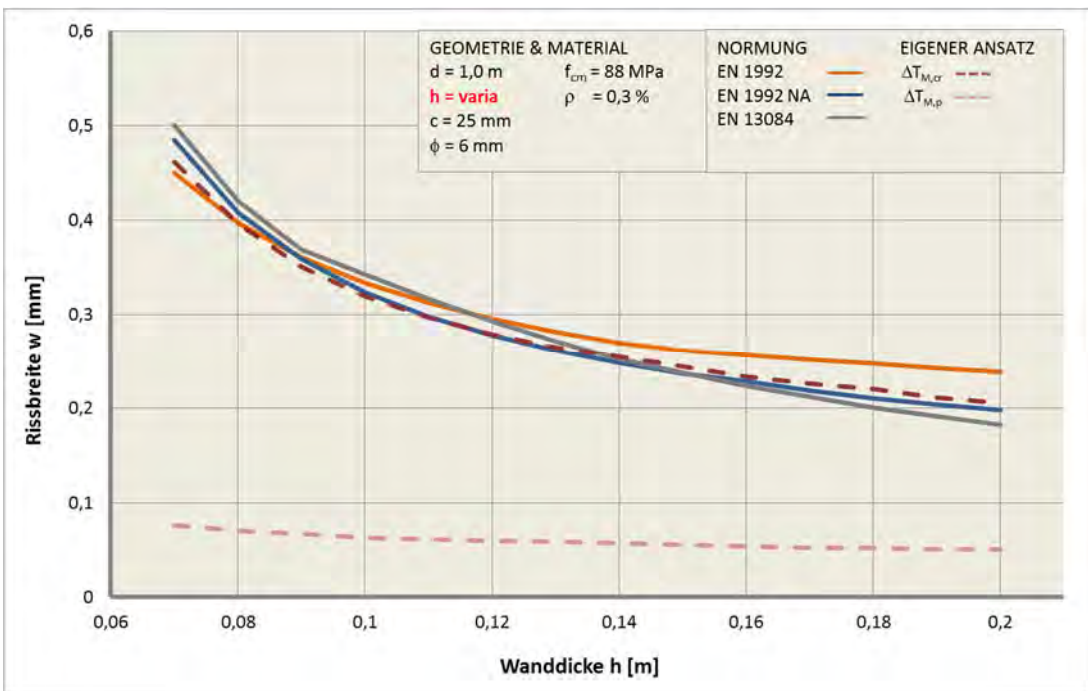


Bild 88b: Rissbreite im Normenvergleich bei Variation des Stabdurchmessers

VARIATION BETONDECKUNG

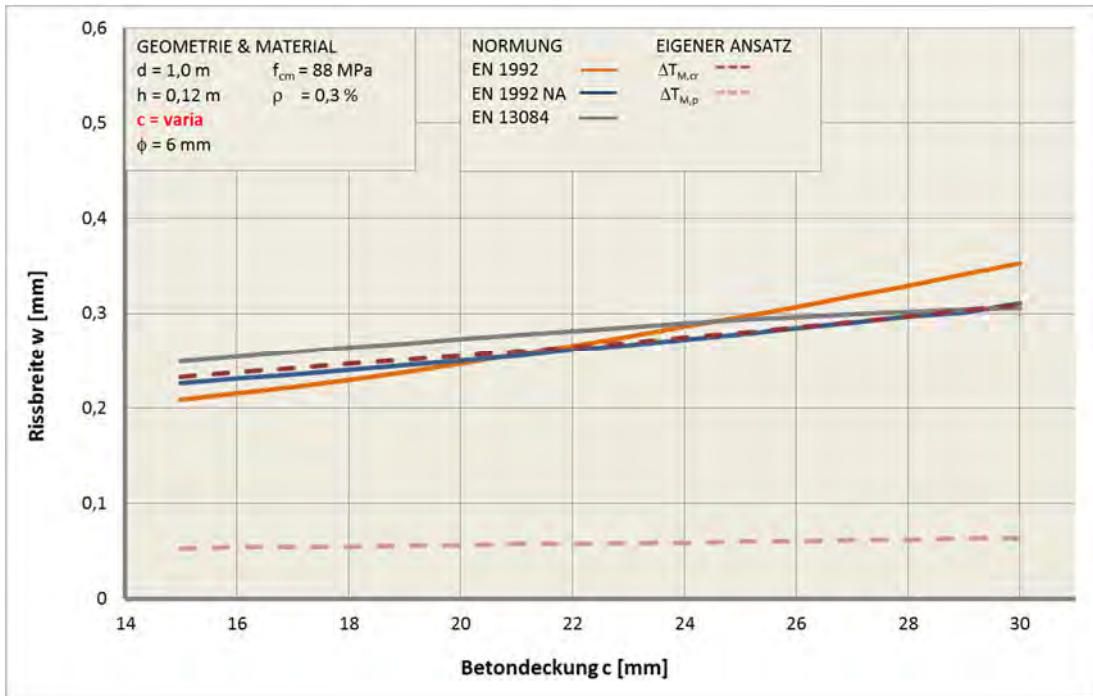


Bild 88c: Rissbreite im Normenvergleich bei Variation der Betondeckung

VARIATION STABDURCHMESSER

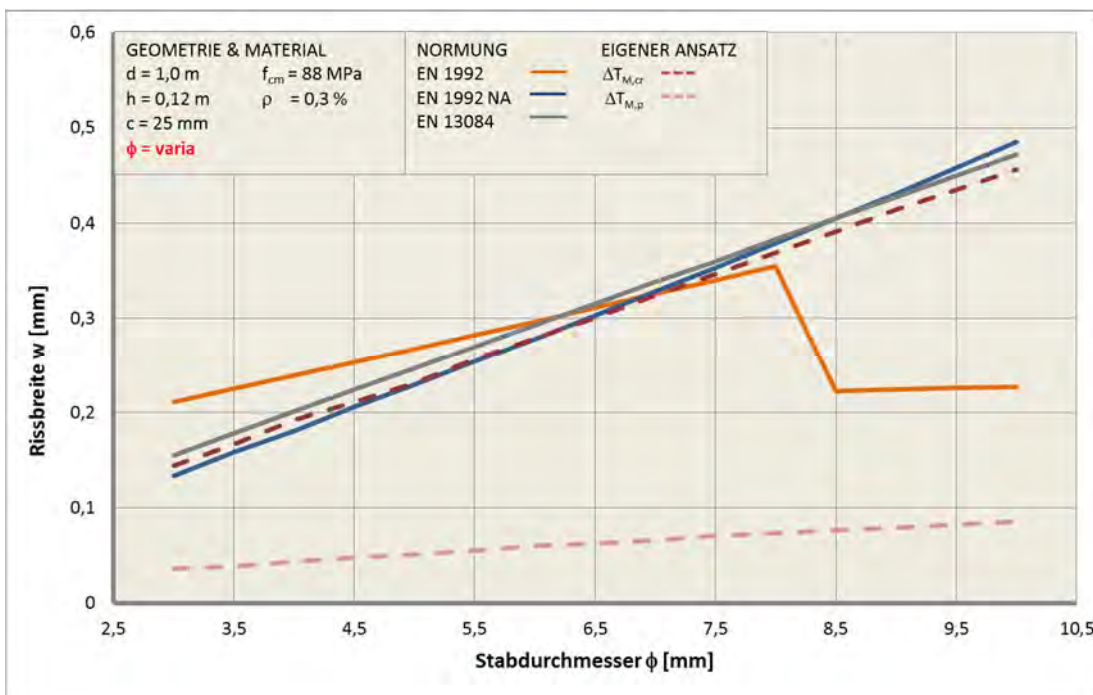


Bild 88d: Rissbreite im Normenvergleich bei Variation des Stabdurchmessers

VARIATION BEWEHRUNGSGRAD

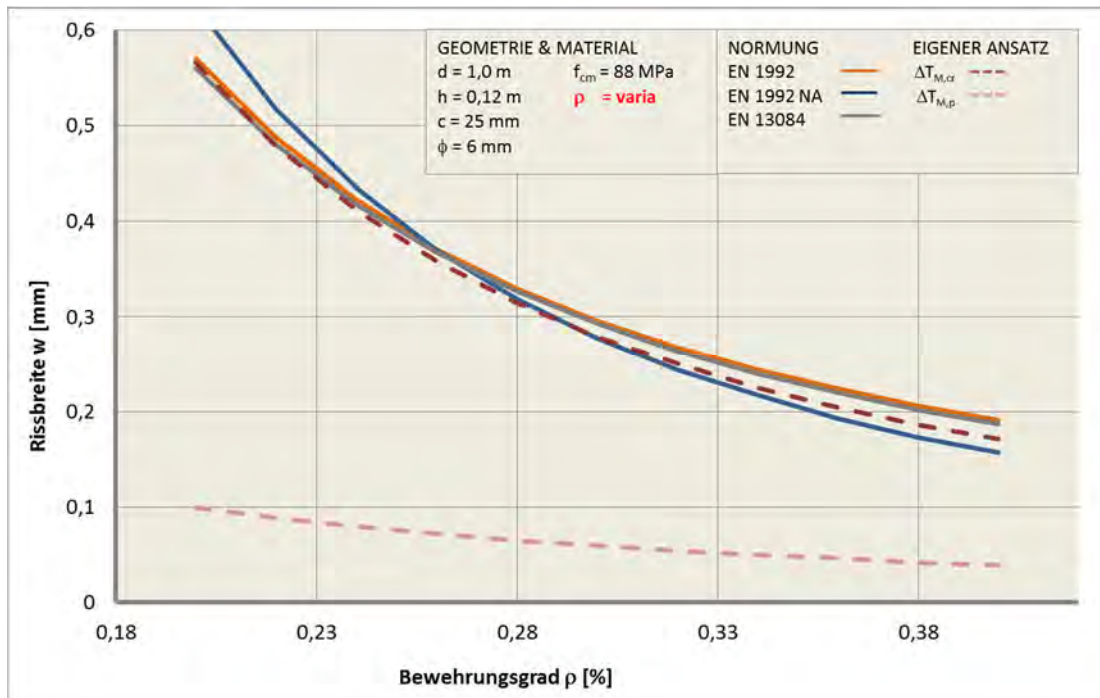


Bild 88e: Rissbreite im Normenvergleich bei Variation des Bewehrungsgrads

VARIATION BETONFESTIGKEIT

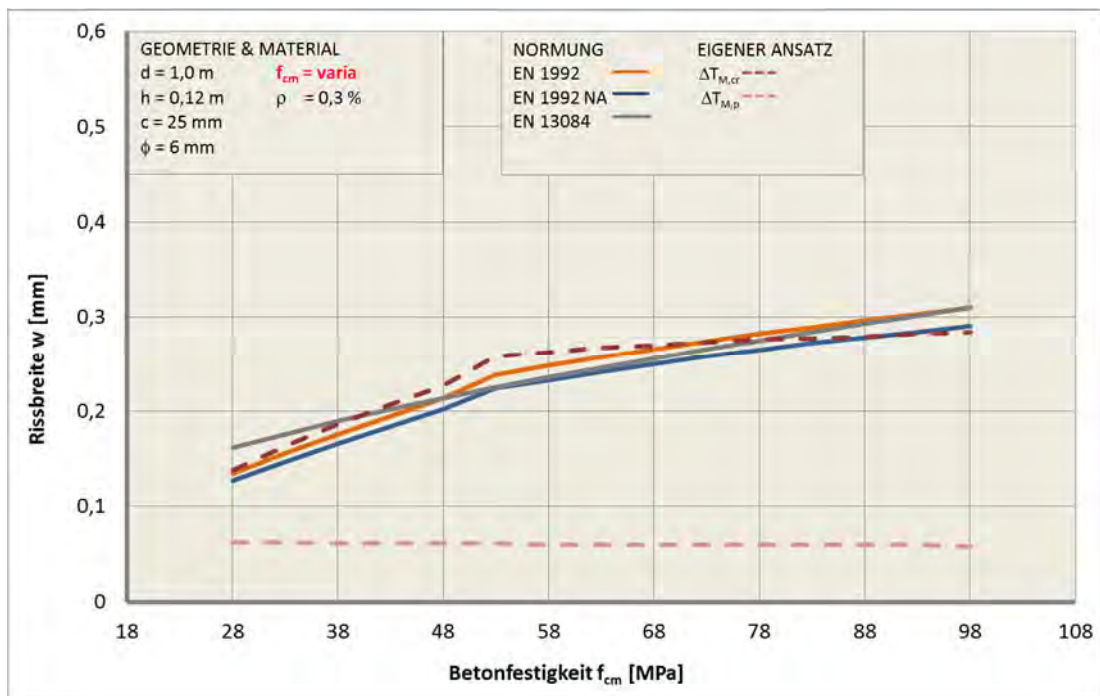


Bild 88f: Rissbreite im Normenvergleich bei Variation der Betonfestigkeit

4.6.3.3 Auswertung

Insgesamt zeigt die Parameterstudie hinsichtlich des Vergleichs der Rissbreiten infolge Dauerbeanspruchung $\Delta T_{M,p}$ mit den Rissbreiten infolge der Risschnittgrößen (Normen bzw. eigener Ansatz mit $\Delta T_{M,cr}$) die folgenden Erkenntnisse:

- Die Rissbreiten infolge Dauerbeanspruchung $\Delta T_{M,p}$ sind deutlich geringer als die Rissbreiten nach Normen.

Hier zeigt sich der Gewinn der Unterscheidung nach maximaler Beanspruchung bei der Rissbildung und der Dauerbeanspruchung des gerissenen Querschnitts. Da im Regelfall die kurzfristige Rissbreite beim Riss hinsichtlich der Dichtigkeit und damit der Bewehrungskorrosion nicht relevant ist, sollte für Mastbauwerke generell für die permanente Rissbreite bemessen werden. Diese neue Betrachtung ist auch wichtig für die Beurteilung gerissener Querschnitte bei Begutachtungen, da nur die gemessenen Rissbreiten zusammen mit der Rissanzahl und der bei der Rissbreitenmessung vorherrschenden Umgebungsbedingungen eine Einschätzung des Bauwerks hinsichtlich Tragfähigkeit (z.B. Fließen der Wendelbewehrung), Sanierungsbedarf etc. ermöglichen.

- Das Rissniveau infolge Dauerbeanspruchung $\Delta T_{M,p}$ ist insgesamt sehr gering (i.d.R. $< 0,1$ mm). Diese Berechnungsergebnisse decken sich mit den Feldbeobachtungen, wonach die Breite der Vertikalrisse an modernen Masten mit enger Wendelbewehrung immer sehr gering ist ($< 0,05$ mm). Andererseits bedeuten Einzelfälle mit größerer Rissbreite ($> 0,1$ mm), dass hier von einer Beeinträchtigung der Querschnittstragfähigkeit ausgegangen werden muss und eine umfangreiche Untersuchung erforderlich ist. Die gemäß DIN EN 1992-1-1 anzusetzende zulässige Rissbreite im Bereich von 0,2 – 0,4 mm (vgl. Bild 89) sind für die Beurteilung der Schleuderbetonmaste nicht relevant, da der Stahl schon bei sehr geringen Rissbreiten fließen kann und die resultierende Aufweitung der Risse die Gefährdung der Tragsicherheit bedeutet.

Tabelle 7.1N — Empfohlene Werte für w_{max} (mm)

Expositionsklasse	Bauteile aus Stahlbeton und Bauteile aus Spannbeton mit Spanngliedern ohne Verbund	Bauteile aus Spannbeton mit Spanngliedern im Verbund
	Quasi-ständige Einwirkungskombination	Häufige Einwirkungskombination
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Dekompression

ANMERKUNG 1 Bei den Expositionsklassen X0 und XC1 hat die Rissbreite keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit und dieser Grenzwert wird zur Wahrung eines akzeptablen Erscheinungsbildes gesetzt. Fehlen entsprechende Anforderungen an das Erscheinungsbild, darf dieser Grenzwert erhöht werden.

ANMERKUNG 2 Bei diesen Expositionsklassen ist in der Regel zusätzlich die Dekompression unter quasi-ständigen Einwirkungskombinationen zu prüfen.

Bild 89: Empfohlene Werte zur Rissbreitenbegrenzung – DIN EN 1992-1-1, Tabelle 7.1N [209]

Hinsichtlich des Vergleichs der Rissbreiten bei der Rissbildung (Normen bzw. eigener Ansatz mit $\Delta T_{M,cr}$) zeigen die Bilder 88a-f:

- Ähnlicher Verlauf der Rissbreiten nach eigenem Ansatz im Vergleich zur DIN EN 13084 und DIN EN 1992-1-1 NA

Der Verlauf der Graphen ist vergleichbar, die Abweichungen der nach den verschiedenen Ansätzen ermittelten Rissbreiten betragen unter 10%..

- Abweichender Verlauf der Rissbreiten DIN EN 1992-1-1 im Vergleich zu den anderen Normen und dem eigenen Ansatz

Bei fast allen Variationen weicht die Steigung des Graphen der Rissbreiten gemäß DIN EN 1992-1-1 deutlich von den anderen Verläufen ab. Zudem weist der Verlauf bei der Variation des Stabdurchmessers eine Unstetigkeit auf.

Ursache für diese Abweichung ist die auf vielen Beiwerten beruhende Berechnung der Risseinleitungslänge. Durch den hohen Faktor k_3 kommt der Betondeckung eine übermäßige Bedeutung zu (zum Vergleich: $k_3 = 0$ gemäß DIN EN 1992-1-1 NA), der Graph für die DIN EN 1992-1-1 steigt daher bei Zunahme der Betondeckung stärker an (Bild 88c). Durch die kleinen Beiwerte k_1 , k_2 und k_4 ist der Einfluss des Stabdurchmessers gemäß DIN EN 1992-1-1 deutlich geringer, der Graph ist hier daher deutlich flacher (Bild 88d).

Die Unstetigkeit bei der Variation des Stabdurchmessers resultiert aus der veränderten Berechnung der Risseinleitungslänge $s_{r,max}$, wenn der Bewehrungsabstand $5 \cdot (c + \phi/2)$ überschreitet. Demnach ist $s_{r,max}$ als oberer Grenzwert mit $1,3 \cdot (h-x)$ zu berechnen (vgl. Kap. 2.5.3.2). Diese Bedingung ist bei $\phi \geq 8\text{mm}$ erfüllt. Allerdings zeigen die damit stark abnehmenden Rissbreiten, dass es sich mit den Randbedingungen der Betonmaste keineswegs um den oberen Grenzwert handelt. Vielmehr ist der Wert für die Risseinleitungslänge vor allem durch die sehr geringe Wanddicke deutlich zu niedrig.

Insgesamt zeigen die Diagramme, dass die Verfahren zur Berechnung der Rissbreite gemäß DIN EN 13084 und EC2 mit deutschem nationalem Anhang auch für den Sonderfall der Maste unter Ansatz der Risschnittgrößen zu vergleichbaren Werten für die maximale Rissbreite führen.

Die empirisch ermittelten Formeln gemäß DIN EN 1992-1-1 weichen deutlich von der eigenen Berechnung ab, sodass der Eurocode für Mastquerschnitte hinsichtlich der Rissbreitenberechnung aufgrund der oben genannten Gründe zu konservativ ist.

Da jede Rissbildung bei den kleinen Mastquerschnitten zu einer erheblichen Entlastung führt, weichen die Rissbreiten nach den Normen erheblich von der zu erwartenden dauerhaften Rissbreite infolge $\Delta T_{M,p}$ ab. Für Gebrauchstauglichkeitsnachweise sollte daher generell ein steifigkeitsorientierter Nachweis erfolgen, da die Vereinfachung der Gleichsetzung der Zwangsschnittgrößen mit den Risschnittgrößen zu konservativ ist.

4.6.4 Studie zu Rissbreiten für Türme

4.6.4.1 Variation

Nachdem die vorangegangene Studie gezeigt hat, dass für Mastquerschnitte geringe bis moderate Unterschiede hinsichtlich der Rissbreiten bei Anwendung der verschiedenen Verfahren resultieren, soll eine weitere Studie zeigen, welche Werte sich im konventionellen Stahlbetonbau ergeben. Hierzu werden Querschnitte herangezogen, die für Industrieschornsteine oder Fernsehtürme typisch sind:

<i>Variable</i>		<i>Kleinstwert</i>	<i>Festwert</i>	<i>Größtwert</i>	<i>Variation</i>
Durchmesser	d [m]	10,0	10,0	10,0	0
Wanddicke	h [m]	0,2	0,5	1,0	0,05
Betondeckung	c [mm]	20	45	65	5
Stabdurchmesser	ϕ [m]	8	12	22	1
Bewehrungsgrad	ρ [%]	0,175	0,2	0,24	0,005
Betongüte	f_{cm} [MPa]	24	38	54	2

Der Festwert bezeichnet den Wert, der bei der Variation einer Variablen für die verbleibenden 5 Variablen festgesetzt wird.

Hinsichtlich der Beanspruchung und des Sicherheitskonzepts werden die gleichen Werte wie bei den Masten angesetzt. Bei Industrieschornsteinen ist jedoch zu beachten, dass die permanente Temperaturdifferenz $\Delta T_{M,p}$ in Abhängigkeit vom Aufbau des Schornsteins (mit / ohne separater Rauchgasröhre) und vom Betrieb (Rauchgastemperatur) deutlich höher sein kann. Insbesondere in Regionen mit sehr niedrigen Temperaturen im Winter können sich hier durch die kalte Außenluft und den warmen Innenraum des Schornsteins unter Vollast (Heizperiode) stabile Temperaturdifferenzen von 30 – 40 K (ohne Sicherheitsbeiwert) einstellen.

Die DIN EN 13084 beinhaltet eine abweichende Berechnung der Zugfestigkeit im Vergleich zum Eurocode (vgl. 3.2.2). Hierbei wird ein weiterer Beiwert hinsichtlich der Wanddickenvariation ermittelt. Der Beiwert c_v berücksichtigt die mit der Wanddicke zunehmende Vorschädigung infolge von Eigenspannungen. Dieser wirkt sich bei Masten aufgrund der generell kleinen Wanddicken nicht aus, bei den größeren Wanddicken der turmartigen Bauwerke ist der Einfluss aber signifikant. Daher ist zur Verbesserung des Vergleichs in den folgenden Diagrammen auch eine Berechnung der Rissbreiten nach eigenem Ansatz mit den Zugfestigkeiten gemäß DIN EN 13084 enthalten.

4.6.4.2 Ergebnisse

Die Variation der 5 Variablen (Durchmesser konstant bei 10,0 m) ergibt die in den folgenden Diagrammen dargestellten Rissbreiten:

VARIATION WANDDICKE

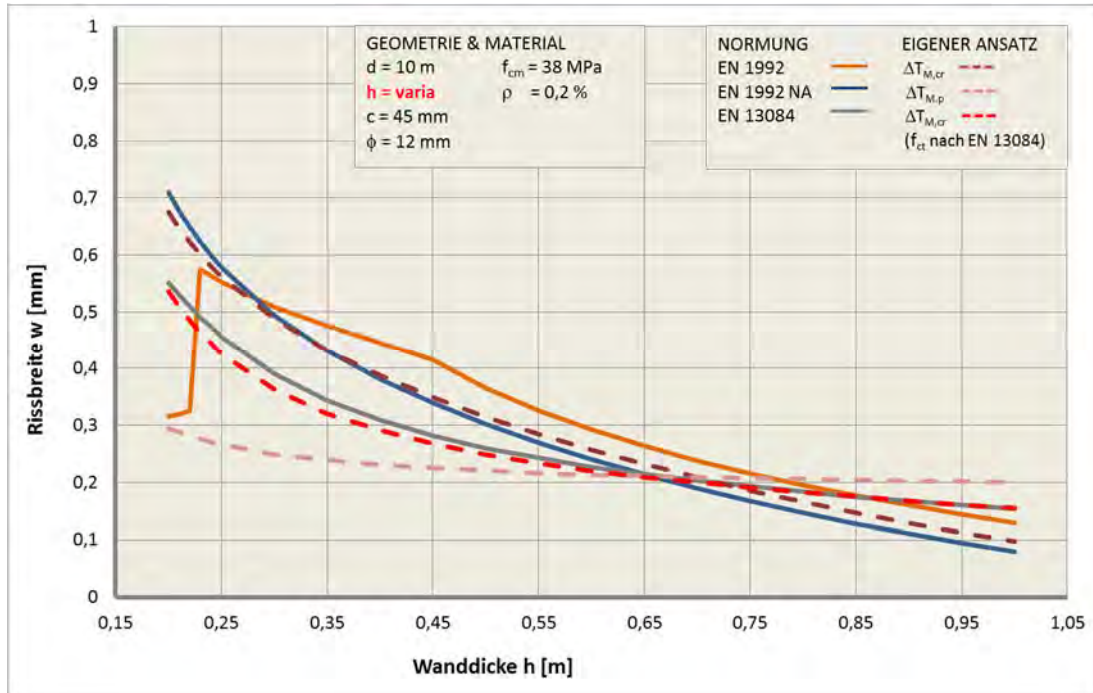


Bild 90a: Rissbreite im Normenvergleich bei Variation des Stabdurchmessers

VARIATION BETONDECKUNG

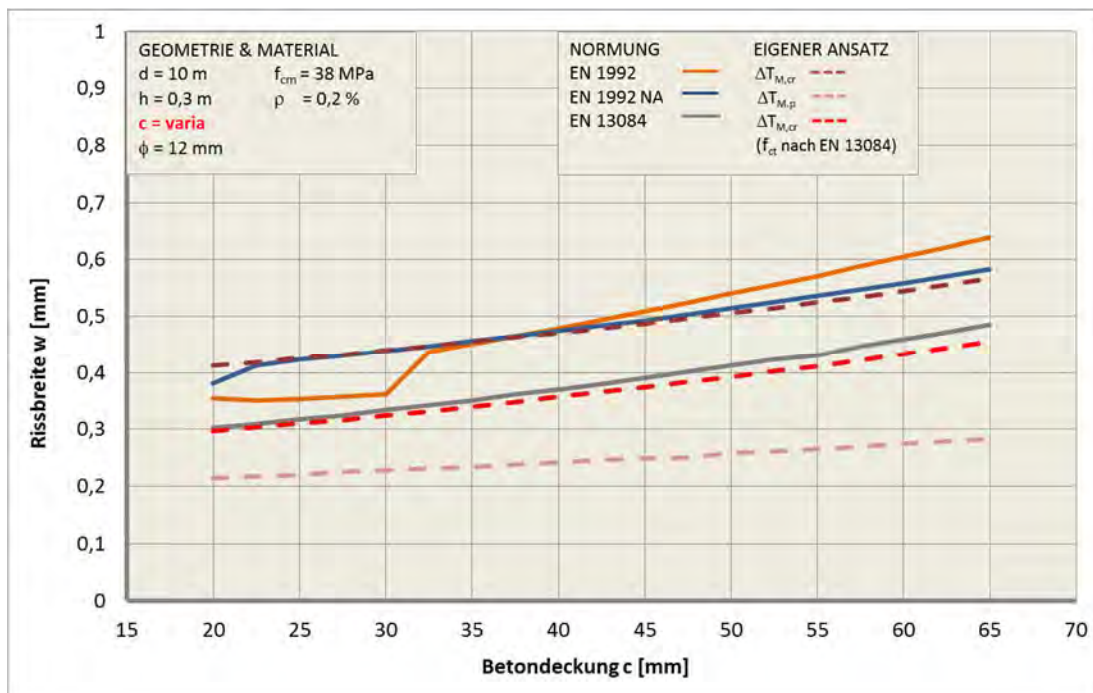


Bild 90b: Rissbreite im Normenvergleich bei Variation der Betondeckung

VARIATION STABDURCHMESSER

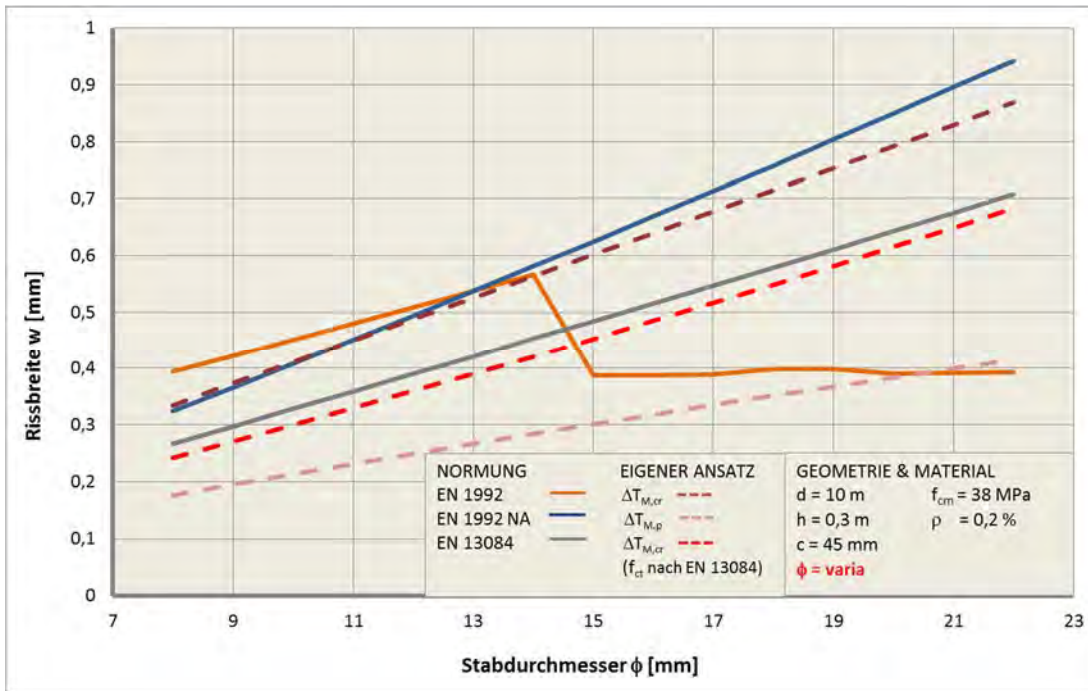


Bild 90c: Rissbreite im Normenvergleich bei Variation des Stabdurchmessers

VARIATION BEWEHRUNGSGRAD

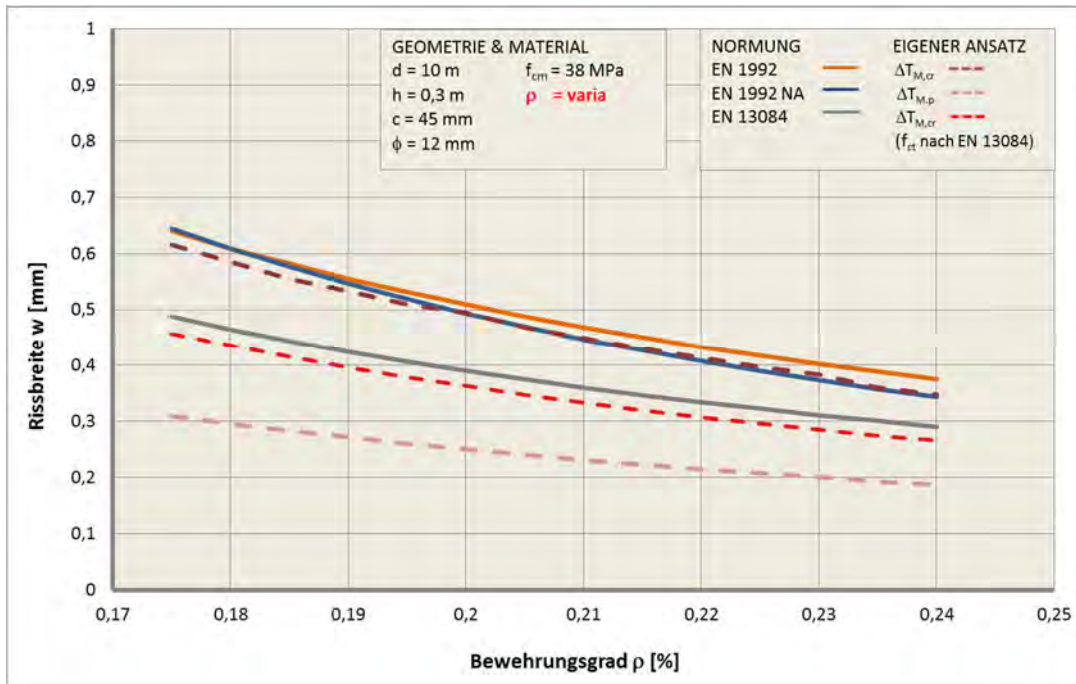


Bild 90d: Rissbreite im Normenvergleich bei Variation des Bewehrungsgrads

VARIATION BETONFESTIGKEIT

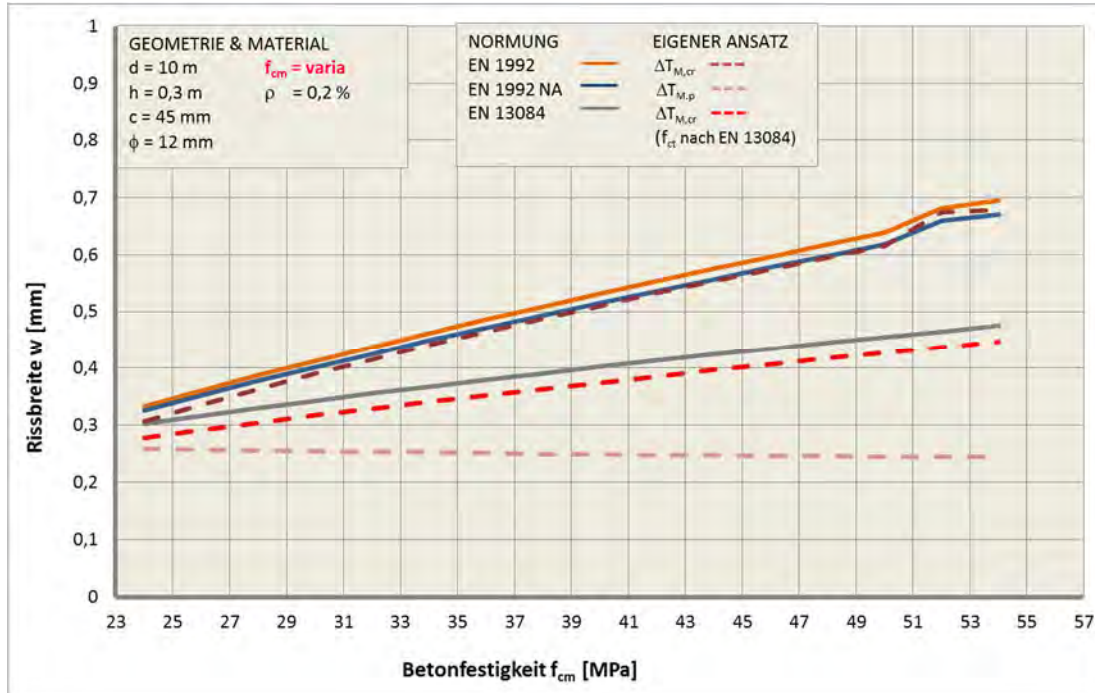


Bild 90e: Rissbreite im Normenvergleich bei Variation der Betonfestigkeit

4.6.4.3 Auswertung

Insgesamt zeigt die Parameterstudie hinsichtlich des Vergleichs der Rissbreiten infolge Dauerbeanspruchung ΔT_{M,p} mit den Rissbreiten bei der Rissbildung (Normen bzw. eigener Ansatz mit ΔT_{M,cr}) die folgenden Erkenntnisse:

- Die Rissbreiten infolge Dauerbeanspruchung ΔT_{M,p} sind geringer als die Rissbreiten nach den Normen.
 Wie schon bei den Mastquerschnitten zeigt sich der Gewinn der Unterscheidung nach maximaler Beanspruchung bei der Rissbildung und der Dauerbeanspruchung des gerissenen Querschnitts. Auffällig ist jedoch, dass hier die Abweichungen wesentlich geringer sind. Ursache hierfür sind die im konventionellen Stahlbetonbau geringeren Entlastungen, die mit der geringeren Betonfestigkeit und dem großen Querschnitt zusammenhängen (vgl. Kap. 4.1.3 mit Bild 59a,b).
- Das Rissniveau infolge Dauerbeanspruchung ΔT_{M,p} ist insgesamt moderat (0,2 – 0,4 mm). Diese Ergebnisse decken sich sehr gut mit den Anforderungen der Normen, die im konventionellen Stahlbetonbau die Rissbreiten je nach Expositionsklasse auf 0,3-0,4 mm begrenzen.

Hinsichtlich des Vergleichs der Rissbreiten bei der Rissbildung (Normen bzw. eigener Ansatz mit $\Delta T_{M,cr}$) zeigen die Bilder 90a-e:

- Ähnlicher Verlauf der Rissbreiten nach eigenem Ansatz im Vergleich zur DIN EN 13084 und DIN EN 1992-1-1 NA

Der Verlauf der Graphen hinsichtlich der Steigung ist vergleichbar, allerdings auf einem unterschiedlichen Niveau. Die Rissbreiten gemäß DIN EN 13084 sind im Mittel um ca. 20% kleiner. Ursache für die kleineren Rissbreiten bei Berechnung nach DIN EN 13084 ist die geringere Zugfestigkeit aufgrund der zusätzlichen Berücksichtigung der Vorschädigung infolge Eigenspannungen.

- Abweichender Verlauf der Rissbreiten nach DIN EN 1992-1-1 im Vergleich zu anderen Normen und eigenem Ansatz bei Variation Stabdurchmesser, Betondeckung und Wanddicke

Wie bereits bei der Parameterstudie der Mastquerschnitte erläutert, sind hier der überproportionale Anteil der Betondeckung und der unterproportionale Anteil des Stabdurchmessers bei der Berechnung der Risseinleitungslänge maßgebend.

- Diverse Unstetigkeiten beim Verlauf der Rissbreiten nach DIN EN 1992

WANDDICKE: Die Unstetigkeiten ergibt sich bei sehr kleinen Wanddicken, da hier aufgrund des großen Bewehrungsabstands $s_{r,max}$ als oberer Grenzwert mit $1,3 \cdot (h-x)$ berechnet werden darf. Die zweite Unstetigkeit bei $h = 0,45$ m resultiert aus der veränderten Formel zur Berechnung der effektiven Zugzone $[(h-x)/3$ für $h < 0,45$ m und $(h-d) \cdot 2,5$ für $h \geq 0,45$ m].

BETONDECKUNG: Die Unstetigkeit bei $c = 30$ mm resultiert aus der Berechnung der Risseinleitungslänge $s_{r,max} = 1,3 \cdot (h-x)$, da für kleine Betondeckungen die Bedingungen Stababstand $s > 5 \cdot (c + \phi/2)$ erfüllt ist.

STABDURCHMESSER: Wie bei der kleinen Betondeckung ist auch für große Stabdurchmesser die Bedingung $s > 5 \cdot (c + \phi/2)$ erfüllt und die Risseinleitungslänge wird mit $s_{r,max} = 1,3 \cdot (h-x)$ berechnet.

4.6.5 Fazit

Die Parameterstudien hinsichtlich der Rissbreitenberechnung nach dem eigenen Ansatz und den diversen Normen zeigen den Vorteil der Unterscheidung nach Maximalbeanspruchung zur Berechnung der Rissanzahl und Quasi-ständiger Beanspruchung zur Ermittlung der Rissbreite. Für alle betrachteten Fälle der Mast- und Turmquerschnitte liegt die nach diesem Ansatz ermittelte Rissbreite deutlich unter den Normwerten.

Bei den Normen ist der überdurchschnittlich große Einfluss der Betondeckung und der Stabdurchmesser nach DIN EN 1992-1-1 auffällig. Dieser deckt sich weder mit den eigenen Betrachtungen noch mit den Ergebnissen nach DIN EN 13084 und DIN EN 1992-1-1 NA.

4.7 Anwendung bei der Bewertung bestehender Bauwerke

4.7.1 Motivation

Neben der Bemessung der Bewehrung neuer Bauwerke ist die Bewertung der Rissbildung der Bestandsbauten die zweite Anwendung des wirklichkeitsnahen Verfahrens zum Verhalten der Mast- und Turmquerschnitte.

Nachfolgend sollen vertikale Risse an drei unterschiedlichen Bauwerken hinsichtlich ihrer Ursachen und Konsequenzen bewertet werden:

- Zahlreiche feine Vertikalrisse an der Wandaußenseite, junger Schleuderbetonmast Eifa
- Vereinzelt breite Vertikalrisse an der Wandaußenseite, alter Schleuderbetonmast Ulm
- Breite Vertikalrisse an der Wandinnenseite, Betonturm Wesel

4.7.2 Fall 1 – Mobilfunkmast Eifa

Der Mobilfunkmast in Eifa (bei Alsfeld, Hessen) zeigt ein Rissbild, wie es sehr vereinzelt bei der aktuellen Mastbaureihe der Fa. Europoles zu beobachten ist:

- Zahlreiche kurze Vertikalrisse mit Rissabstand ca. 100 mm, $w < 0,1$ mm, versintert
- Offener Riss in der Schalungsfuge mit Rissabstand ca. 250 mm, w ca. 0,2 mm
- Konzentration der Risse auf der Mastostseite und auf Teilbereiche des unteren Mastsegments
- Deutlich sichtbare Risse aufgrund einer Mastbeschichtung

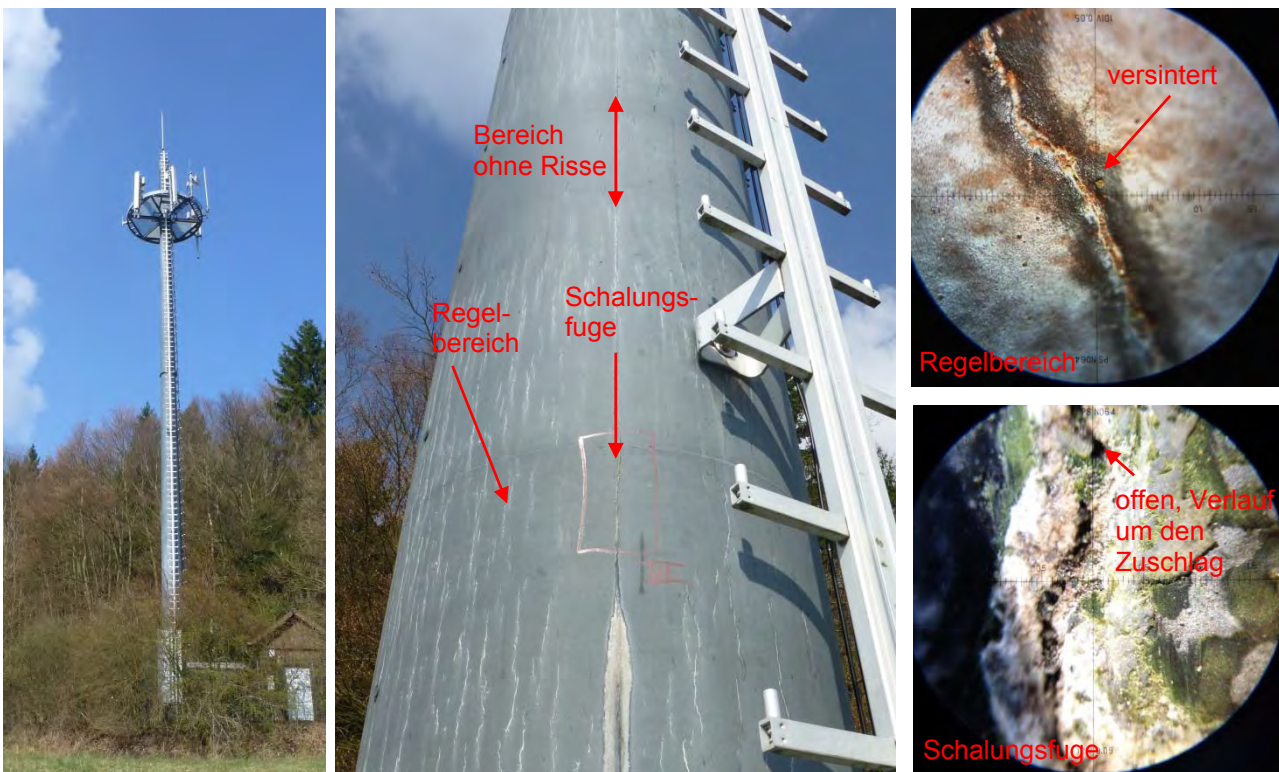


Bild 91: Vertikalrisse am Mobilfunkmast in Eifa

Im Bereich der Rissbildung sind die Querschnittswerte des Mastes Pfeleiderer MF 30 II (BJ 1996):

- Mastdurchmesser $d = 0,7 - 1,0$ m (gewählt: $d_{mit} = 0,85$ m)
- Wanddicke $h = 0,1$ m
- Betonfestigkeit $f_{cm} = 75$ MPa
- Durchmesser Wendelbewehrung $\phi = 5$ mm
- Stababstand Wendelbewehrung $s = 60$ mm
- Stahlsorte Wendelbewehrung BSt500 S, gerippt ($f_R = 0,039$)

Mit den Querschnittswerten können das M-K-Diagramm inklusive der Wiederbelastungskurven sowie die korrespondierenden Rissbreiten und Stahlspannungen durch Variation der Einwirkungen $\Delta T_{M,max}$ und $\Delta T_{M,p}$ ermittelt werden (Bild 92). Die Ergebnisse zeigen:

- Die Anzahl der Risse im Regelbereich steht im deutlichen Widerspruch zur ermittelten Rissanzahl bei zu erwartender Maximaleinwirkung $\Delta T_{M,max}$ (3 Risse am gesamten Querschnitt).
- Die sehr geringe Breite der versinterten Risse entspricht den berechneten Rissbreiten für die quasi-ständige Beanspruchung $\Delta T_{M,p}$ (0,04 mm für 3 Risse und $\Delta T_{M,p} = 25$ K).
- Die Stahlspannung beim Reißen entspricht der Streckgrenze des Stahls ($\sigma_{cr} = 488$ MPa)
- Die bei Sonneneinstrahlung sehr große Rissbreite in der Schalungsfuge übertrifft sogar die berechnete Rissbreite bei der Rissbildung ($w_{cr} = 0,134$ mm).

Diese Beobachtungen lassen die folgenden Schlussfolgerungen hinsichtlich des Regelbereichs zu:

- Eine normale Beanspruchung aus Temperaturdifferenz, Feuchtedifferenz und innerem Zwang kann als Ursache der Rissbildung ausgeschlossen werden.
- Aufgrund der großen Anzahl der Risse und der ungewöhnlichen Unterbrechung der Risse über eine Höhe von nur 0,5 m wird chemisches Treiben (z.B. Ettringit) als Rissursache vermutet.
- Die ausreichende Wendelbewehrung verhindert die Entstehung von dauernd offenen Rissen.
- Die ausreichende Wendelbewehrung verhindert das Fließen der Bewehrung.

Im Bereich der Schalungsfuge kann das signifikant veränderte Rissbild wie folgt erklärt werden:

- Das Rissbild mit dem um den Zuschlag verlaufenden Riss zeigt die unzureichende Qualität des Betons im Bereich der Schalungsfuge.
- Der im Vergleich zum Regelbereich wesentlich größere Rissabstand zeigt den größeren Risseinleitungsbereich und damit die reduzierte Verbundspannung.
- Der Beton ist im Bereich der Schalungsfuge durch Entmischung infolge einer undichten Schalungsfuge geschwächt.
- Der auf der warmen, sonnenbestrahlten Mastwandseite offene Riss deutet auf das Fließen der Wendelbewehrung hin.
- Aufgrund des dauernd offenen Risses mit Fließen der Wendelbewehrung besteht bezüglich der Schubkraftübertragung Verstärkungsbedarf.

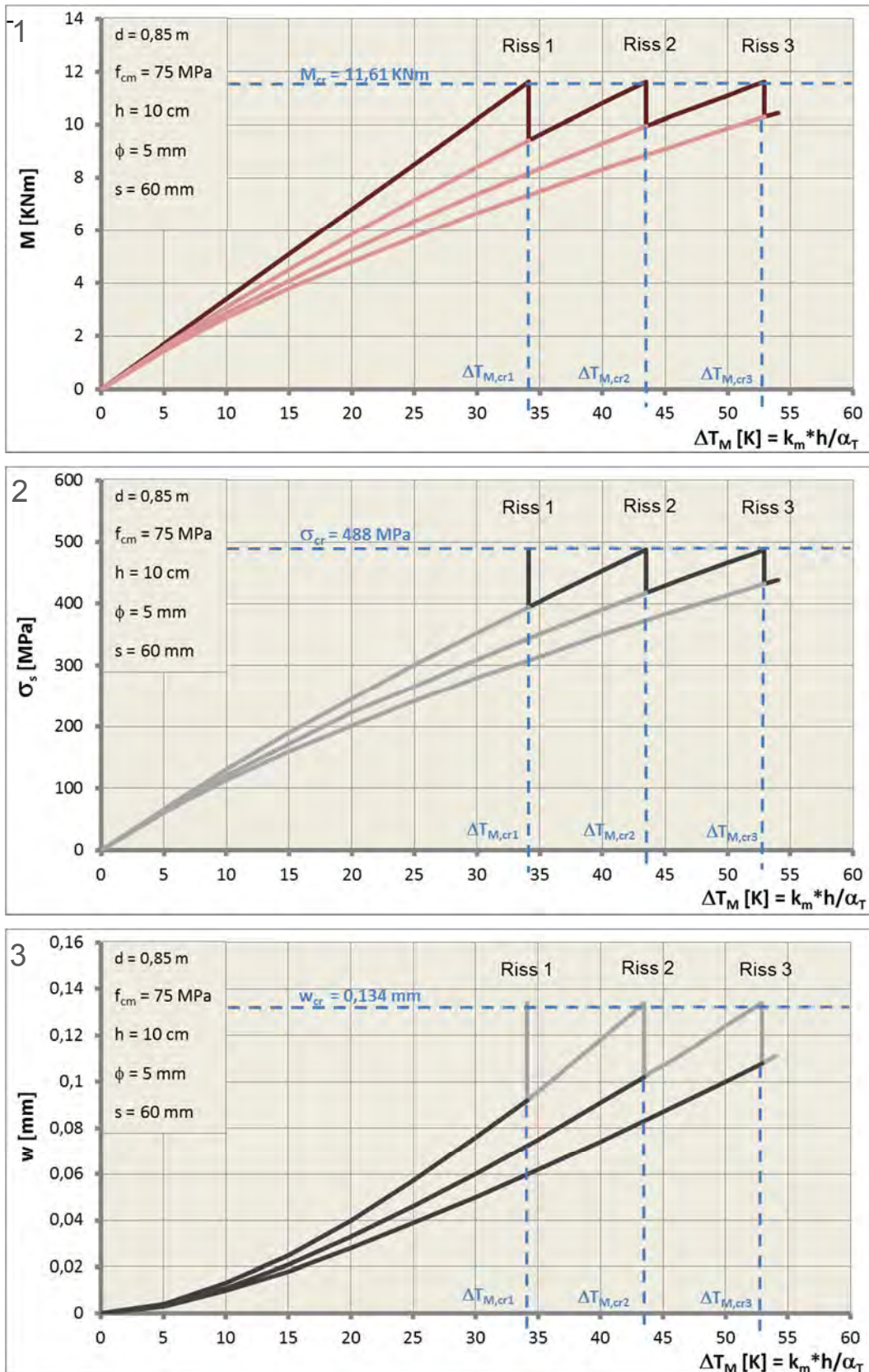


Bild 92: Vertikalrissverhalten Regelbereich Schleuderbetonmast Eifa

- (1) Zwangsmomente M
- (2) Stahlspannungen σ_s
- (3) Rissbreiten w

4.7.3 Fall 2 – Funkmast Ulm

Der Funkmast der Deutschen Bahn an einer Bahnstrecke bei Ulm zeigt im Vergleich zum Mobilfunkmast im Kap. 4.7.2 ein vollkommen anderes Rissbild:

Mastsegment 1:

- Vertikaler Trennriss an Nordwestseite mit Rissbreite bis 1,6 mm in einer Höhe von ca. 6-10 m
- Vertikaler Trennriss an Südseite mit Rissbreite bis 0,8 mm in einer Höhe von ca. 8-10 m
- Vereinzelt weitere kurze, versinterte Vertikalrisse
- Zahlreiche versinterte Vertikal- und Horizontalrisse mit Kalkausfluss im Bereich des Maststoßes

Mastsegment 2:

- Vertikaler Trennriss an Nordwestseite mit Rissbreite bis 0,8 mm in einer Höhe von ca. 21-23 m
- Vertikaler Trennriss an Südseite mit Rissbreite bis 0,5 mm in einer Höhe von ca. 20-24 m
- Mehrere versinterte Vertikal- und Horizontalrisse mit Kalkausfluss im Bereich des Maststoßes

Mastsegment 3:

- Keine Risse oder Abplatzungen



Bild 93: Vertikalrisse am Funkmast in Ulm

Die Querschnittswerte des Mastes Fa. Leonhard Moll Höhe 50m (BJ 1983) sind (Segment 1 + 2):

Mastsegment 1:

- Mastdurchmesser $d = 0,95 - 0,8 \text{ m}$ (gewählt: $d_{\text{mit}} = 0,875 \text{ m}$)
- Wanddicke $h = 0,12 \text{ m}$
- Betonfestigkeit $f_{\text{cm}} = 60 \text{ MPa}$
- Durchmesser Wendelbewehrung $\phi = 6 \text{ mm}$
- Stababstand Wendelbewehrung $s = 200 \text{ mm}$ Regelbereich / Zulage im Stoßbereich
- Stahlsorte Wendelbewehrung BSt500 S, gerippt ($f_R = 0,039$)

Mastsegment 2:

- Mastdurchmesser $d = 0,80 - 0,50 \text{ m}$ (gewählt: $d_{\text{mit}} = 0,65 \text{ m}$)
- Wanddicke $h = 0,10 \text{ m}$
- Betonfestigkeit $f_{\text{cm}} = 60 \text{ MPa}$
- Durchmesser Wendelbewehrung $\phi = 6 \text{ mm}$
- Stababstand Wendelbewehrung $s = 200 \text{ mm}$ im Regelbereich / Zulage im Stoßbereich
- Stahlsorte Wendelbewehrung BSt500 S, gerippt ($f_R = 0,039$)

Analog zum ersten Fall können mit den Querschnittswerten das M-K-Diagramm sowie die korrespondierenden Rissbreiten und Stahlspannungen für das Mastsegment 1 und Mastsegment 2 berechnet (Bild 94a,b). Die Ergebnisse zeigen:

- Im Regelbereich bildet sich bei zu erwartender Maximaleinwirkung $\Delta T_{M,\text{max}}$ jeweils nur 1 Riss.
- Aufgrund der geringen Bewehrung ist die Rissbreite am Riss sehr groß (0,808 mm für Mastsegment 1 und 0,652 mm für Mastsegment 2).
- Beim Reißen fließt die Bewehrung ($\sigma_{s,\text{cr}} = 1124$ bzw. 1001 MPa).
- Die Risse auf der Nordseite sind breiter aufgrund der aktuellen Einwirkung $\Delta T_{M,p}$ (Sonneneinstrahlung auf Mastsüdseite).

Diese Beobachtungen lassen die folgenden Schlussfolgerungen hinsichtlich des Regelbereichs zu:

- Eine normale Beanspruchung aus Temperaturdifferenz, Feuchtedifferenz und innerem Zwang kann als Ursache der Rissbildung ausgeschlossen werden.
- Aufgrund der zwei breiten Trennrisse und der weiteren sehr feinen Risse mit Aussinterungen wird chemisches Treiben (z.B. Ettringit) als Rissursache vermutet.
- Die beiden ersten Risse haben den Querschnitt durch zwei gegenüberliegende, sehr breite Risse in zwei Hälften gespalten.
- Die größeren Rissbreiten im Mastsegment 1 resultieren aus der größeren Wanddicke bei gleicher Bewehrung.
- Durch das ausgeprägte Fließen der Bewehrung schließen sich diese Risse nicht wieder.
- An den entlasteten Halbschalen bilden sich weitere feine Risse.

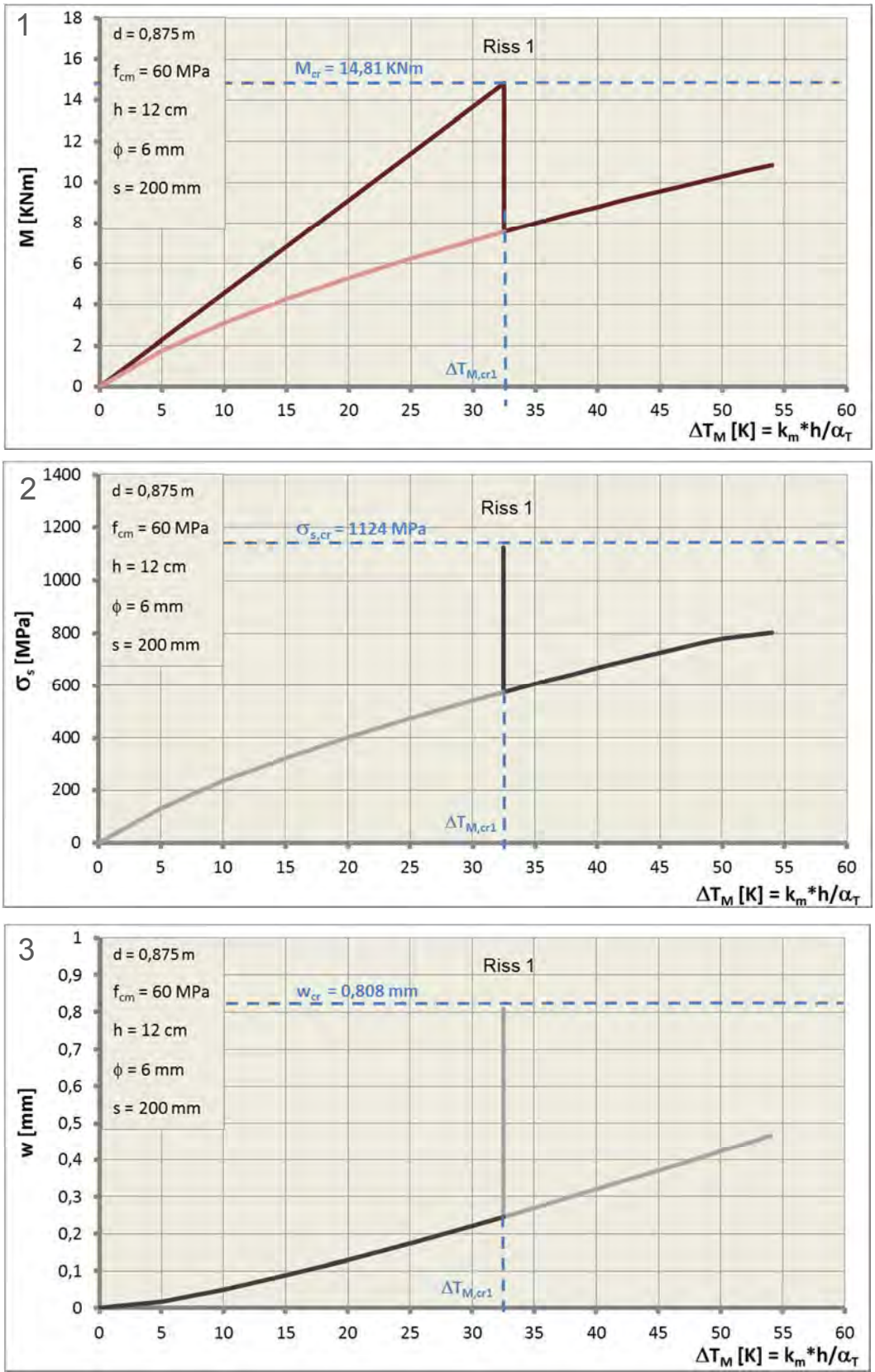


Bild 94a: Vertikalrissverhalten Schleuderbetonmast Ulm – Segment 1

- (1) Zwangsmomente M
- (2) Stahlspannungen σ_s
- (3) Rissbreiten w

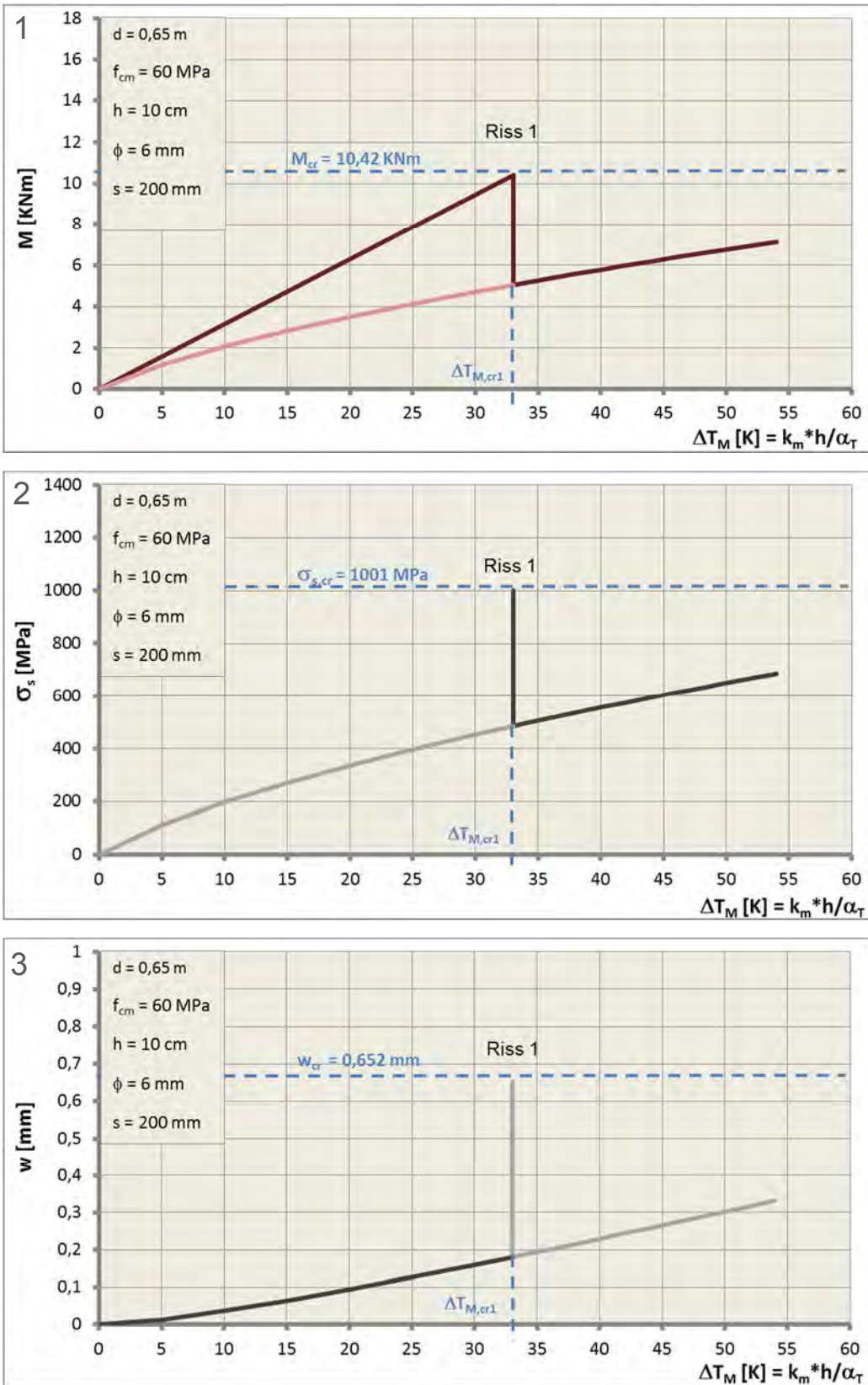


Bild 94b: Vertikalrissverhalten Schleuderbetonmast Ulm – Segment 2

- (1) Zwangsmomente M
- (2) Stahlspannungen σ_s
- (3) Rissbreiten w

Im Bereich der Stöße kann das signifikant veränderte Rissbild erklärt werden:

- Durch die Stoßausbildung (Zapfen und Hülse) handelt es sich hier nicht um einen Hohlquerschnitt.
- Durch den eher monolithischen Charakter des Stoßbereichs ist die Rissbildung infolge Treiben ungerichtet (Längs- und Querrisse).
- Durch den durch Zulage vergrößerten Bewehrungsgrad bilden sich mehr Risse.
- Der innen geschlossene Querschnitt bewirkt die starken Aussinterungen nach außen.

Das in M-K-Diagramm dargestellte, idealisierte Verhalten entspricht insofern nicht der tatsächlichen Situation im Regelbereich, als dass es die Bildung von Trennrissen nicht berücksichtigt. Tatsächlich bedeuten die großen Stahlspannungen und Rissbreiten, dass der Querschnitt bereits beim ersten Riss in den Zustand 2 übergeht.

Durch die beiden nahezu gegenüber liegenden Trennrisse wird der Kreisringquerschnitt aufgrund der fehlenden Schubkraftübertragung an den Rissufern praktisch in zwei Halbkreisringe gespalten. Bei starker Belastung (z.B. Orkan) ist die Standsicherheit des Bauwerks damit gefährdet.

4.7.4 Fall 3 – Fernmeldeturm Wesel

An dem Schaft des 1984 erbauten 153m hohe Ortbetonturmes wurde das folgende Rissbild bei bewölkter Witterung ($\Rightarrow \Delta T_{M,p} = 0 \text{ K}$) festgestellt:

- Je ein Vertikalrisse an der Schaftwandinnenseite an der Ost, Süd- und Westseite des Turms
- Rissbreite $> 2\text{mm}$ im Regelbereich, Rissbreite $0,5 - 0,7 \text{ mm}$ im Bereich der Innenbühnen
- Keine Vertikalrisse an der Schaftwandaußenseite

Zur Ermittlung der eingebauten Horizontalbewehrung wurde der Schaft mit Radartechnik untersucht.

Die Ergebnisse sind:

- Schaftaußenseite: $\phi = 12 \text{ mm}$, $s = 160 \text{ mm}$
- Schaftinnenseite Regelbereich: $\phi = 12 \text{ mm}$, $s = 900 \text{ mm}$
- Schaftinnenseite Bühnenbereich: $\phi = 12 \text{ mm}$, $s = 600 \text{ mm}$

Die weiteren, zur Erfassung des Vertikalrissverhaltens erforderlichen Randbedingungen sind:

- Schaftdurchmesser $d = 9,2 - 4,9 \text{ m}$
- Wanddicke $h = 0,35 \text{ m}$
- Betondeckung $c = 25 \text{ mm}$
- Betongüte Bn 350 (entspricht C25/30 gemäß [50])



Bild 96: Breite Vertikalrisse an der Schaftinnenseite Betonturm Wesel

Zur Nachbildung des Rissverhaltens werden das Zwangsmoment M , die Stahlspannung σ_s und die Rissbreite w für die drei verschiedenen Stababstände ($s = 160 \text{ mm} / 600 \text{ mm} / 900 \text{ mm}$) berechnet (Bilder 97a-c).

Die Ergebnisse zeigen das folgende Verhalten an der eng bewehrten Schaftaußenseite (Bild 97a):

- Bildung zahlreicher Risse schon bei moderaterer Temperaturdifferenz über die Wanddicke
- Kein Fließen der Bewehrung bei der Rissbildung ($\sigma_{s,cr} = 265 \text{ MPa}$)
- Maximale Rissbreite bei der Rissbildung $w_{cr} = 0,162 \text{ mm}$
- Permanente Rissbreite $w_p = 0$ bis $0,15 \text{ mm}$ (abhängig von $\Delta T_{M,p}$ und Anzahl der vorhandenen Risse infolge $\Delta T_{M,max}$)
- Geschlossene Risse bei $\Delta T_{M,p} = 0$ (Zustand zum Zeitpunkt der Inspektion)

An der Schaftinnenseite mit zusätzlicher Horizontalbewehrung im Bereich der Innenbühnen ergibt sich rechnerisch das folgende Verhalten (Bild 97b):

- Bildung eines einzelnen Risses (zweiter Riss erst bei $\Delta T_{M,max} = 28 \text{ K}$)
- Fließen der Bewehrung bei der Rissbildung ($\sigma_{s,cr} = 948 \text{ MPa}$)
- Maximale Rissbreite bei der Rissbildung $w_{cr} = 1,62 \text{ mm}$
- Permanente Rissbreite $w_p = 0$ bis $0,8 \text{ mm}$ (abhängig von $\Delta T_{M,p}$)
- Geschlossene Risse bei $\Delta T_{M,p} = 0$ (Zustand zum Zeitpunkt der Inspektion)

Im schwach bewehrten Regelbereich zeigen die Berechnungen (Bild 97c):

- Bildung eines einzelnen Risses (zweiter Riss erst bei $\Delta T_{M,max} = 40 \text{ K}$)
- Fließen der Bewehrung bei der Rissbildung ($\sigma_{s,cr} = 1411 \text{ MPa}$)
- Maximale Rissbreite bei der Rissbildung $w_{cr} = 3,31 \text{ mm}$
- Permanente Rissbreite $w_p = 0$ bis $1,1 \text{ mm}$ (abhängig von $\Delta T_{M,p}$)
- Geschlossene Risse bei $\Delta T_{M,p} = 0$ (Zustand zum Zeitpunkt der Inspektion)

Insgesamt bilden die Berechnungen das Verhalten des Turmquerschnitts sehr gut nach:

- Keine sichtbaren Risse an der Schaftaußenseite da $\Delta T_M = 0$ zum Zeitpunkt der Begutachtung
- Je ein einzelner Riss an der Innenseite der temperaturbeanspruchten Turmseiten (Ost, West und Süd)
- Offene Risse an der Schaftinnenseite trotz fehlender Beanspruchung ΔT_M als Zeichen für das Fließen der Bewehrung (plastische Verformung)
- Geringere Rissbreiten im Bereich der Innenpodeste aufgrund kleinerer Bewehrungsabstände durch Zulagen

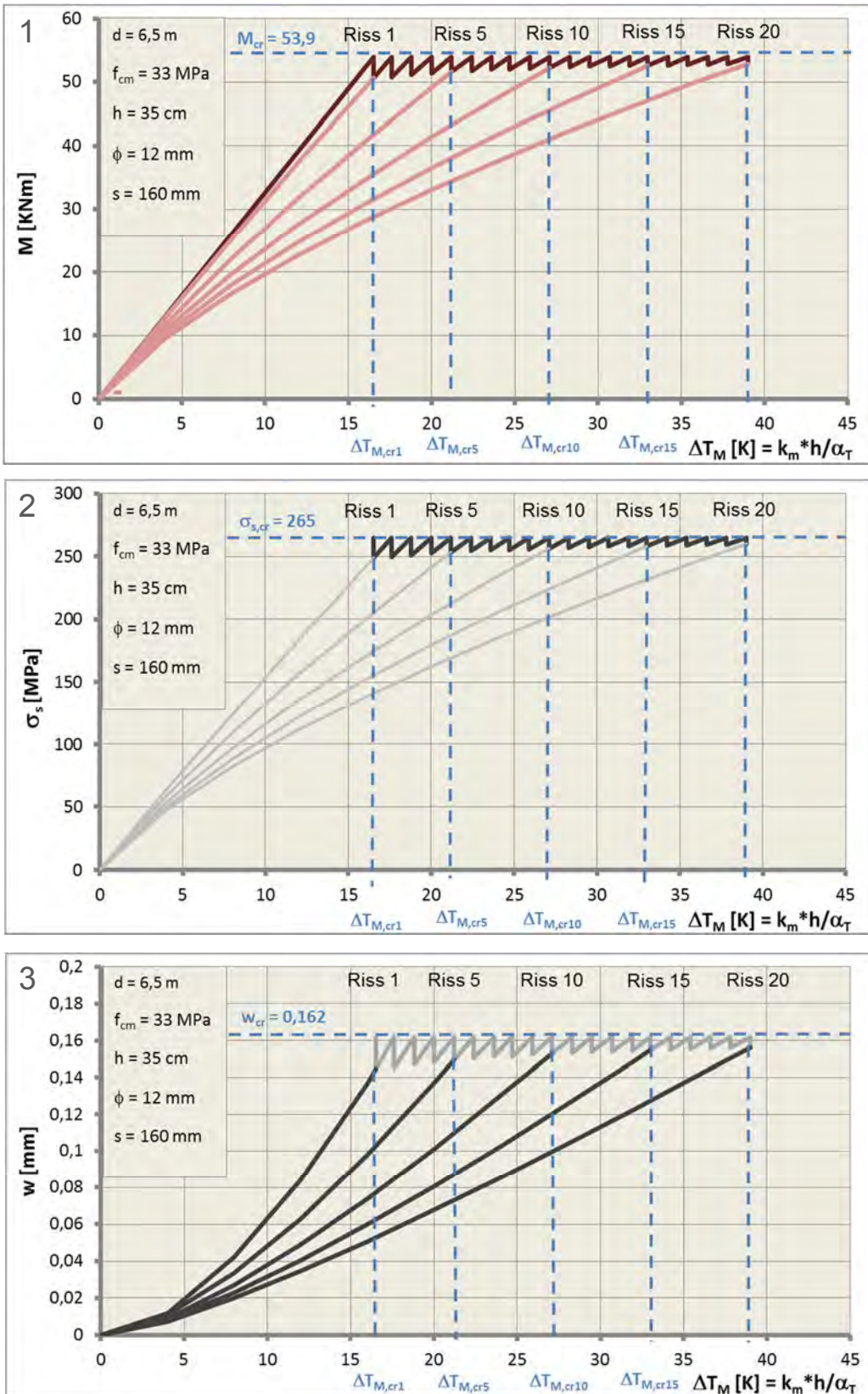


Bild 97a: Vertikalrissverhalten Betonturm Wesel – Schaftaußenseite ($s = 160 \text{ mm}$)

- (1) Zwangsmomente M
- (2) Stahlspannungen σ_s
- (3) Rissbreiten w

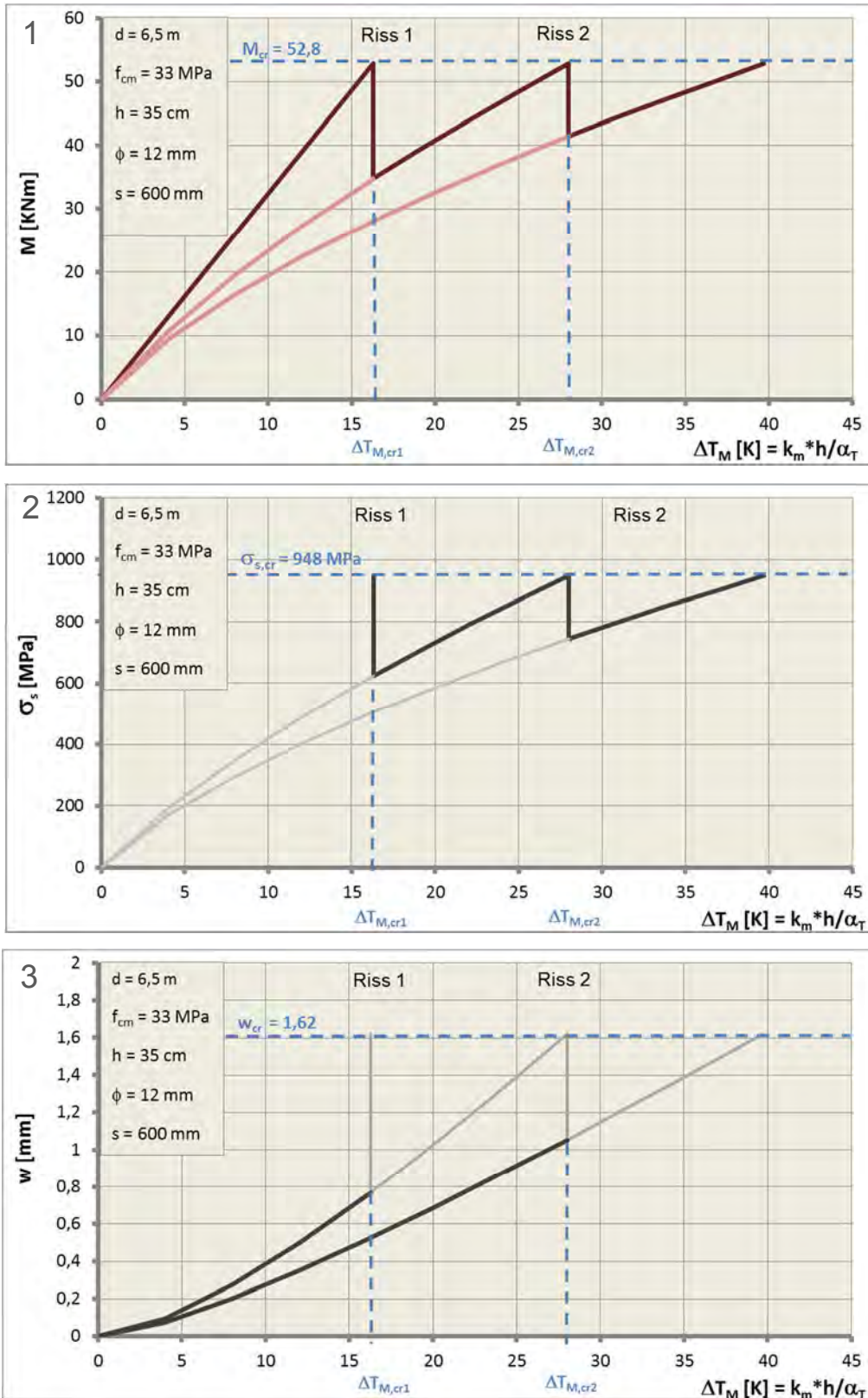


Bild 97b: Vertikalrissverhalten Betonturm Wesel – Schaftaußenseite ($s = 600 \text{ mm}$)

- (1) Zwangsmomente M
- (2) Stahlspannungen σ_s
- (3) Rissbreiten w

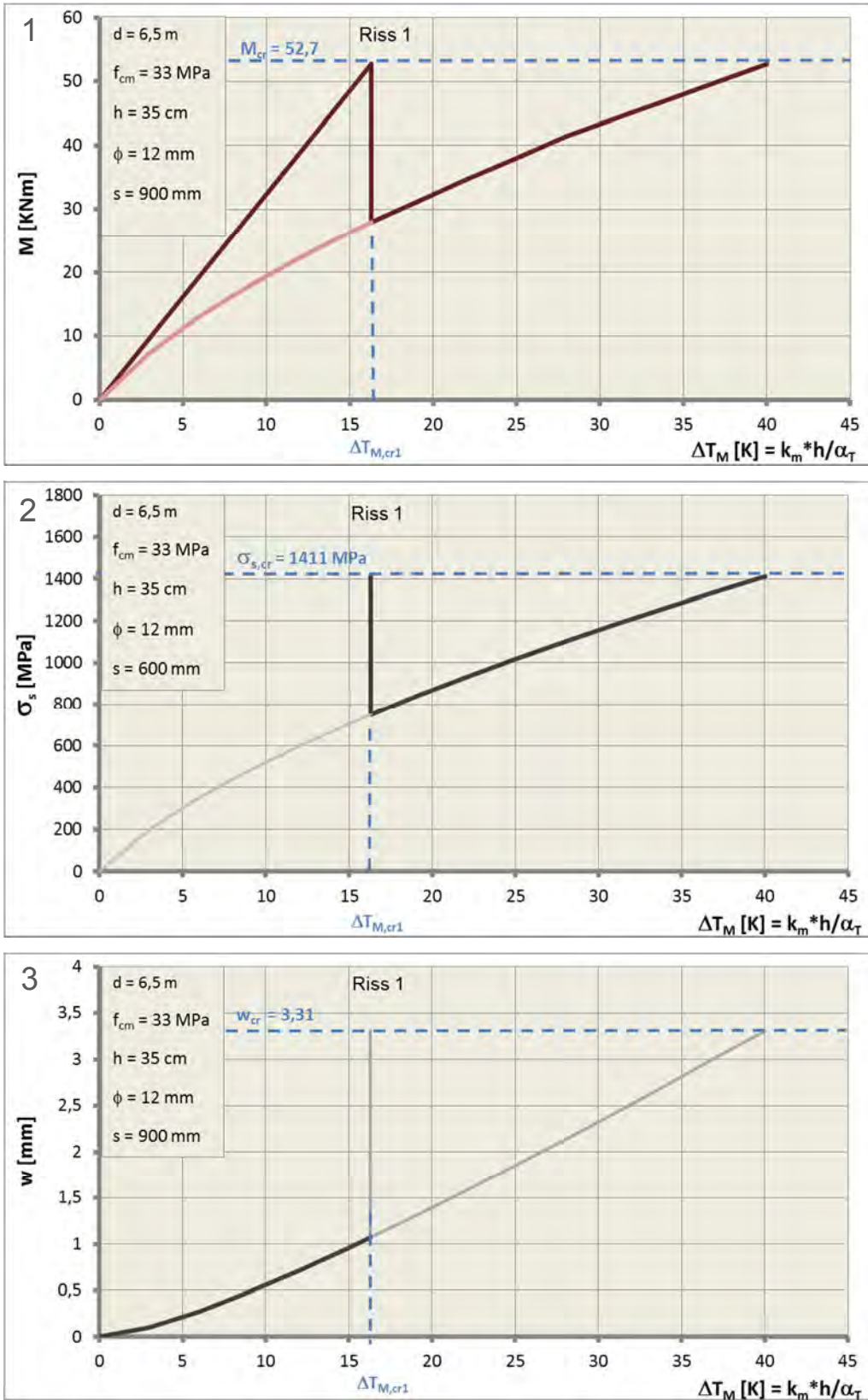


Bild 97c: Vertikalrissverhalten Betonurm Wesel – Schaftaußenseite ($s = 900 \text{ mm}$)

- (1) Zwangsmomente M
- (2) Stahlspannungen σ_s
- (3) Rissbreiten w

Insgesamt hat die unzureichende Bewehrung an der Schaftinnenseite mit der Konsequenz des Fließens der Bewehrung und der Bildung dauerhafter Vertikalrisse die folgenden Konsequenzen für die Dauerhaftigkeit und das Tragverhalten des Turmes:

- Keine Undichtigkeiten aufgrund geschlossener Schaftaußenfläche
- Mögliche Tragfähigkeitsdefizite im Bereich des Bühnenanschlusses durch Fließen der Ringbewehrung im Verankerungsbereich
- Generell verändertes Tragverhalten durch Bildung eines „Dreigelenkringes“ aufgrund der von der Schaftinnenseite bis zur äußeren Bewehrungslage dauerhaft offenen Risse (Bild 98)
- Gefährdung der Tragsicherheit des Gesamtsystems durch Reduktion der Schubkraftübertragungsfläche an den Rissen auf den geschlossenen Schaftaußenbereich.

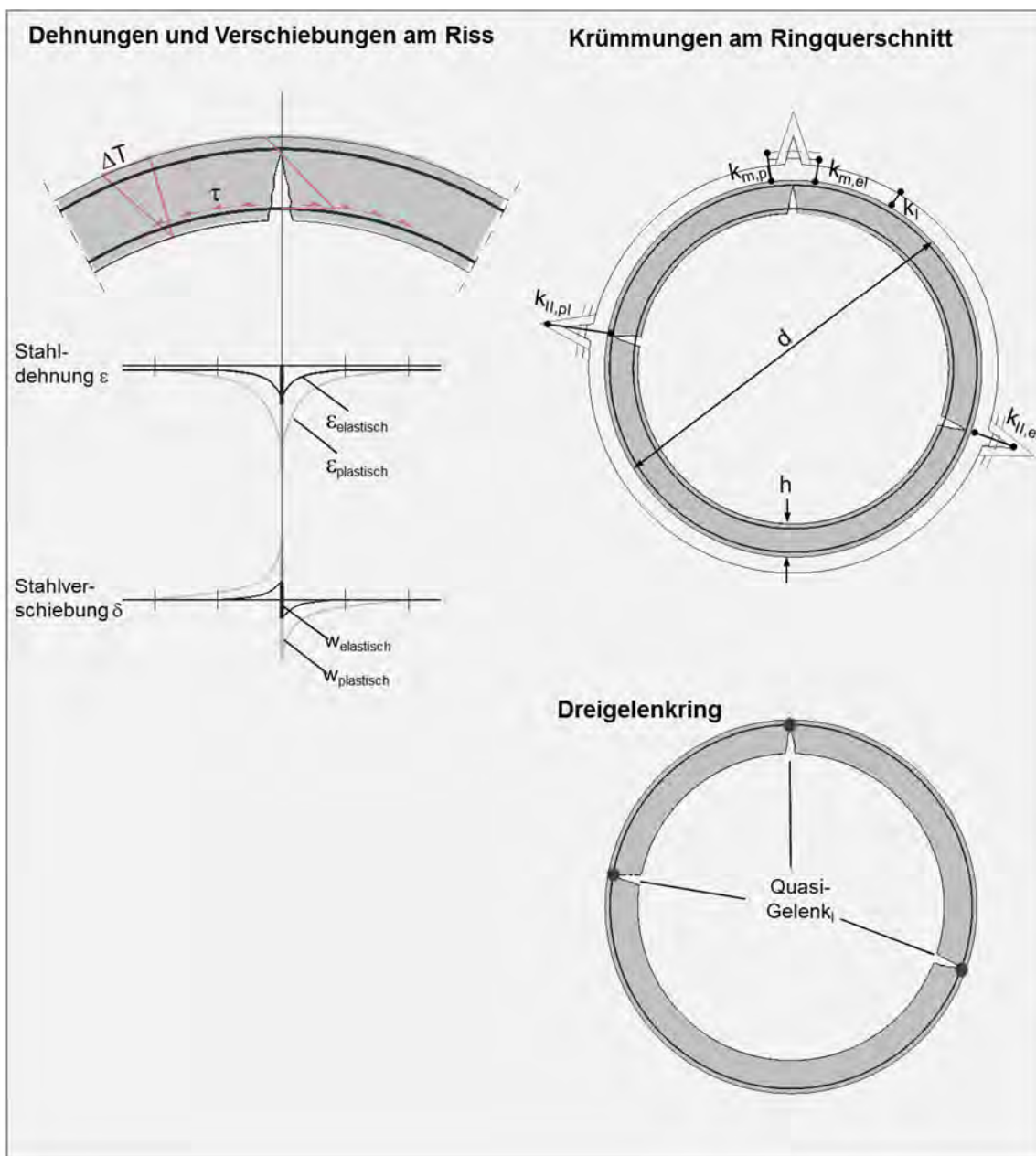


Bild 98: Ringtragverhalten bei Fließen der Bewehrung

Die zugehörige Momenten-Krümmungsbeziehung berücksichtigt bei der Entlastung und der Wiederbelastung die bleibende Krümmung $k_{m,pl}$, hervorgerufen durch die sich infolge Fließens der Bewehrung nicht wieder schließenden Risse (Bild 99).

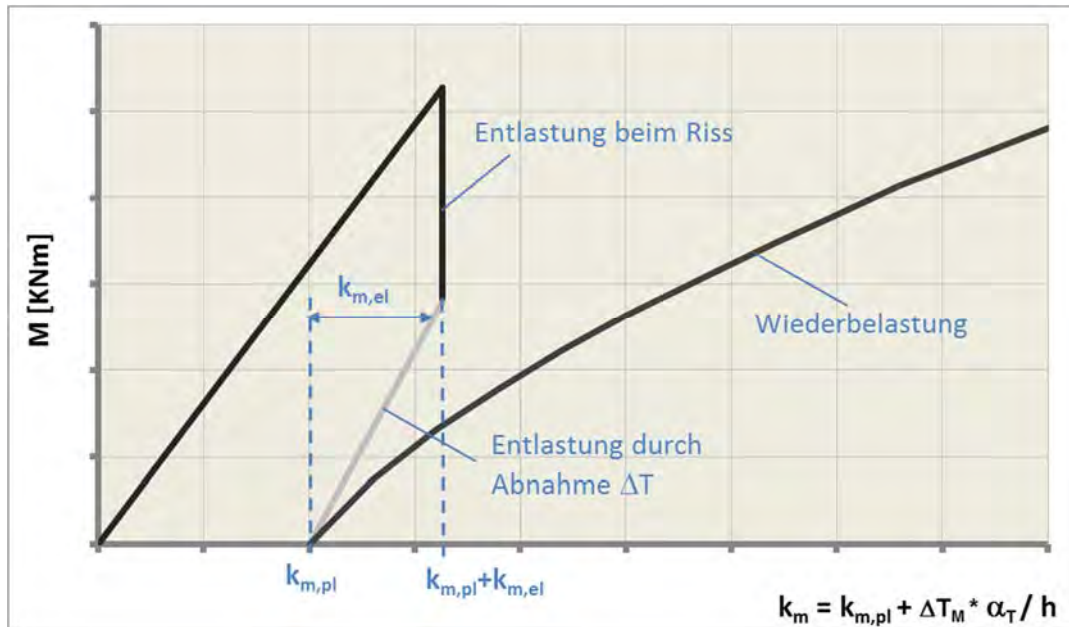


Bild 99: Momenten-Krümmungs-Beziehung beim Fließen der Bewehrung

4.7.5 Fazit

Die Beispiele zeigen die Anwendbarkeit des wirklichkeitsnahen Verfahrens zur Erfassung der Vertikalrissbildung an Masten und Türmen. Es wird deutlich, dass die genaue Erfassung des Rissverhaltens für die Bewertung entscheidend ist. Neben der abschnittswisen Messung der Rissbreiten sind zusätzlich immer die folgenden Daten erforderlich:

- Rissanzahl am Umfang
- Rissdetails mit Risslupe, z.B. Verlauf um einen Zuschlag oder durch einen Zuschlag
- Beanspruchung beim Aufnehmen der Risse (Oberflächentemperaturen und Feuchtigkeitsmessungen an der Außenseite und Innenseite soweit möglich)

Werden bei fehlender Beanspruchung ΔT_M offene Risse festgestellt, so ist dieses ein Zeichen für das Fließen der Bewehrung. Das übliche Vorgehen, die bei einer Begutachtung festgestellte Risse anhand der maximal zulässigen Rissbreiten von 0,2 – 0,4 mm gemäß Normvorgabe zu bewerten, ist zu undifferenziert. Vielmehr ist es zwingend erforderlich, die aktuelle Beanspruchung in die Wertung mit einzubeziehen.

5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

5.1 Zusammenfassung

Turmartige Tragwerke - Betonmaste und -türme – stellen eine vielseitig genutzte Bauart im Industriebau dar. Dieser Anspruch ist in den folgenden Merkmalen dieser Bauwerke begründet:

- Zahlreicher Einsatz in verschiedenen Industriezweigen wie Mobilfunk, Radio & Fernsehen, Stromerzeugung, Transport, Ableitung von Abgasen, etc.
- Variabilität der Bauwerkshöhe von 10 m bis 300 m, der Nutzung hinsichtlich beliebiger Windangriffsfläche der Ausrüstung etc.
- Vielseitigkeit in der Ausführung vom konventionellen Stahlbeton bis zum hochfesten Schleuderbeton.

Diesen hohen Ansprüchen werden die derzeitigen normativen Grundlagen zur Bemessung der Horizontalbewehrung dieser Tragwerke u. a. aus den folgenden Gründen nicht gerecht:

- Unvollständige Erfassung der Einwirkungen thermischer und hygrischer Natur
- Fehlende Festlegung der linearen Temperaturdifferenz als Haupteinwirkung
- Fehlerhafte Festlegung der Mindestbewehrung nach dem Schaftdurchmesser als der maßgeblichen Variable

Den Defiziten in der Normung steht die Relevanz der Bildung von Vertikalrissen für die Dauerhaftigkeit und Standsicherheit entgegen. Schon kleine Risse können zur Korrosion der überwiegend oberflächennahen Bewehrung führen. Aufgrund der Kombination von hochfesten Betonen mit kleinen Stabdurchmessern und geringen Wanddicken signalisieren bereits kleine Rissbreiten Fließerscheinungen in der Bewehrung. Breite Trennrisse durch Fließen der Bewehrung spalten den zylindrischen Baukörper und verringern seine Querkraftaufnahme. Damit verschlechtert sich das Tragverhalten bei Wind signifikant bis zur Gefährdung der Tragfähigkeit.

Der Anspruch der Maste und Turme als weit verbreitete Sondertragwerke, das Bewusstsein der Defizite in der Normung und die Konfrontation mit entsprechenden Schäden haben den Verfasser motiviert, entsprechende wirklichkeitsnahe Bemessungsmethoden vorzuschlagen. Die Verbesserungen bestehen in den folgenden Sachverhalten:

- Berücksichtigung der Krümmung der Bewehrung hinsichtlich der Verbesserung des Verbunds
- Differenzierung der Einwirkungen hinsichtlich der einmaligen Maximaleinwirkung und der permanenten Einwirkung
- Nachweis der Stahlspannung infolge der einmaligen Maximaleinwirkung
- Beschränkung der Rissbreite infolge der permanenten Einwirkung
- Einführung der Maßgeblichkeit der Wiederbelastungskurven in der Momenten-Krümmungs-Beziehung

- Hinweis auf die Bedeutung der Rissanzahl bei der Beanspruchung von Masten mit kleinen Durchmessern
- Erfassung der Relevanz der Streuung der Zugfestigkeit des Betons

Die Wirklichkeitsnähe und die Leistungsfähigkeit des neuen Vorgehens wurden anhand von entsprechenden Parameterstudien erläutert. Diese unter Variation typischer Baustoffwerte und Abmessungen durchgeführten Untersuchungen lassen die folgenden Aussagen zu:

- Berücksichtigung der gekrümmten Bewehrung bewirkt nur bei kleinen Mastdurchmessern mit geringen Betonfestigkeiten und mit glatter Bewehrung eine Verbesserung des Verbunds.
- Ansetzung der Maßgeblichkeit der quasi ständigen Einwirkung bringt eine erhebliche Verringerung der Zwangsmomente und somit der Stahlspannung und der Rissbreite mit sich.
- Beschränkung der Stahlspannung ist bei den filigranen, hochfesten Masten in der Regel bemessungsrelevant.
- Beschränkung der Rissbreite ist bei den massiven, normalfesten Türmen in der Regel bemessungsrelevant.

Der Vergleich der erforderlichen Bewehrung nach dem eigenen Ansatz mit den Normenvorgaben weist bei Masten signifikante Unterschiede auf. Während in der DIN EN 12843 der Mindestbewehrungsgrad vom Mastdurchmesser abhängt, belegen erwartungsgemäß die eigenen Untersuchungen, dass die erforderliche Bewehrung vor allem von der Betonzugfestigkeit und der Wanddicke abhängt. Dieser Normfehler bewirkt, dass gerade die Bewehrung kleiner Maste sehr unsicher ausfällt.

Neben der Bestimmung der erforderlichen Bewehrung für neue Bauwerke kann das neu entwickelte Verfahren auch für die Beurteilung von Rissen im Bestand von Masten und Türmen angewendet werden. Mit der Messung der wesentlichen Kenndaten Betonfestigkeit, Rissanzahl und Rissbreite sowie Ansetzung der aktuellen und maßgeblichen Temperatureinwirkung kann die Belastungshistorie und das genaue Verhalten des Tragwerks rekonstruiert werden:

- Maximale Temperatureinwirkung aufgrund der Kenntnis der Anzahl der Risse
- Quasi ständige Rissbreite anhand der Kenntnis der zugehörigen Wiederbelastungskurve
- Materialschwächungen anhand übermäßiger Rissbreiten und Risseinleitungslängen
- Fließerscheinungen in der Bewehrung aufgrund auffälliger Rissbreiten

5.2 Ausblick

Zur Verifizierung des neuen Verfahrens stand in der Fachliteratur nur eine Versuchsreihe zur Verfügung. Obwohl durch die erfolgreiche Nachberechnung der Versuchsergebnisse die vorgeschlagenen Bemessungsmethoden gut untermauert wurden, wären weitere Fallstudien zur Absicherung des Gesamtvorgehens wünschenswert. Durch Erwärmung und anschließende rasche Abkühlung von unterschiedlich konstruierten hochfesten zylindrischen Baukörpern könnte ihr Verhalten hinsichtlich der Rissanzahl, Stahlspannung und Rissbreite weitergehend erforscht werden. Hierbei wäre die Variation der folgenden Kenngrößen sinnvoll:

- Betonfestigkeit f_{cm}
- Ringdurchmesser d
- Wanddicke h
- Bewehrungsgrad ρ

Insbesondere hinsichtlich der permanenten Temperatureinwirkung sind die Annahmen in der vorliegenden Arbeit zu verifizieren. Der Ansatz zur Berücksichtigung einer quasi ständigen Temperaturdifferenz zur Berechnung der relevanten Rissbreite lässt sich auf alle Hohlkörper anwenden. Aufgrund der meist gleichen, klimatischen Einwirkungen (Temperatur- und Feuchtedifferenz) ist die bauartübergreifende Festlegung von Einwirkungen möglich.

Mit den Vorgaben können durch Anwendung des programmunterstützten, iterativen Verfahrens Bemessungsdiagramme für beliebige Querschnitte aufgestellt werden. Die zu erwartende starke Abweichung von den ungenügenden Festlegungen in der DIN EN 12843 verlangt die Überarbeitung dieser Norm hinsichtlich der Mindestbewehrung.

LITERATUR

- [01] Akkermann J., Constantinescu D., Hewener A.: Die große Moschee von Algerien – ein Monument im Starkbebengebiet. Bautechnik Heft 1 2015, Ernst & Sohn, Berlin 2015
- [02] Bellmer H.: In tragender Rolle – Türme für Windenergieanlagen
- [03] Bergmeister K.: Betonmasten. Betonkalender 2006, Ernst & Sohn, Berlin 2006
- [04] Bergner H.: Reißbreitenbeschränkung zwangbeanspruchter Bauteile aus hochfestem Normalbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 482. Beuth Verlag, Berlin 1996
- [05] Busse D., Empelmann M.: Tragverhalten dünnwandiger Betonhohlbauteile aus hochfestem Feinkornbeton. Bautechnik Heft 1 2015, Ernst & Sohn, Berlin 2015
- [06] DIN 1045-1 – 2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth-Verlag, Berlin 2008
- [07] DIN 1045-2 – 2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Beuth-Verlag, Berlin 2008
- [08] DIN 1045-3 – 2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung. Beuth-Verlag, Berlin 2008
- [09] DIN 1045-4 – 2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 4: Ergänzende Regeln für die Herstellung und die Konformität von Fertigteilen. Beuth-Verlag, Berlin 2008
- [10] DIN 1056 – 1969-08: Freistehende Schornsteine in Massivbauart, Berechnung und Ausführung. Beuth-Verlag, Berlin 1969
- [11] DIN 1056 - 1984-10: Freistehende Schornsteine in Massivbauart, Berechnung und Ausführung. Beuth-Verlag, Berlin 2008
- [12] DIN 1056 - 2009-01: Freistehende Schornsteine in Massivbauart, Tragrohr aus Mauerwerk, Berechnung und Ausführung. Beuth-Verlag, Berlin 2008

- [13] DIN 4228 - 1964: Werkmäßig hergestellte Betonmaste. Beuth-Verlag, Berlin 1964
- [14] DIN 4228 - 1985: Werkmäßig hergestellte Betonmaste (Entwurf). Beuth-Verlag, Berlin 1989
- [15] DIN 4228 - 1989-02: Werkmäßig hergestellte Betonmaste. Beuth-Verlag, Berlin 1989
- [16] DIN 4234 – 1953-01: Stahlbetonmaste – Bestimmung für die Herstellung und Ausführung. Beuth-Verlag, Berlin 1989
- [17] DIN 48353 - 1965-06: Stahlbetonmaste und –querträger für Einfachleitungen bis 20kV. Deutsches Institut für Normung, Berlin 1965
- [18] DIN EN 1991-1-5 - 2010-12: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5, Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen. Beuth-Verlag, Berlin 2010
- [19] DIN EN 1991-1-5 NA- 2010-12: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5, Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen – Nationaler Anhang. Beuth-Verlag, Berlin 2010
- [20] DIN EN 1992-1-1 - 2005-10: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1, Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Beuth-Verlag, Berlin 2005
- [21] DIN EN 1992-1-1 NA - 2011-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1, Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau – Nationaler Anhang. Beuth-Verlag, Berlin 2011
- [22] DIN EN 1993-3-1 - 2010-12: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 3-1, Türme, Maste und Schornsteine – Türme und Maste. Beuth-Verlag, Berlin 2010
- [23] DIN EN 1994-1-1 - 2010-12: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Beuth-Verlag, Berlin 2010
- [24] DIN EN 12843 - 2004-11: Betonfertigteile - Maste. Beuth-Verlag, Berlin 2010
- [25] DIN EN 13084-1 - 2007-05: Freistehende Schornsteine - Teil 1, Allgemeine Anforderungen. Beuth-Verlag, Berlin 2007

- [26] DIN EN 13084-2 - 2007-08: Freistehende Schornsteine - Teil 2, Betonschornsteine. Beuth-Verlag, Berlin 2007

- [27] Drechsel W.: Turmbauwerke. Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin 1967

- [28] Fingerloos F.: Der Eurocode 2 für Deutschland – Erläuterungen und Hintergründe. Teil 1: Einführung in den Nationalen Anhang. Beton- und Stahlbetonbau Heft 06-2010; Ernst & Sohn, Berlin 2010

- [29] Häußler Combe U., Hartig J.: Rissbildung von Stahlbeton unter Einbeziehung stochastischer Felder

- [30] Harling A., Noakowski P., Rost M.: The Crack Width Prediction in EN 13084 – Background, Method, Reliability, Appliance, Appraisal. CICIND-Report, 2014

- [31] Harling A., Noakowski P.: TV-Towers – Structure, Assessment and Repair. CICIND-Report, 2014

- [32] Huismann S.: Materialverhalten von hochfestem Beton unter thermomechanischer Beanspruchung. Dissertation Technische Universität Wien 2010

- [33] König G., Viet Tue N.: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton – sowie Kommentare, Hintergrundinformationen und Anwendungsbeispiele zu den Regelungen nach DIN 1045, EC2 und Model Code 90, Rechenhilfen für die Praxis. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 466. Beuth Verlag, Berlin 1996

- [34] Malacris V.: Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch an zylindrischen Betonproben. Dissertation Technische Hochschule Karlsruhe 2010

- [35] Mayer U.: Zum Einfluss der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten. Dissertation Universität Stuttgart 2001

- [36] Noakowski P.: Bemessung der Ringbewehrung von Schleuderbetonmasten – Bericht im Auftrag G. A. Pfeleiderer GmbH & Co. KG. Ratingen 1983

- [37] Noakowski P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung aus Temperatur, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 296. Ernst und Sohn Verlag, Berlin 1978
- [38] Noakowski P.: Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangsbeanspruchung und Rissbreite – Kontinuierliche Theorie der Mitwirkung des Betons auf Zug, Rechenhilfen für die Praxis, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 394. Beuth Verlag, Berlin 1988
- [39] Noakowski P., Breddermann M., Harling A., Rost M.: Turmartige Industriebauwerke – Bemessungsgrundlagen der CICIND, DIN EN 13084 und DIN V 1056 mit Beispielen und Anwendungen. Betonkalender 2006, Ernst & Sohn, Berlin 2006
- [40] Noakowski P., Breddermann M., Harling A., Rost M.: Verstärkung turmartiger Bauwerke. Bautechnik Jahrbuch 2008
- [41] Noakowski P., Breddermann M., Harling A., Schnetgöke J.: Cracks in Masts of Centrifugal Concrete. 6th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete, Leipzig 2002
- [42] Noakowski P., Breddermann M., Harling A., Schnetgöke J.: Rissbildung in turmartigen Tragwerken – Schleuderbetonmast vs. Stahlbetonschornstein. Beton- und Stahlbetonbau Heft 07-2005; Ernst & Sohn, Berlin 2005
- [43] Noakowski P., Harling A., Rost M.: Concrete Chimneys – State of the Art – Design with Brick Lining, Steel Lining and Borosilicate Lining – Pros & Cons regarding Windshield and Foundations, ICCT 2014
- [44] Noakowski P., Schäfer Horst G.: Steifigkeitsorientierte Statik im Stahlbetonbau – Stahlbetontragwerke einfach richtig berechnen. Ernst & Sohn 2003
- [45] Oehlmutz A.: Schäden an Masten von Starkstromleitungen und Erforschung ihres Verhaltens unter Belastung. Stahlbau 11/1984
- [46] Pfister T., Meyer J., Busch D., Ohlmann U., Siegert U., Dorge A.: Design, Realisation and Operation of Life Cycle Management of five Cooling Towers at RWE Power Stations. ICCT 2014

- [47] Polonyi S.: Zuviel Stahl im Beton ? – Stahlbeton – 120 Jahre Welterfolg auf der Basis eines falschen Ansatzes. Beton- und Stahlbetonbau Heft 09-2014; Ernst & Sohn, Berlin 2014
- [48] Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Stahlbetonmasten. Ausgabe 1974-05, Berlin 1974
- [49] Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Spannbetonmasten. Ausgabe 1974-05, Berlin 1974
- [50] Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung Abteilung Straßenbau, Berlin 2011
- [51] Roik K, Bürgner K.-E.: Beitrag zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Verbundträgern mit Stahlprofilblechen. Der Bauingenieur 56, Springer VDI Verlag. 1981
- [52] Schlaich J., Schäfer K., Hock B.: Untersuchungen an Schleuderbetonmasten – Abschlussbericht. Institut für Massivbau der Universität Stuttgart, 1982
- [53] Schmidt M., Bunje K., Dehn F., Droll K., Fehling E., Greiner S., Horvath J., Kleen E., Müller C., Reineck K. H., Schachinger I., Teichmann T., Teutsch M., Thielk R., Viet Tue N.: Ultrahochfester Beton - Sachstandsbericht, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 561. Beuth Verlag, Berlin 2008
- [54] Sezen H.: Reinforced Concrete Columns with High Strength Concrete and Steel Reinforcement
- [55] Thienel K.-Ch., Kustermann A.: Sonderbetone. Bundeswehruniversität München 2011
- [56] Vereinigung Deutscher Elektrizitätswerke-VDEW: Der Schleuderbetonmast im Freileitungsbau - Bericht über Betriebserfahrungen, Ursachen und Erscheinungsformen von Schäden, Verfahren für deren Behandlung sowie Folgerungen für Bemessung und Fertigung. VDEW-Verlag, Frankfurt a. M. 1989
- [57] Wagner C.: Ursache von Längsrissen in Betonmasten und daraus abzuleitende Produktionsmaßnahme. Elektrowirtschaft 85, 1986
- [58] Wiese H., Curbach M., Speck K., Weiland S., Eckfeldt L., Hampel T.: Rissbreitennachweis für Kreisquerschnitte. Beton- und Stahlbetonbau Heft 04-2004; Ernst & Sohn, Berlin 2004

ANHANG A1: Bemessungsdiagramme Stahlspannung und Rissbreite

$f_{cm} = 45 \text{ MPa} / d = 0,3 \text{ m} / h = 0,07 \text{ m}$ => Diagramm A1-1a, b

$f_{cm} = 45 \text{ MPa} / d = 0,8 \text{ m} / h = 0,07 \text{ m}$ => Diagramm A1-2a, b

$f_{cm} = 45 \text{ MPa} / d = 1,3 \text{ m} / h = 0,07 \text{ m}$ => Diagramm A1-3a, b

$f_{cm} = 45 \text{ MPa} / d = 0,3 \text{ m} / h = 0,15 \text{ m}$ => Diagramm A1-4a, b

$f_{cm} = 45 \text{ MPa} / d = 0,8 \text{ m} / h = 0,15 \text{ m}$ => Diagramm A1-5a, b

$f_{cm} = 45 \text{ MPa} / d = 1,3 \text{ m} / h = 0,15 \text{ m}$ => Diagramm A1-6a, b

$f_{cm} = 85 \text{ MPa} / d = 0,3 \text{ m} / h = 0,07 \text{ m}$ => Diagramm A1-7a, b

$f_{cm} = 85 \text{ MPa} / d = 0,8 \text{ m} / h = 0,07 \text{ m}$ => Diagramm A1-8a, b

$f_{cm} = 85 \text{ MPa} / d = 1,3 \text{ m} / h = 0,07 \text{ m}$ => Diagramm A1-9a, b

$f_{cm} = 85 \text{ MPa} / d = 0,3 \text{ m} / h = 0,15 \text{ m}$ => Diagramm A1-10a, b

$f_{cm} = 85 \text{ MPa} / d = 0,8 \text{ m} / h = 0,15 \text{ m}$ => Diagramm A1-11a, b

$f_{cm} = 85 \text{ MPa} / d = 1,3 \text{ m} / h = 0,15 \text{ m}$ => Diagramm A1-12a, b

$f_{cm} = 125 \text{ MPa} / d = 0,3 \text{ m} / h = 0,07 \text{ m}$ => Diagramm A1-13a, b

$f_{cm} = 125 \text{ MPa} / d = 0,8 \text{ m} / h = 0,07 \text{ m}$ => Diagramm A1-14a, b

$f_{cm} = 125 \text{ MPa} / d = 1,3 \text{ m} / h = 0,07 \text{ m}$ => Diagramm A1-15a, b

$f_{cm} = 125 \text{ MPa} / d = 0,3 \text{ m} / h = 0,15 \text{ m}$ => Diagramm A1-16a, b

$f_{cm} = 125 \text{ MPa} / d = 0,8 \text{ m} / h = 0,15 \text{ m}$ => Diagramm A1-17a, b

$f_{cm} = 125 \text{ MPa} / d = 1,3 \text{ m} / h = 0,15 \text{ m}$ => Diagramm A1-18a, b

Diagramm A1-1a,b: $f_{cm} = 45 \text{ MPa}$ / $d = 0,3 \text{ m}$ / $h = 0,07 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

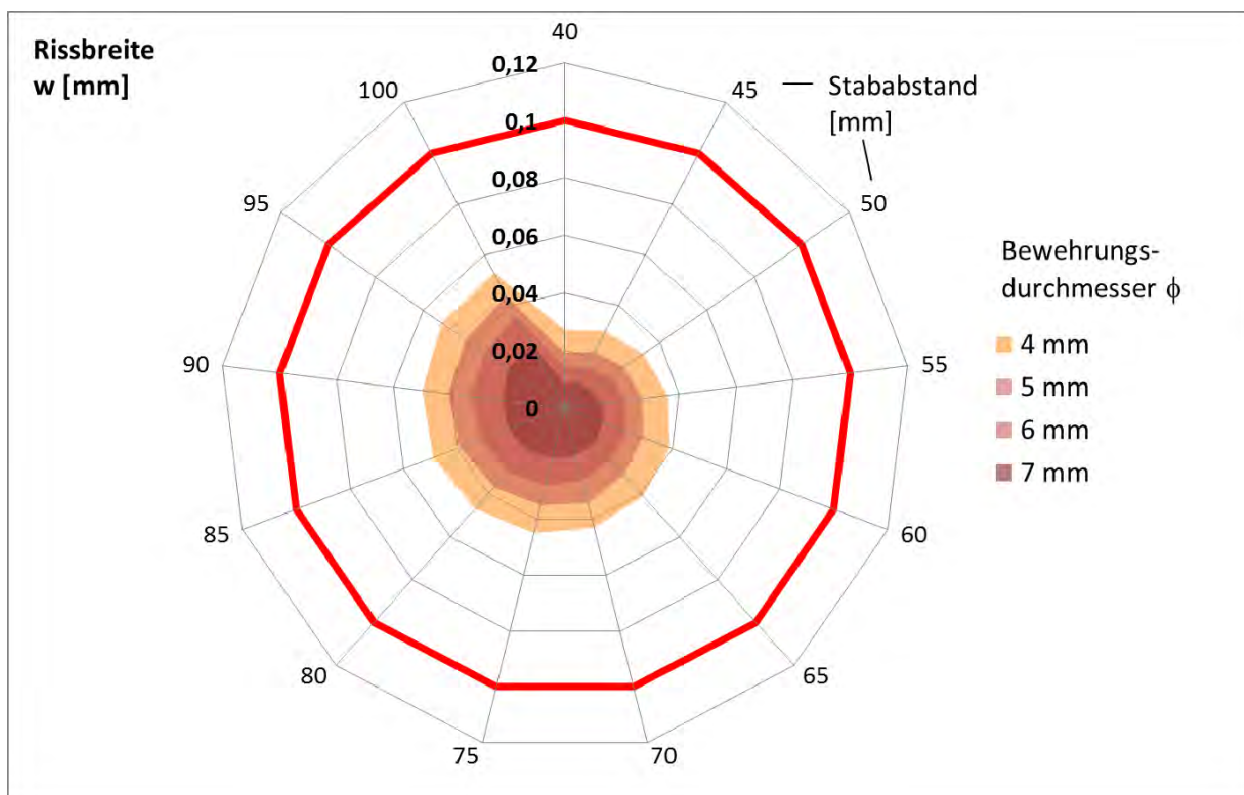
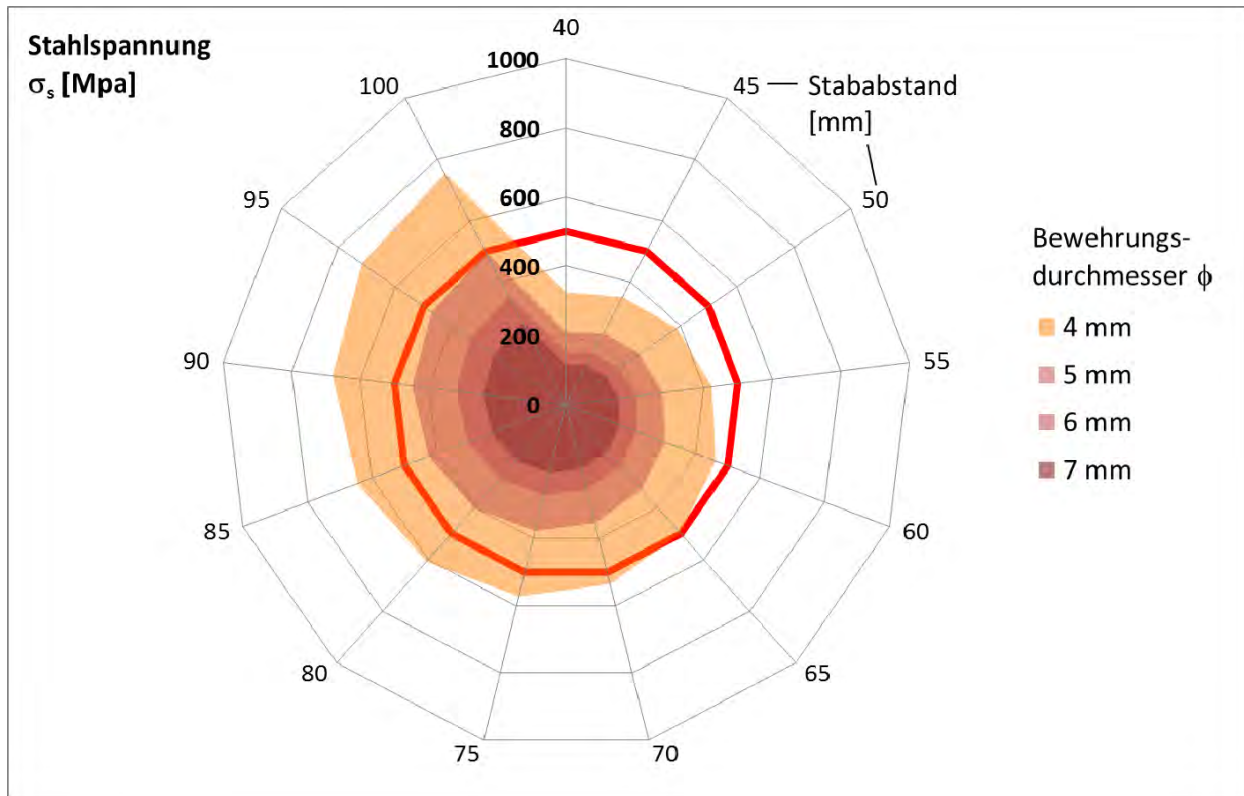


Diagramm A1-2a,b: $f_{cm} = 45 \text{ MPa}$ / $d = 0,8 \text{ m}$ / $h = 0,07 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

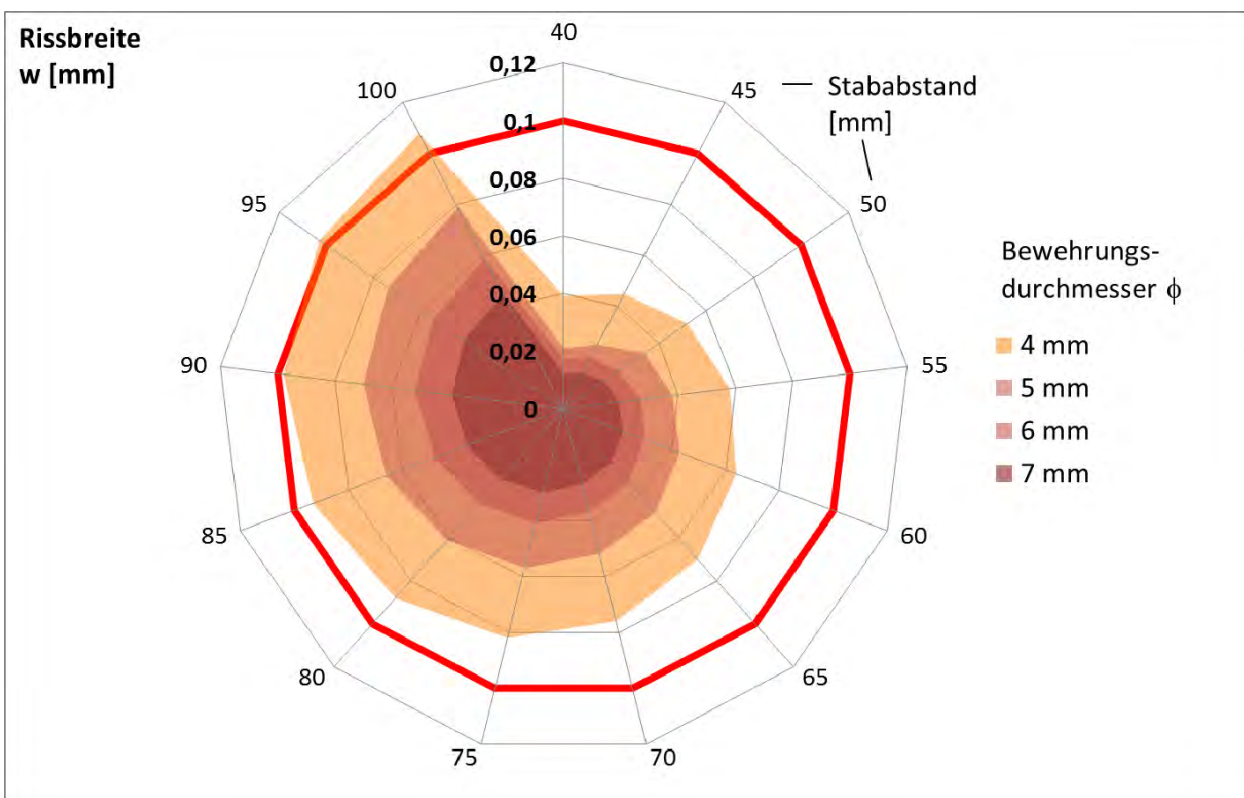
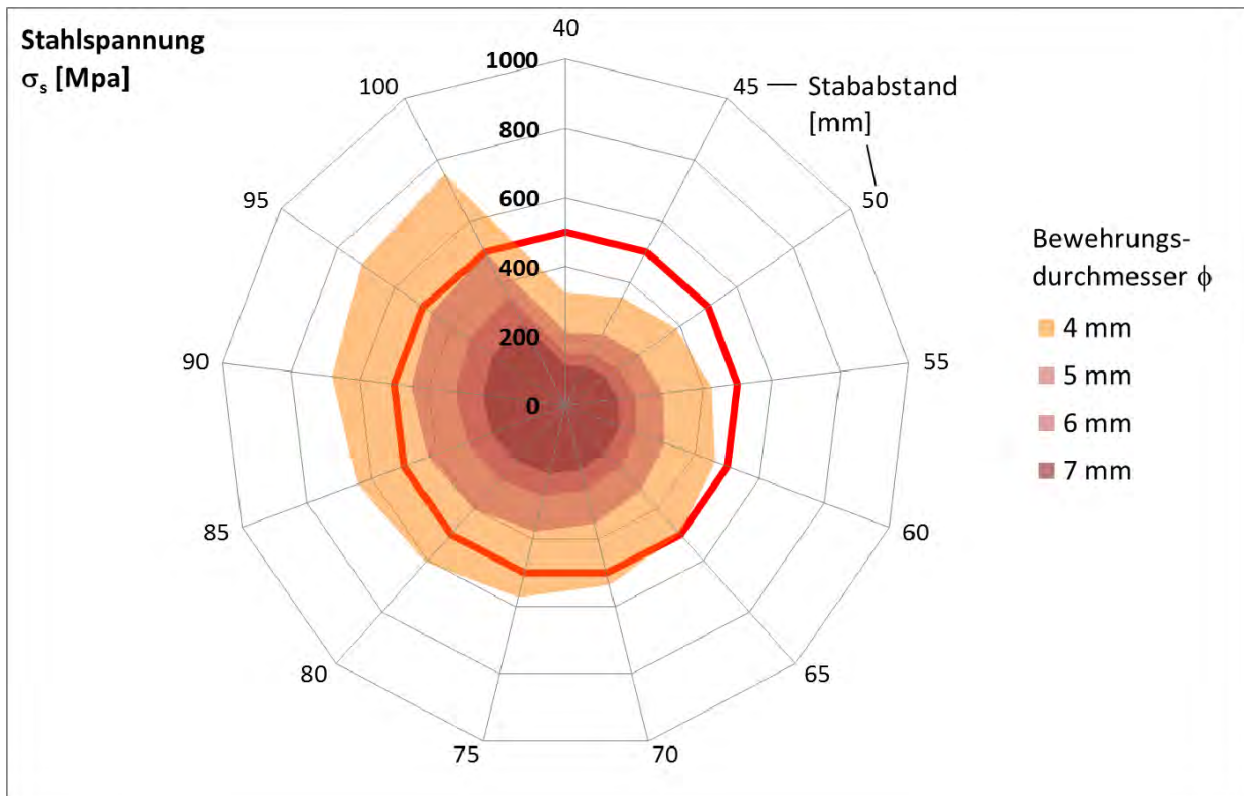


Diagramm A1-3a,b: $f_{cm} = 45 \text{ MPa}$ / $d = 1,3 \text{ m}$ / $h = 0,07 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

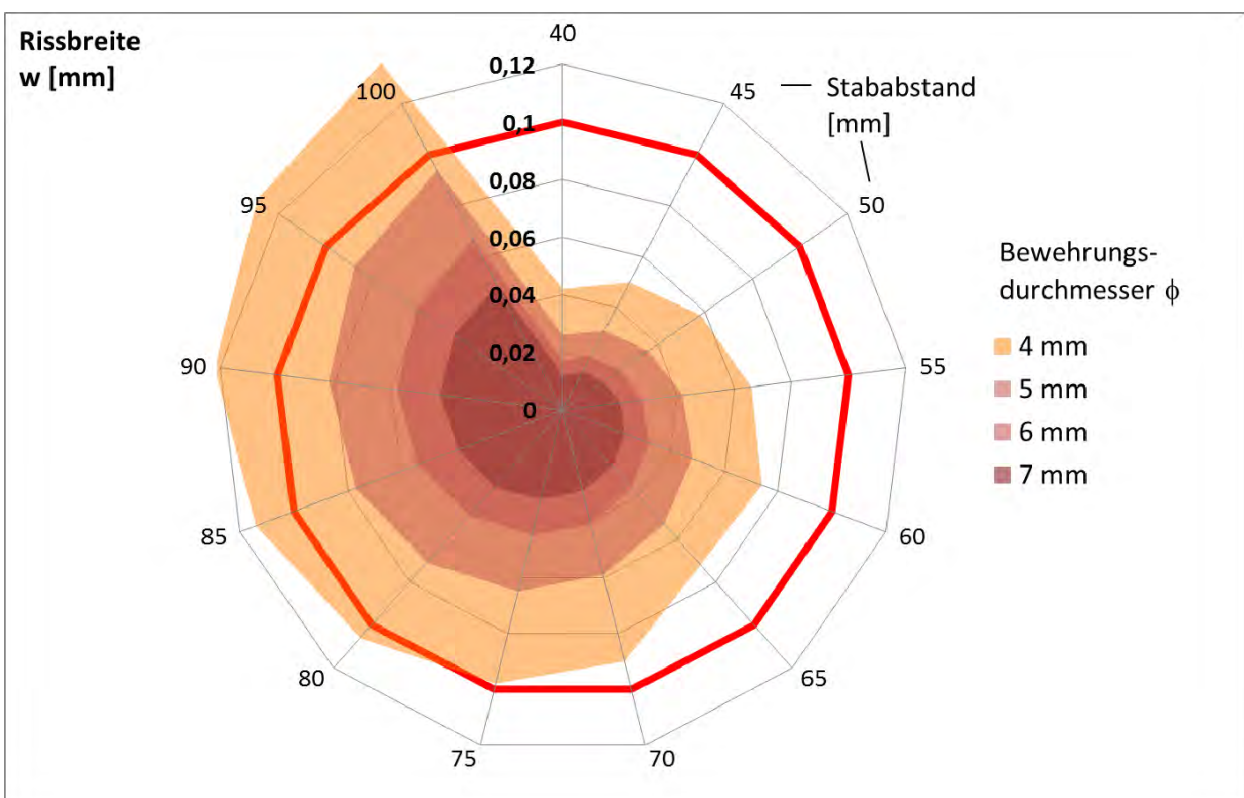
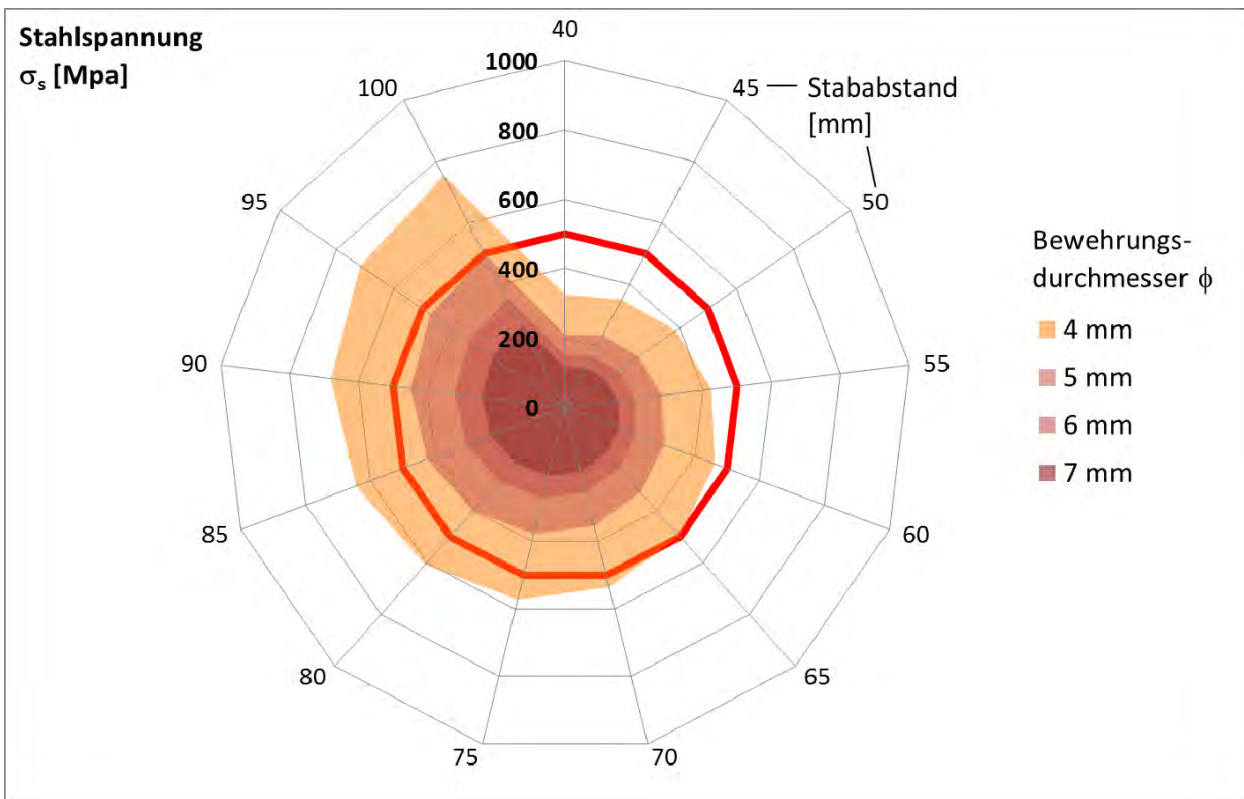


Diagramm A1-4a,b: $f_{cm} = 45 \text{ MPa}$ / $d = 0,3 \text{ m}$ / $h = 0,15 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

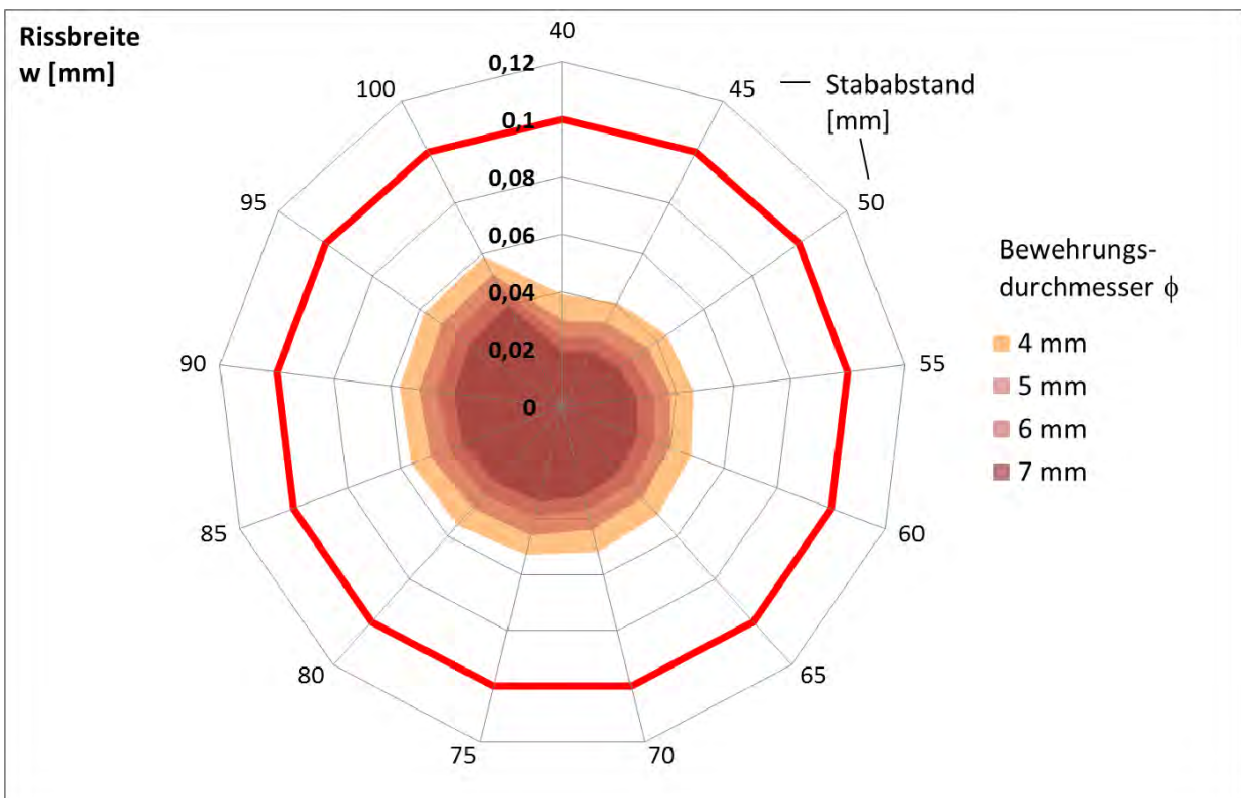
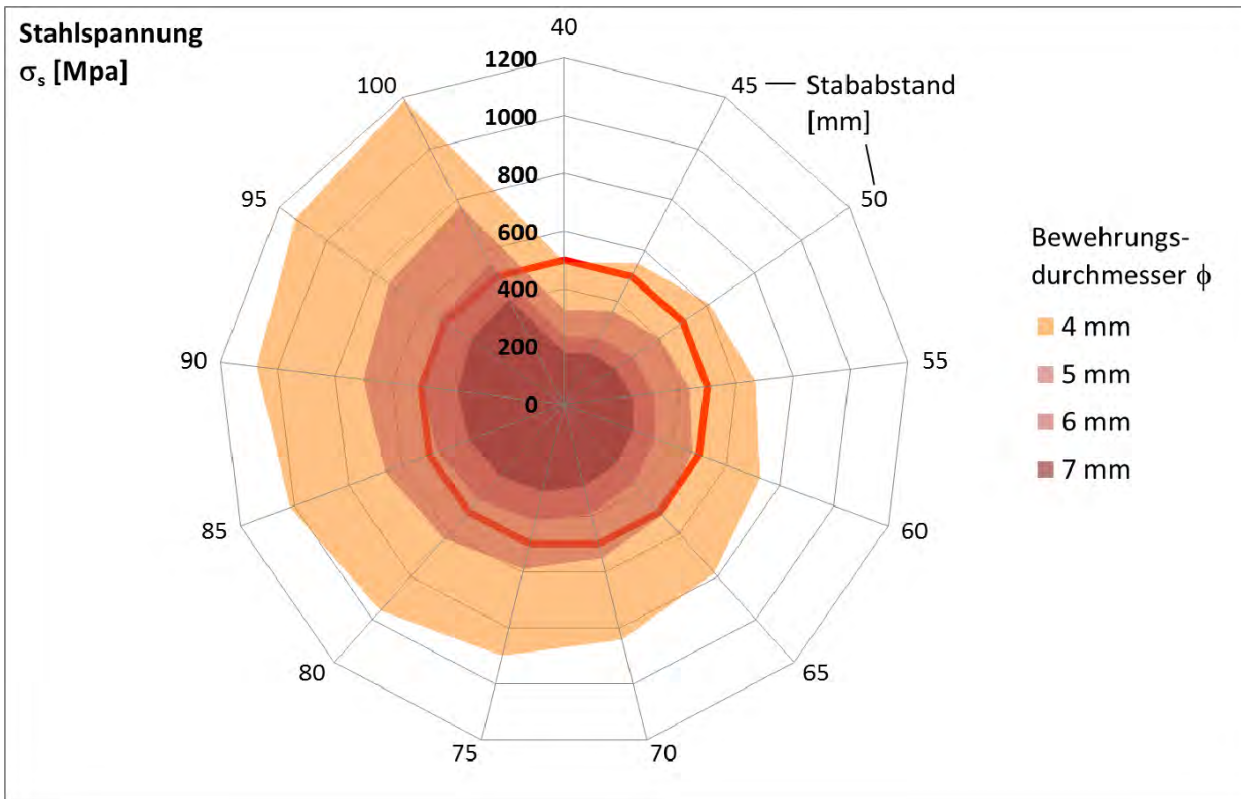


Diagramm A1-5a,b: $f_{cm} = 45 \text{ MPa}$ / $d = 0,8 \text{ m}$ / $h = 0,15 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

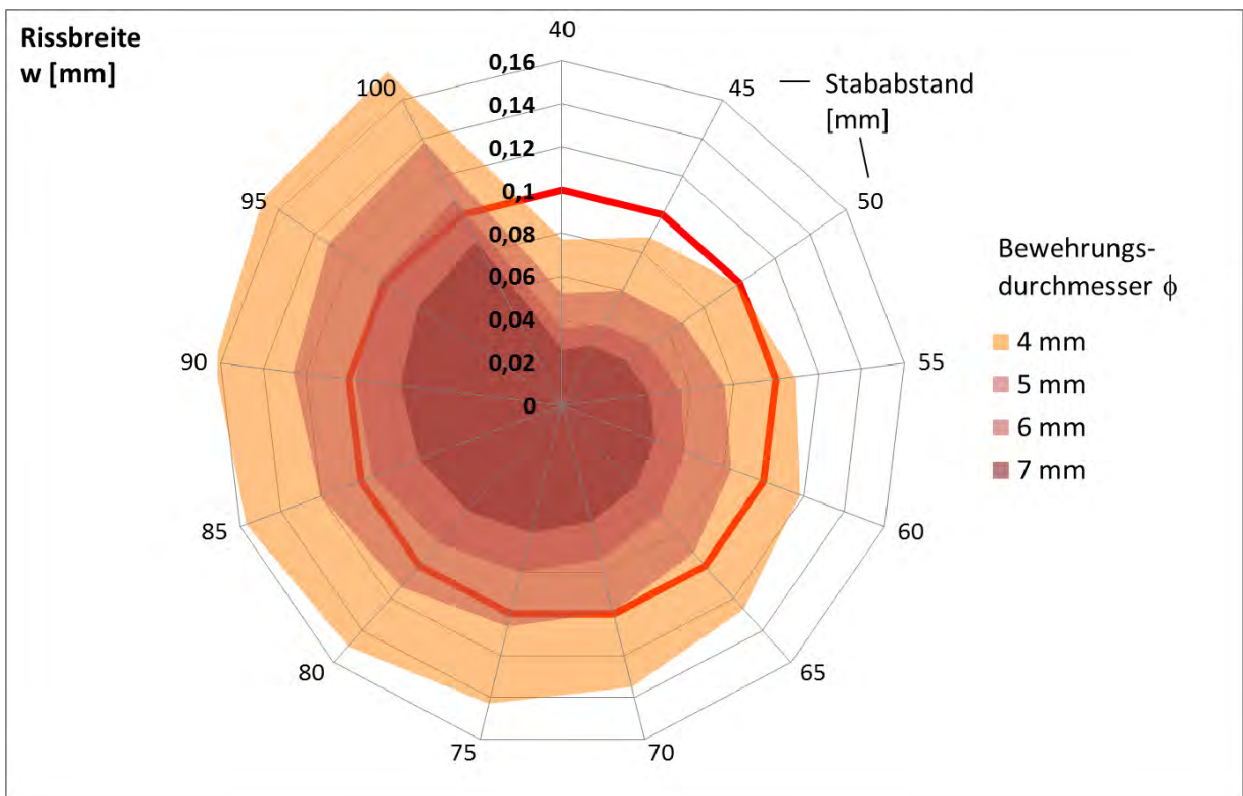
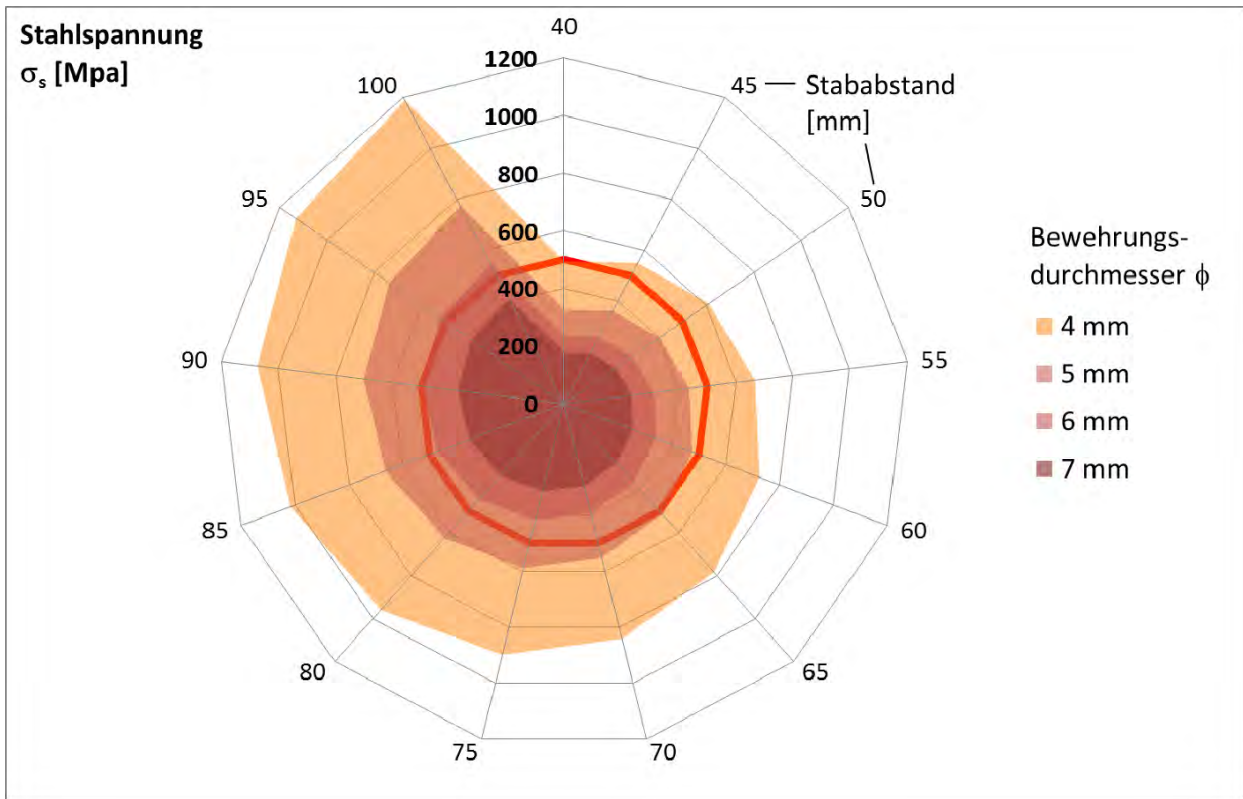


Diagramm A1-6a,b: $f_{cm} = 45 \text{ MPa}$ / $d = 1,3 \text{ m}$ / $h = 0,15 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

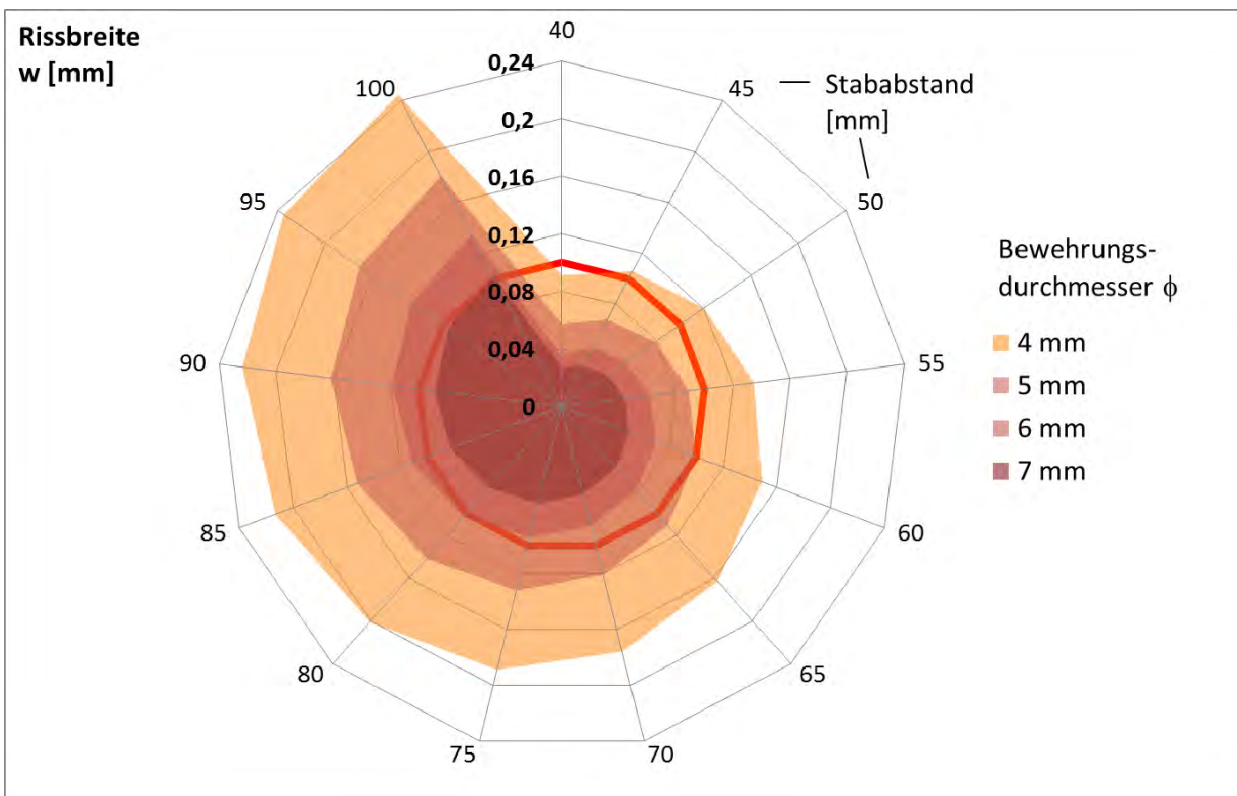
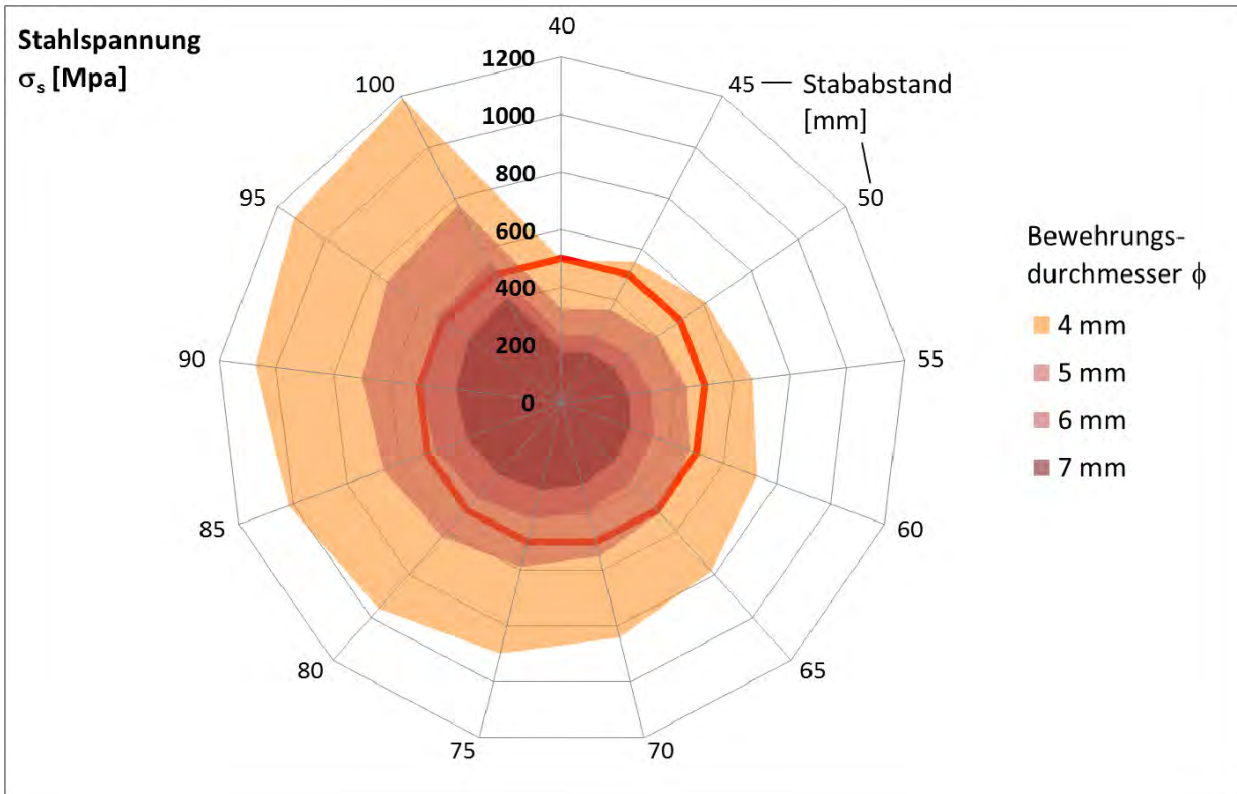


Diagramm A1-7a,b: $f_{cm} = 85 \text{ MPa}$ / $d = 0,3 \text{ m}$ / $h = 0,07 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

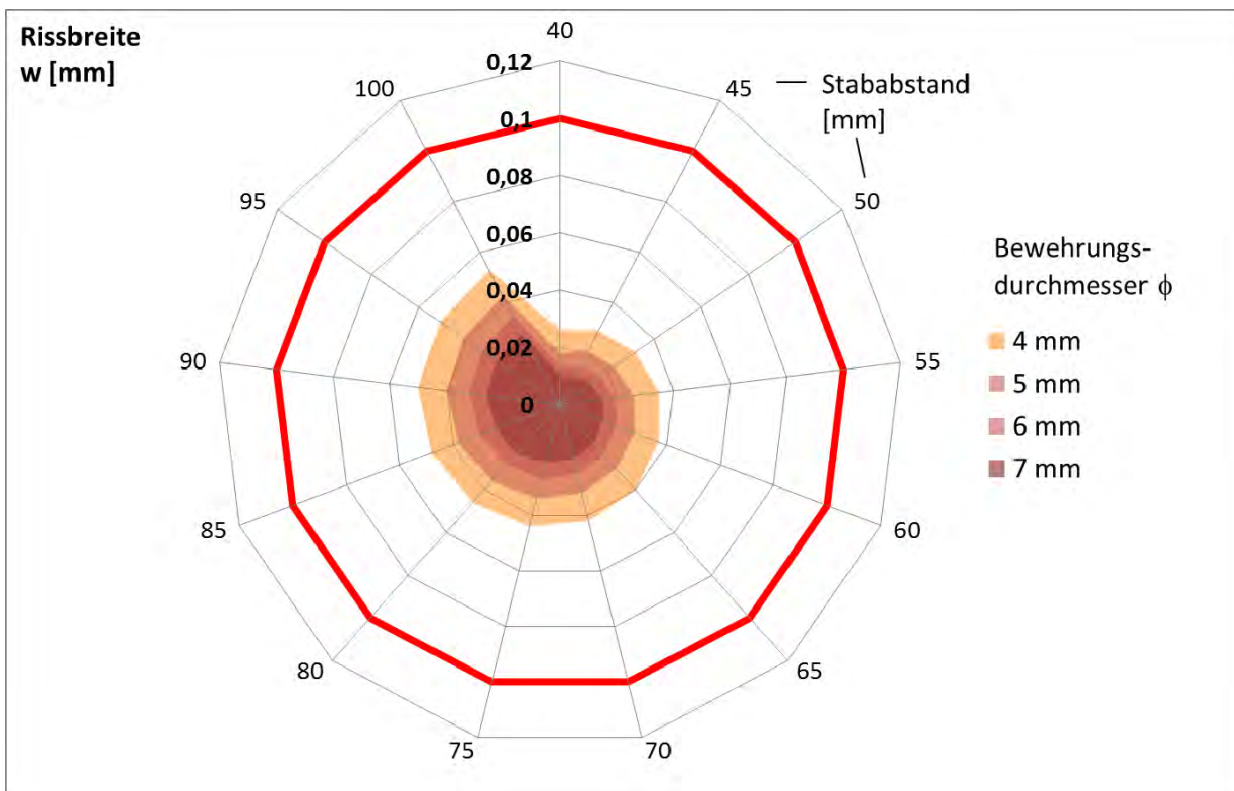
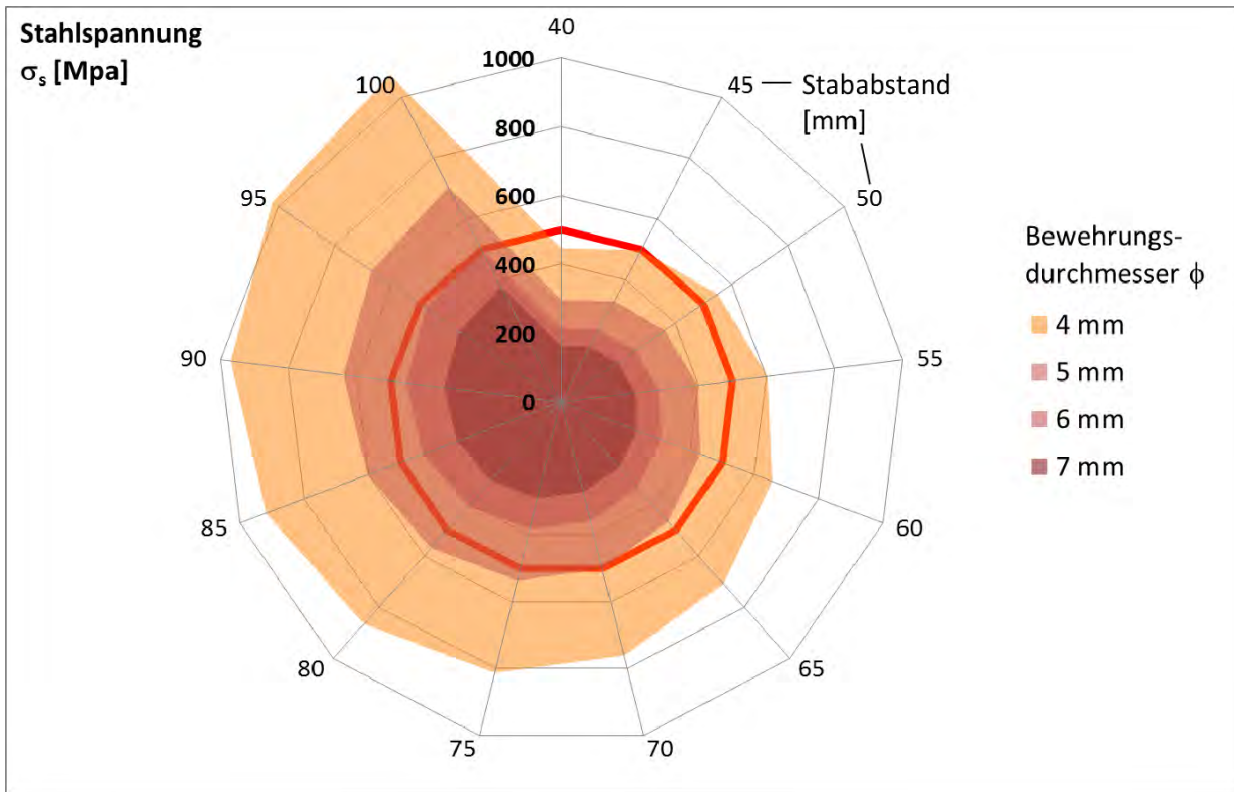


Diagramm A1-8a,b: $f_{cm} = 85 \text{ MPa}$ / $d = 0,8 \text{ m}$ / $h = 0,07 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

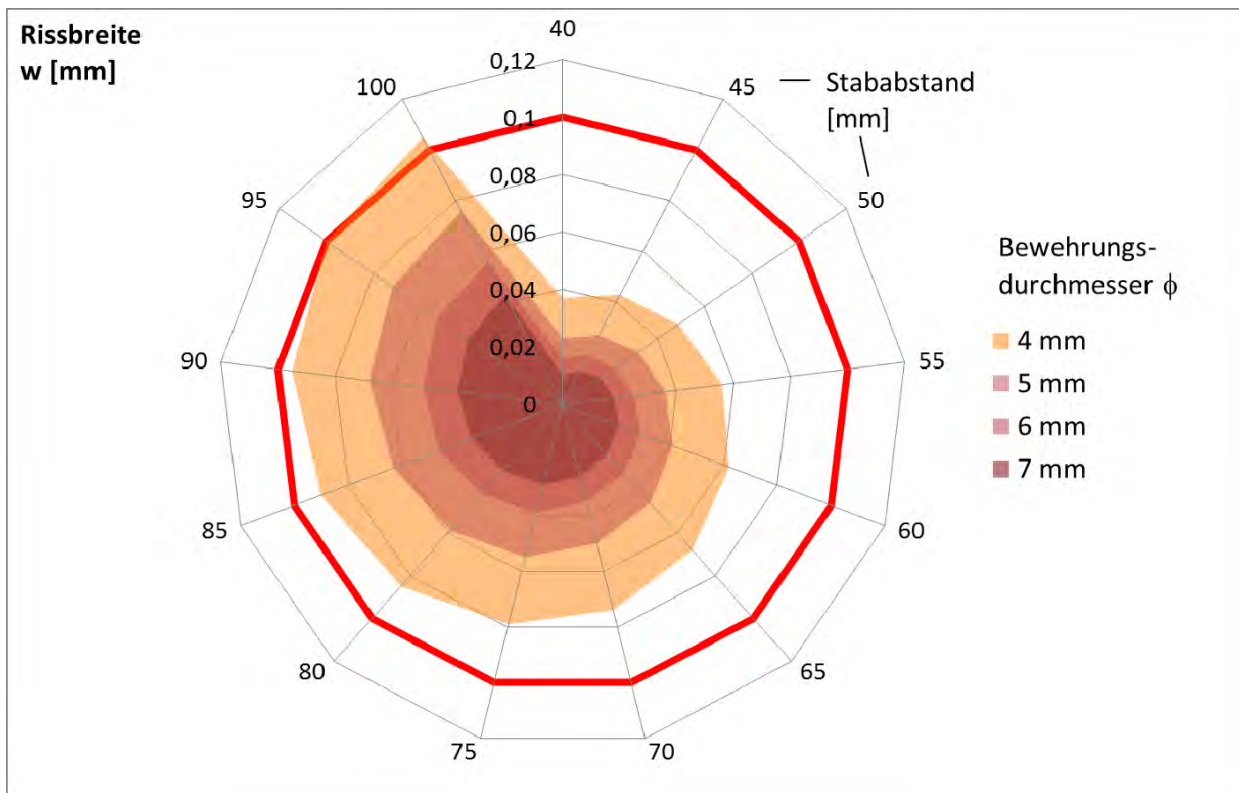
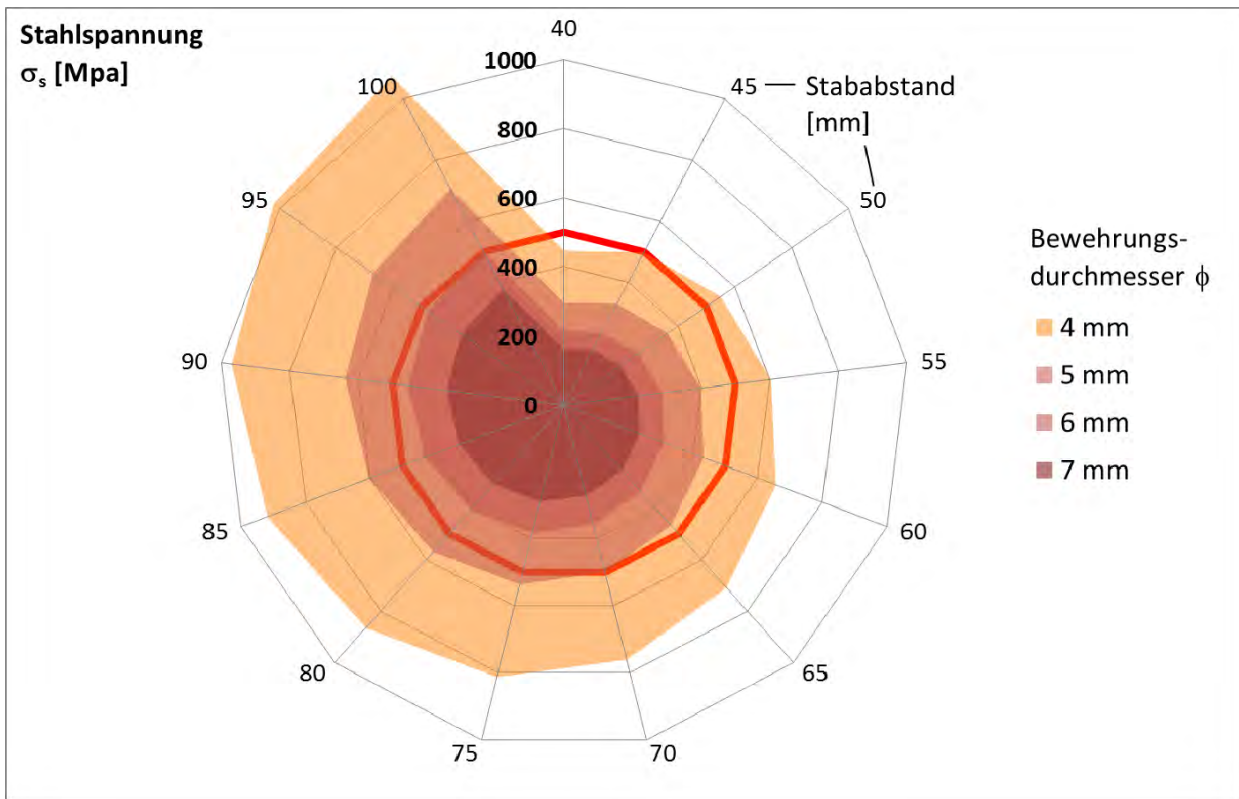


Diagramm A1-9a,b: $f_{cm} = 85 \text{ MPa}$ / $d = 1,3 \text{ m}$ / $h = 0,07 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

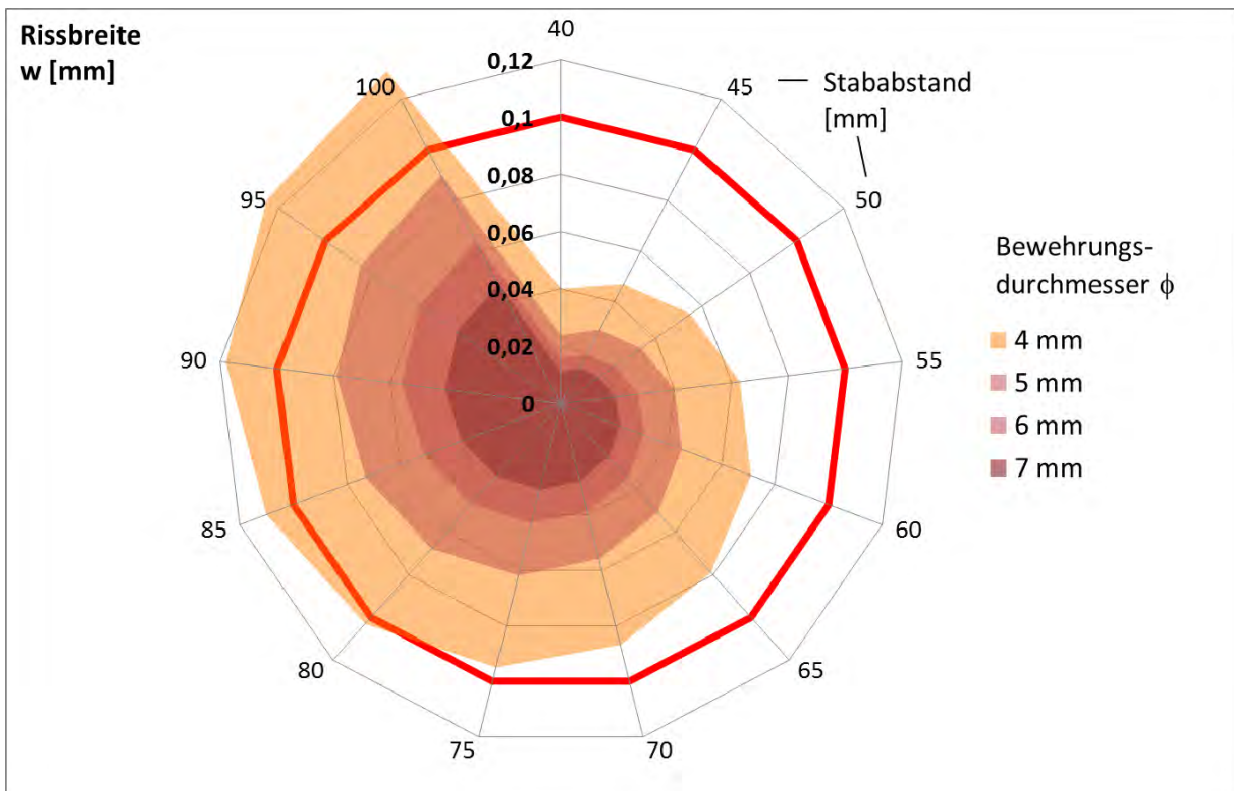
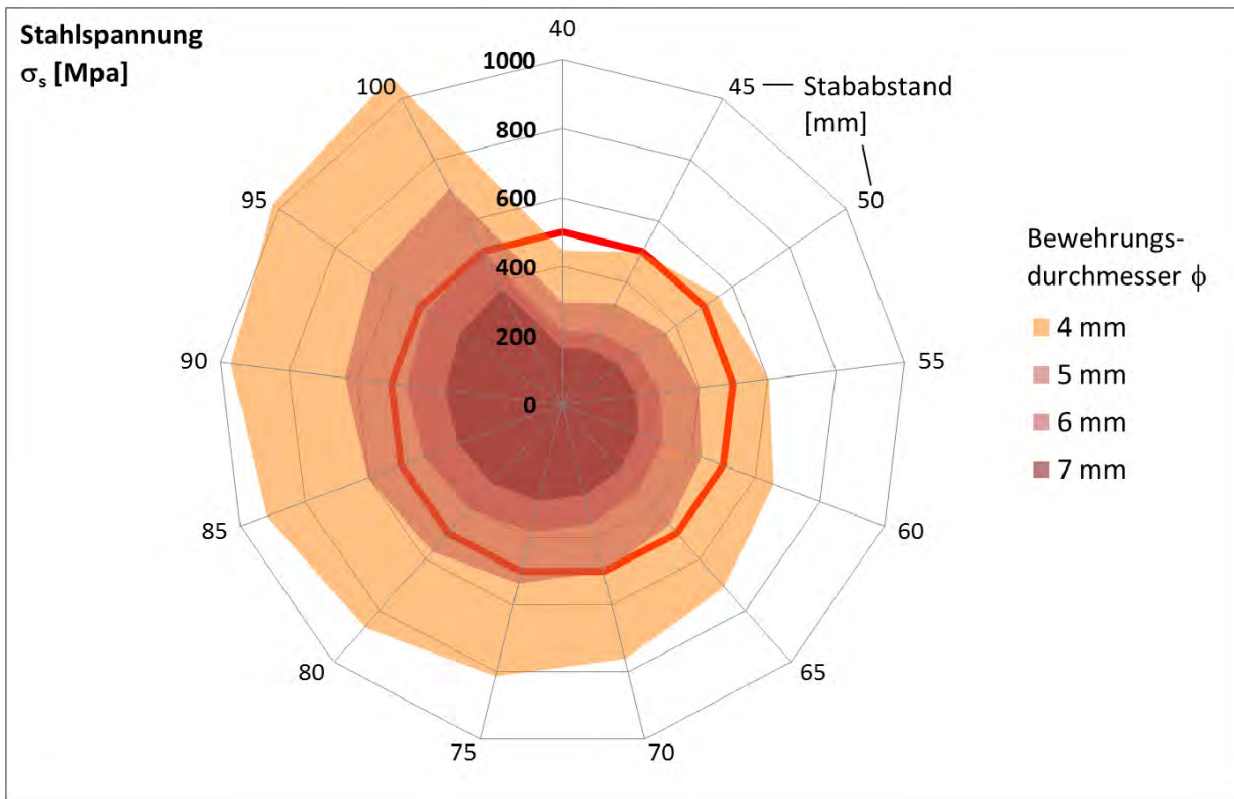


Diagramm A1-10a,b: $f_{cm} = 85 \text{ MPa}$ / $d = 0,3 \text{ m}$ / $h = 0,15 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

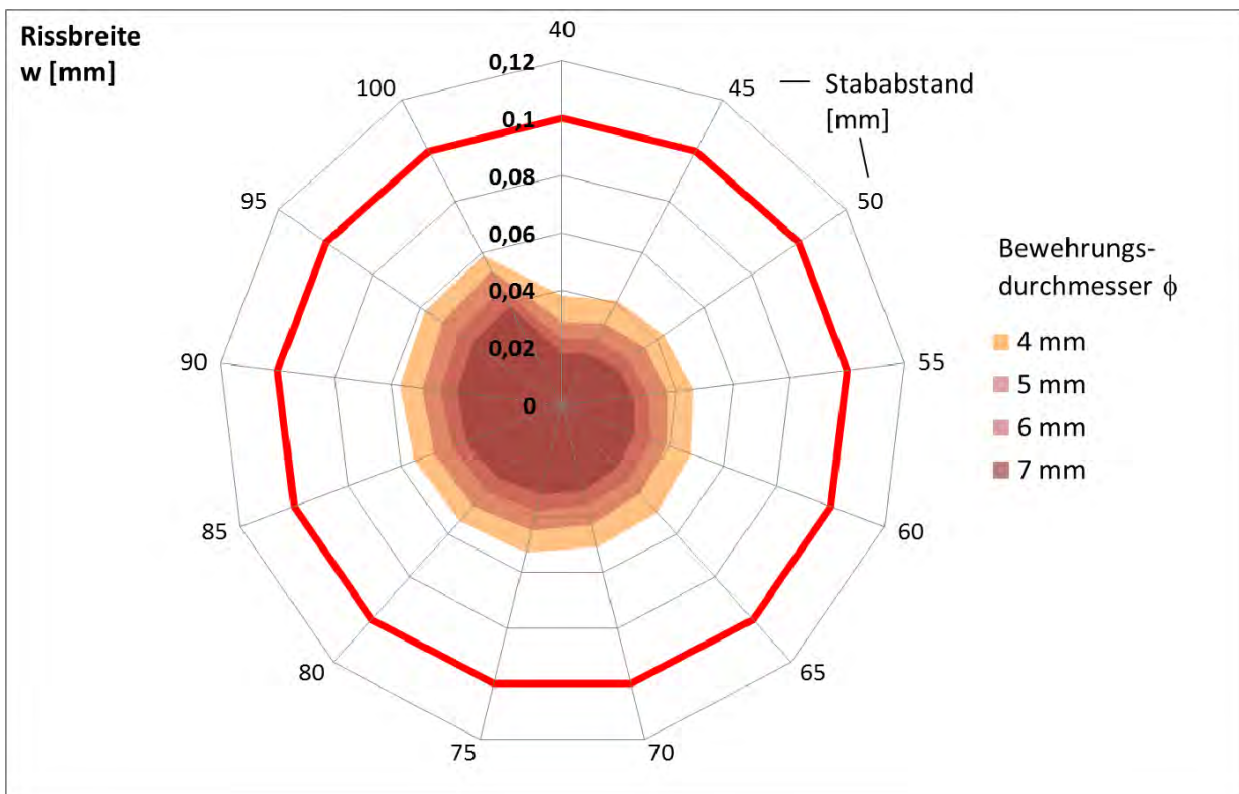
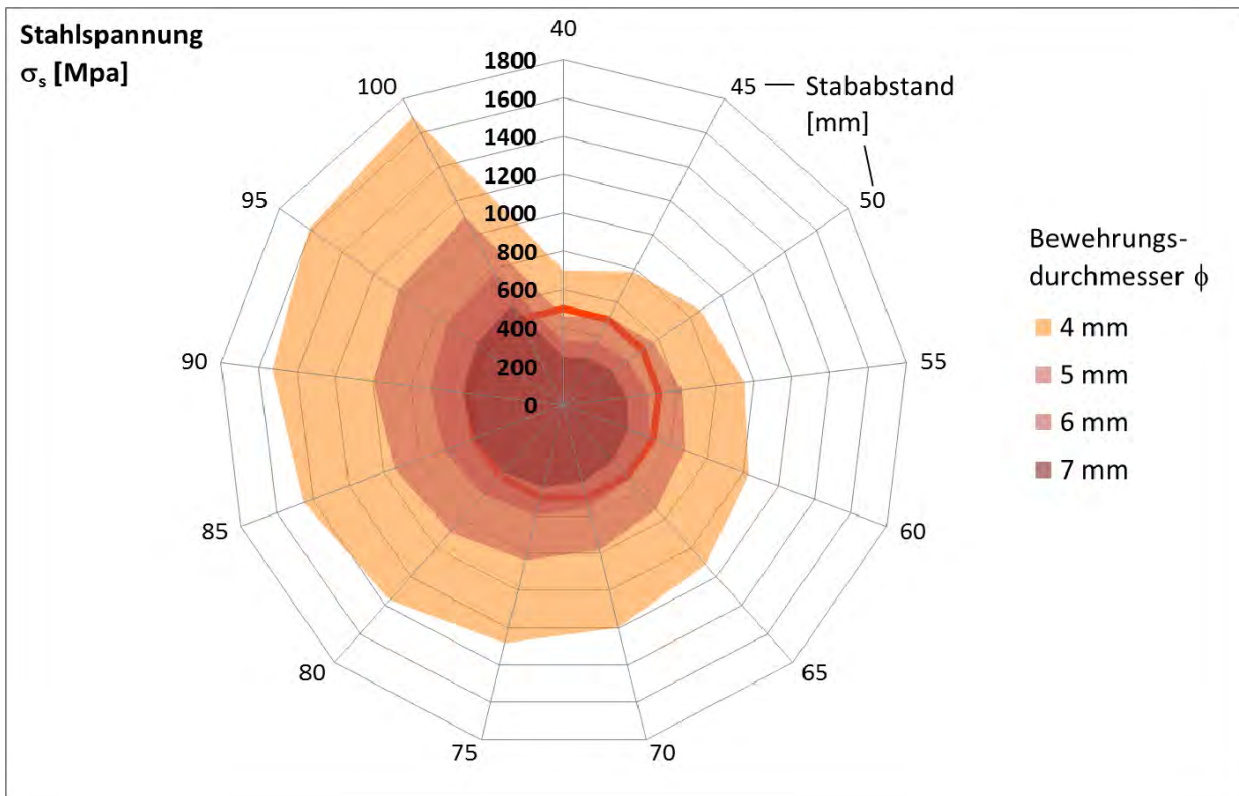


Diagramm A1-11a,b: $f_{cm} = 85 \text{ MPa}$ / $d = 0,8 \text{ m}$ / $h = 0,15 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

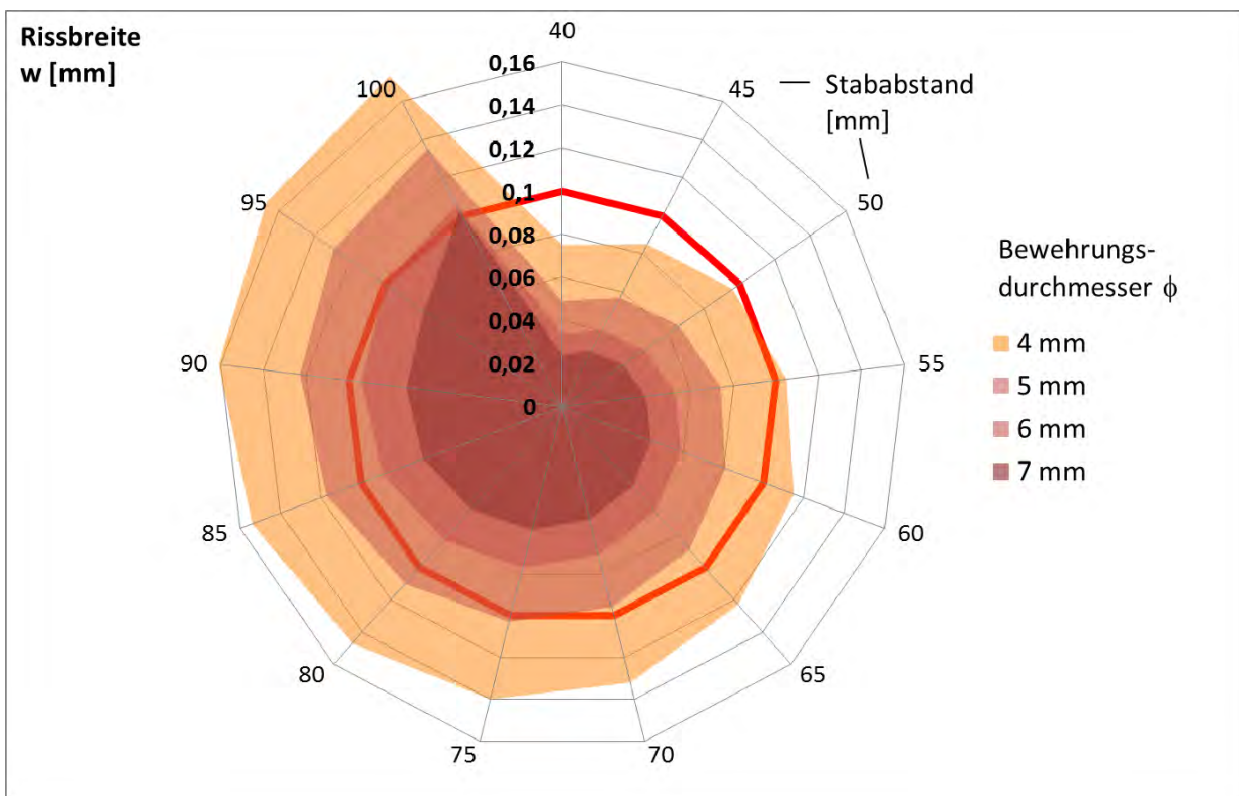
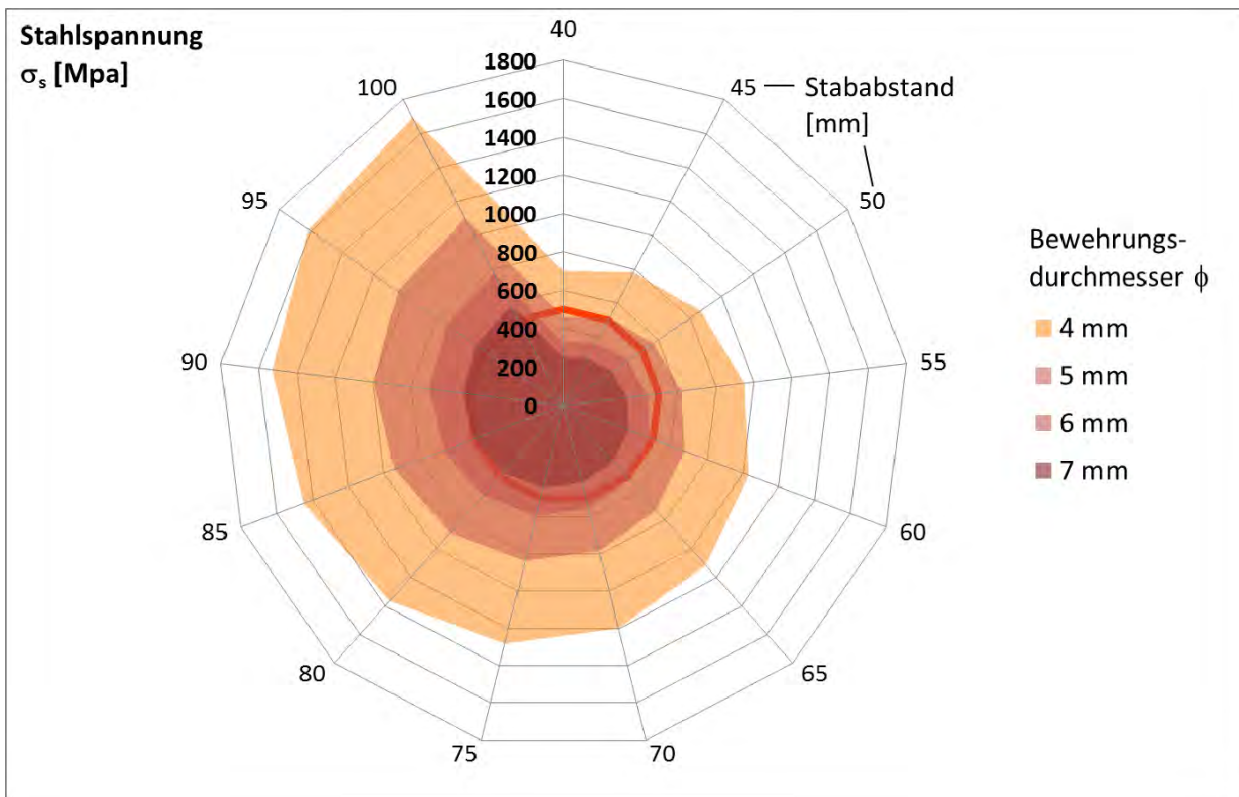


Diagramm A1-12a,b: $f_{cm} = 85 \text{ MPa}$ / $d = 1,3 \text{ m}$ / $h = 0,15 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

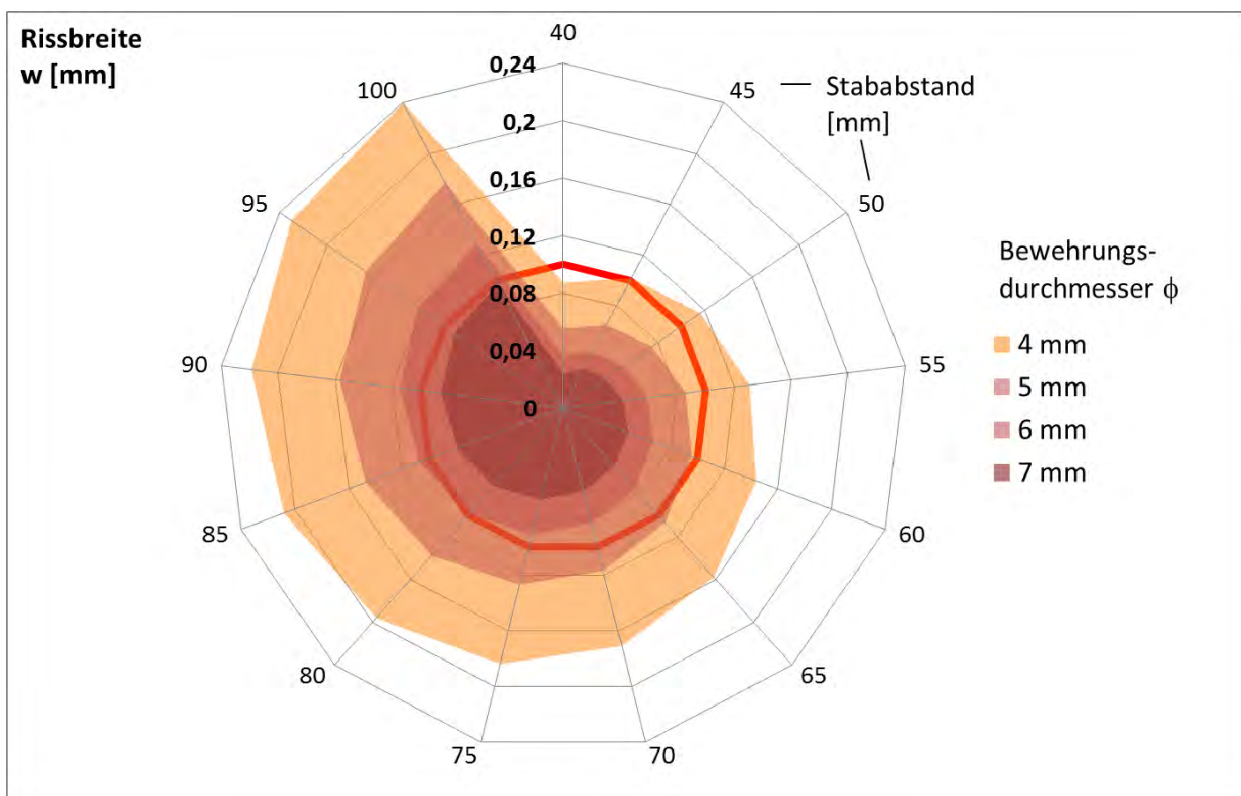
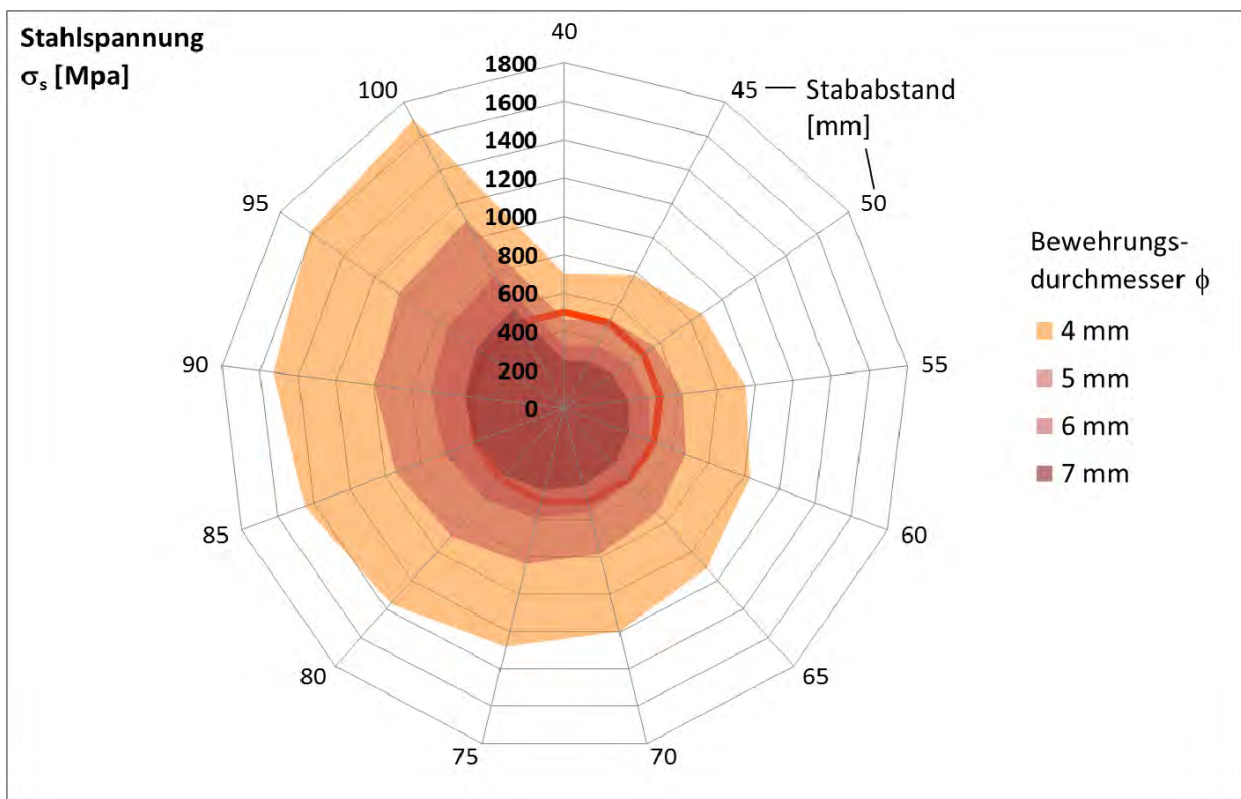


Diagramm A1-13a,b: $f_{cm} = 125 \text{ MPa}$ / $d = 0,3 \text{ m}$ / $h = 0,07 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

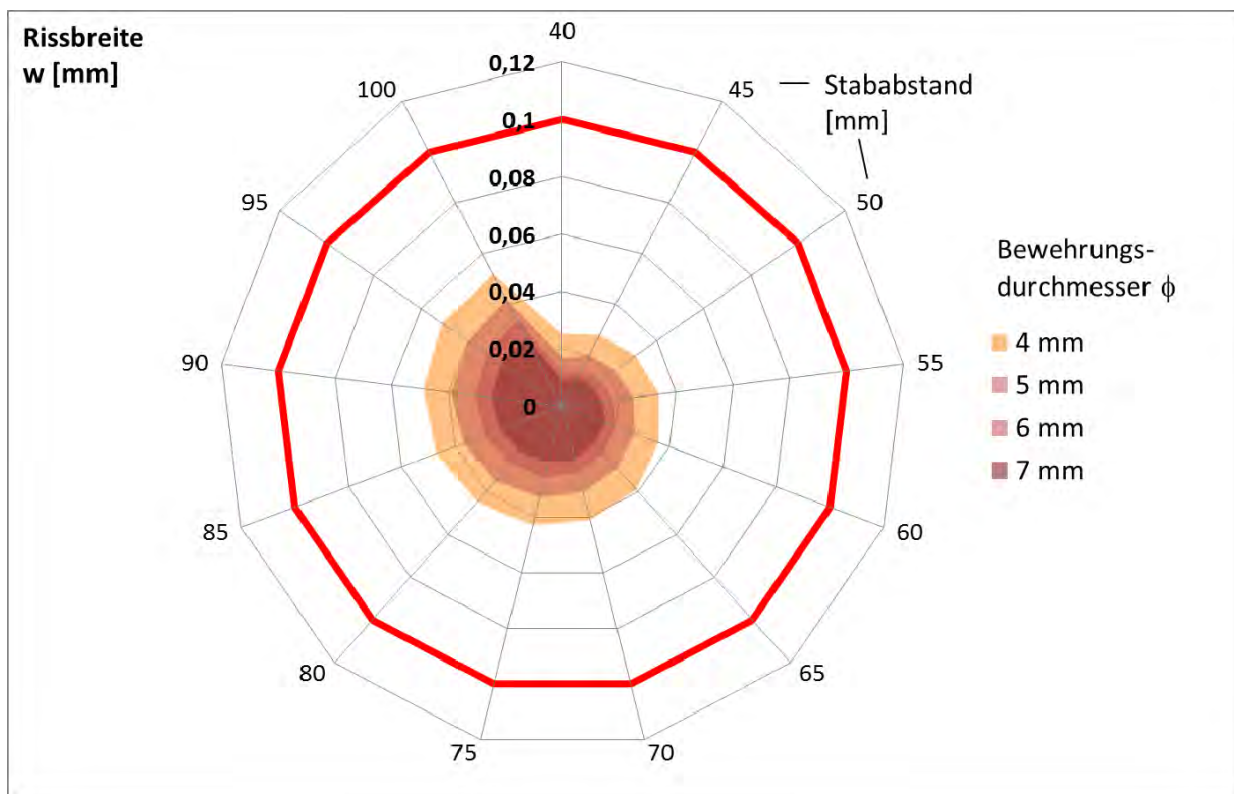
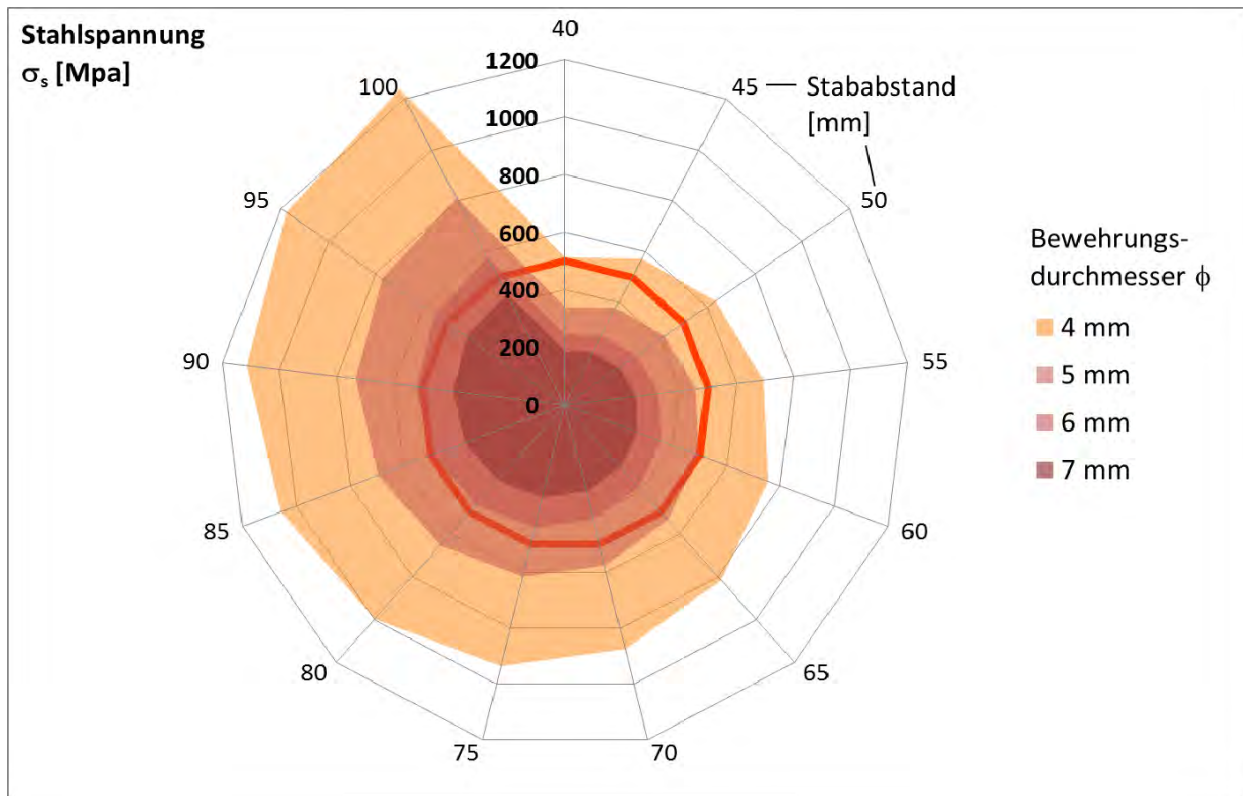


Diagramm A1-14a,b: $f_{cm} = 125 \text{ MPa}$ / $d = 0,8 \text{ m}$ / $h = 0,07 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

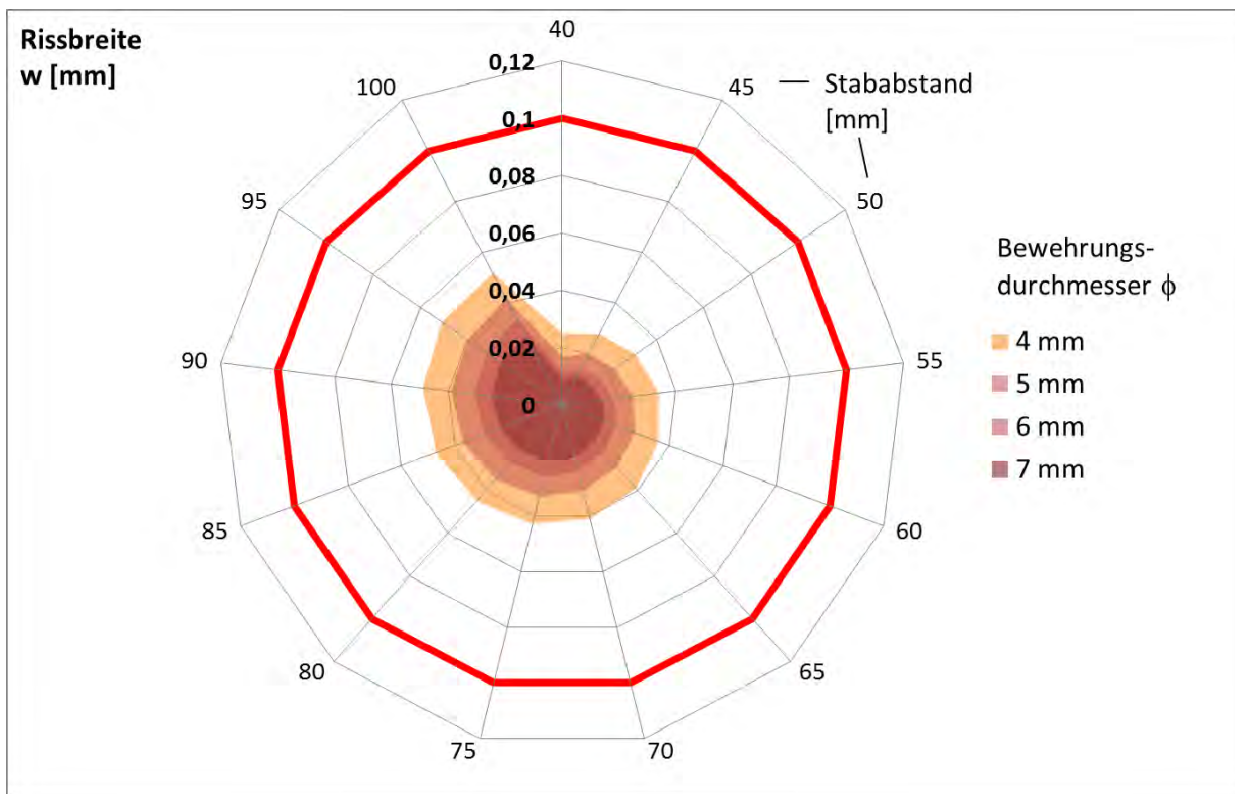
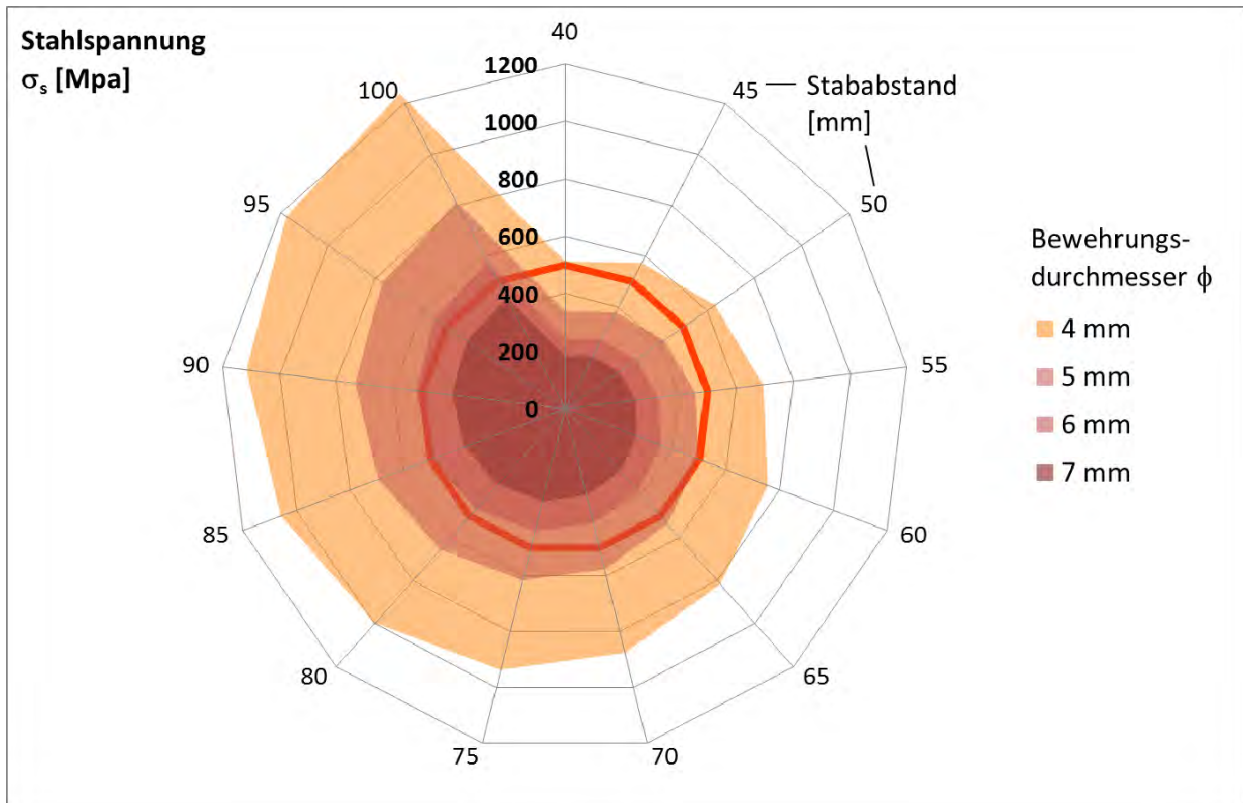


Diagramm A1-15a,b: $f_{cm} = 125 \text{ MPa}$ / $d = 1,3 \text{ m}$ / $h = 0,07 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

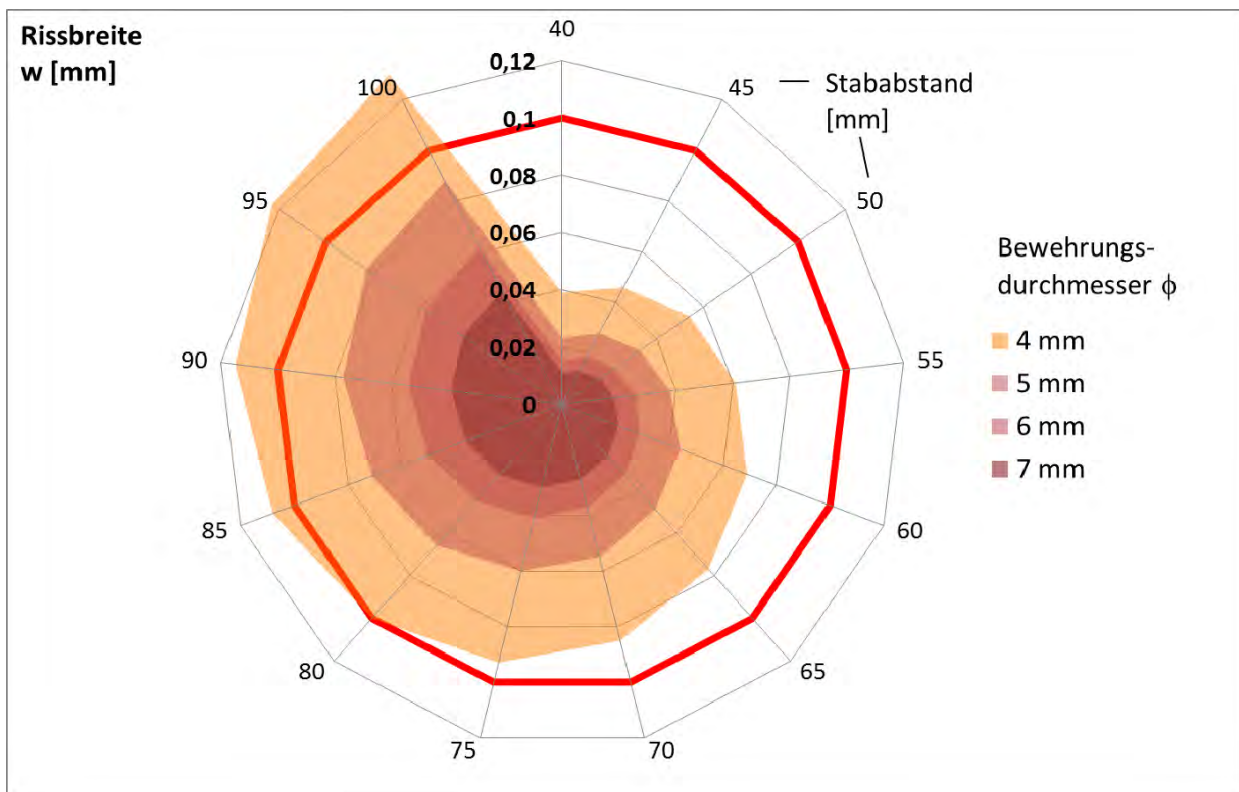
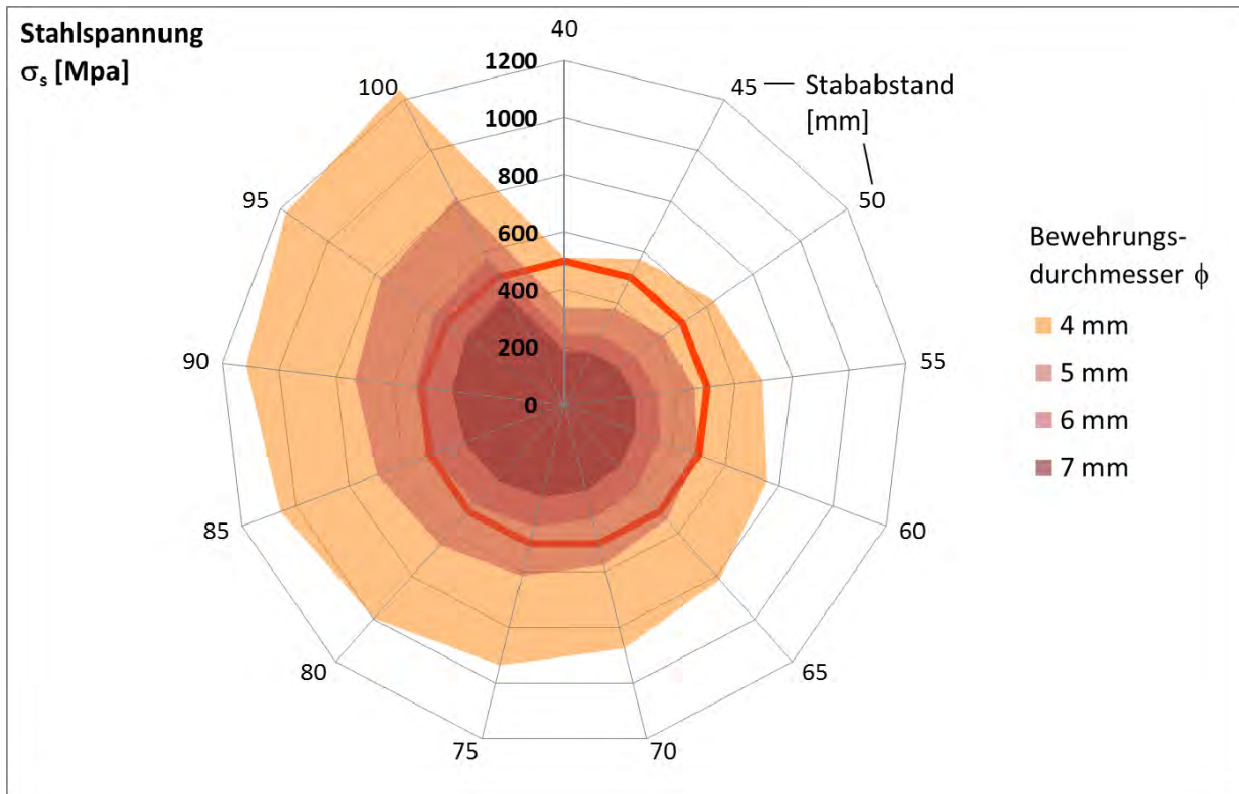


Diagramm A1-16a,b: $f_{cm} = 125 \text{ MPa}$ / $d = 0,3 \text{ m}$ / $h = 0,15 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

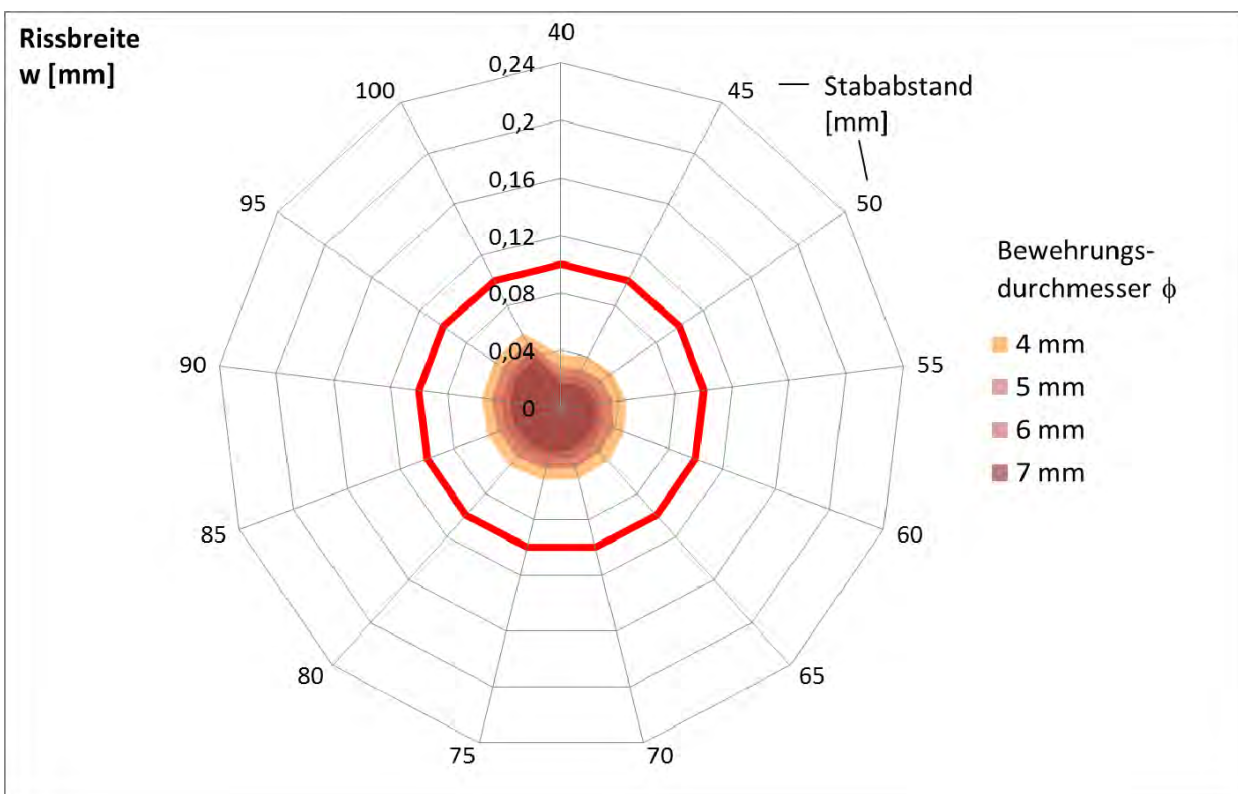
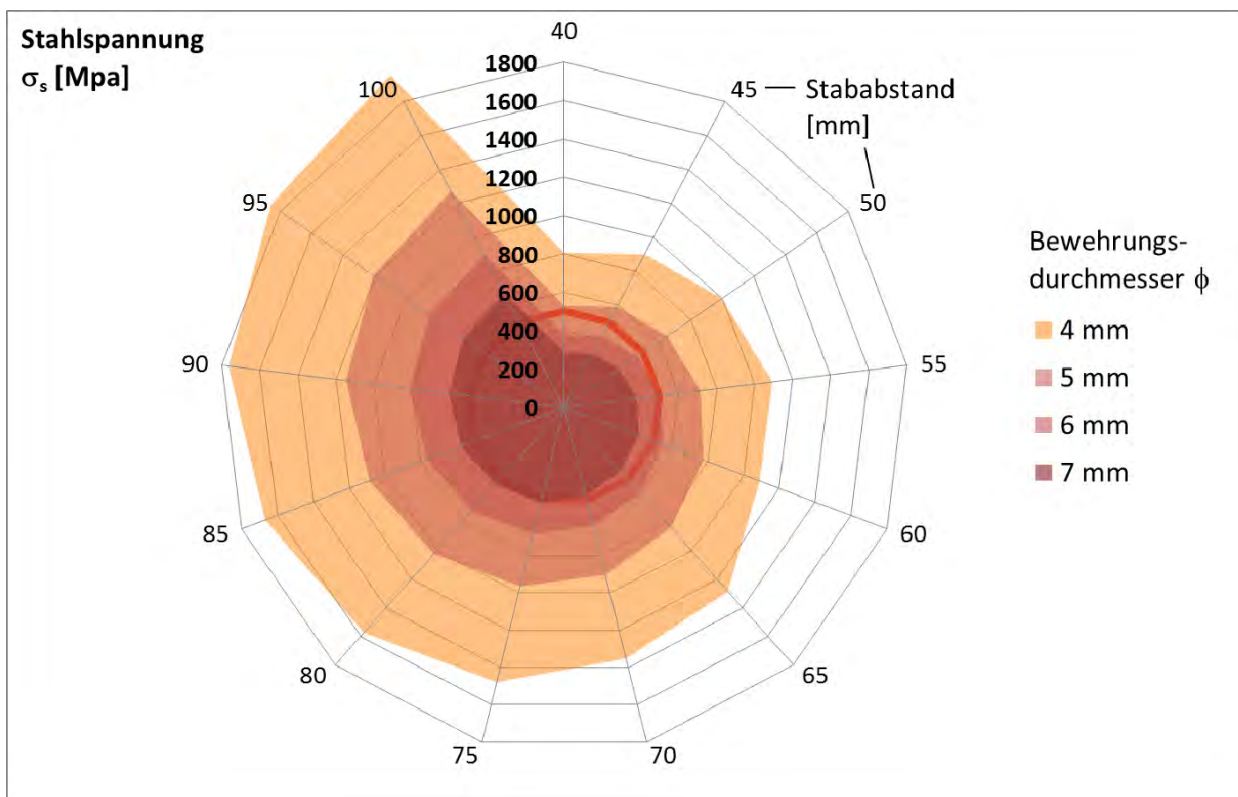


Diagramm A1-17a,b: $f_{cm} = 125 \text{ MPa}$ / $d = 0,8 \text{ m}$ / $h = 0,15 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite

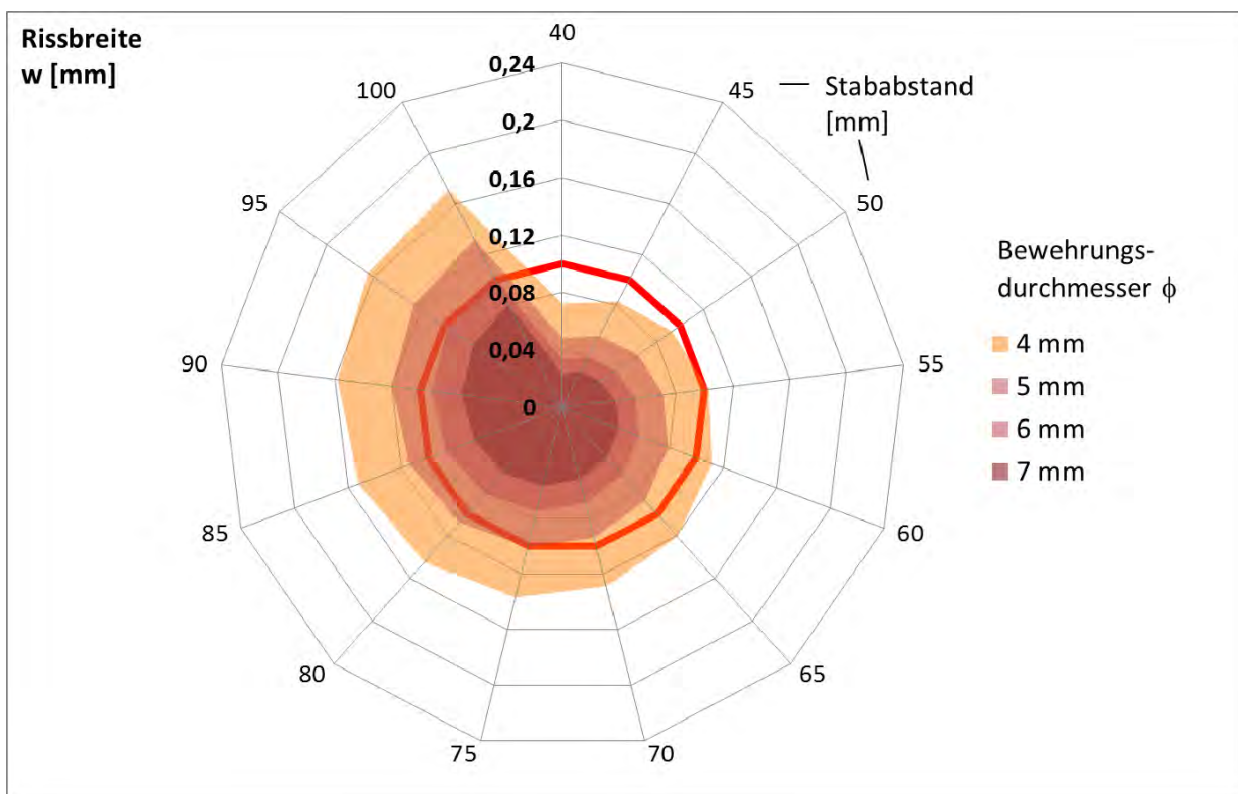
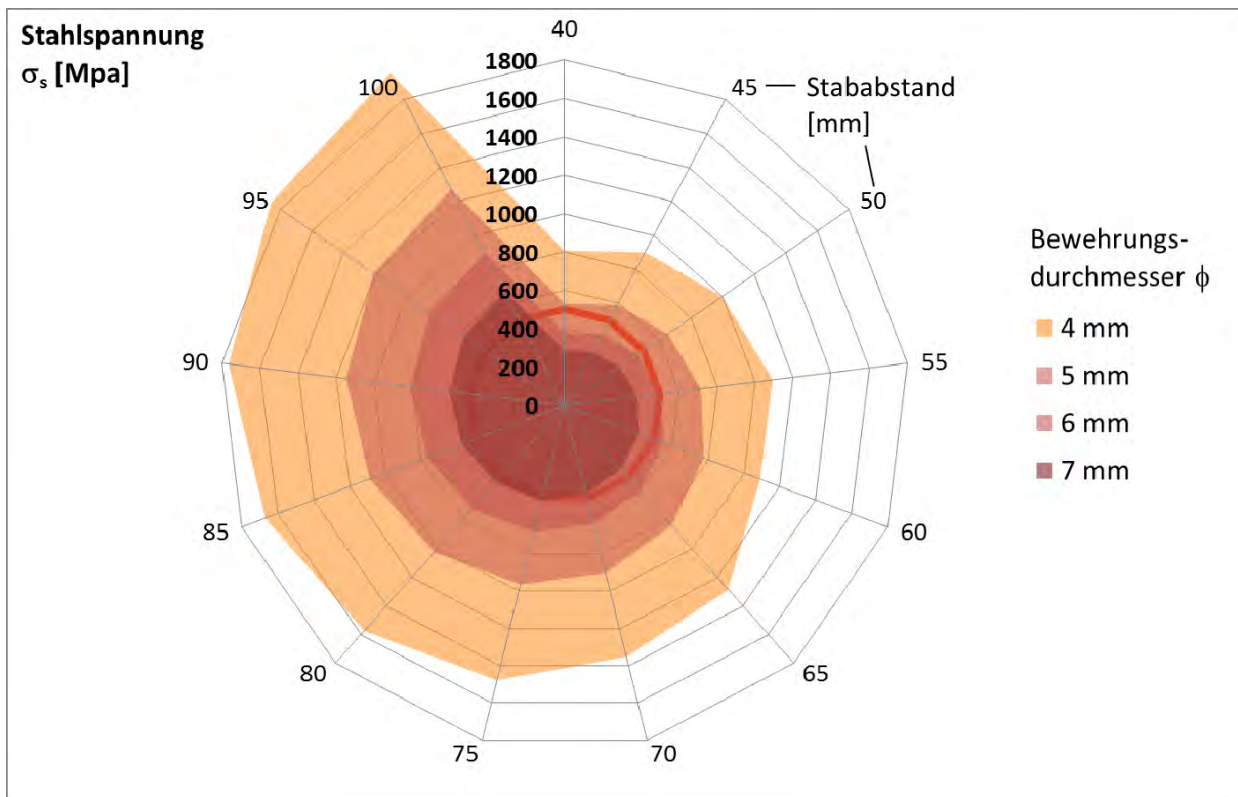
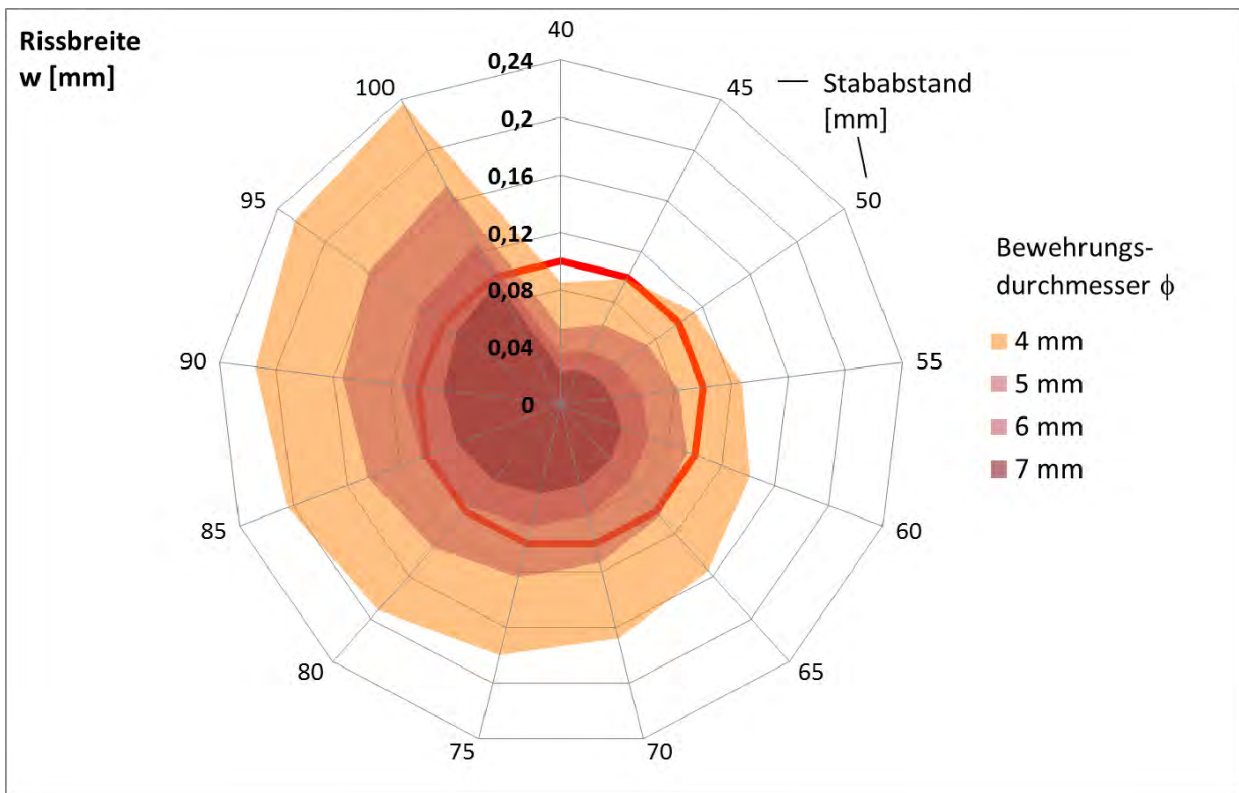
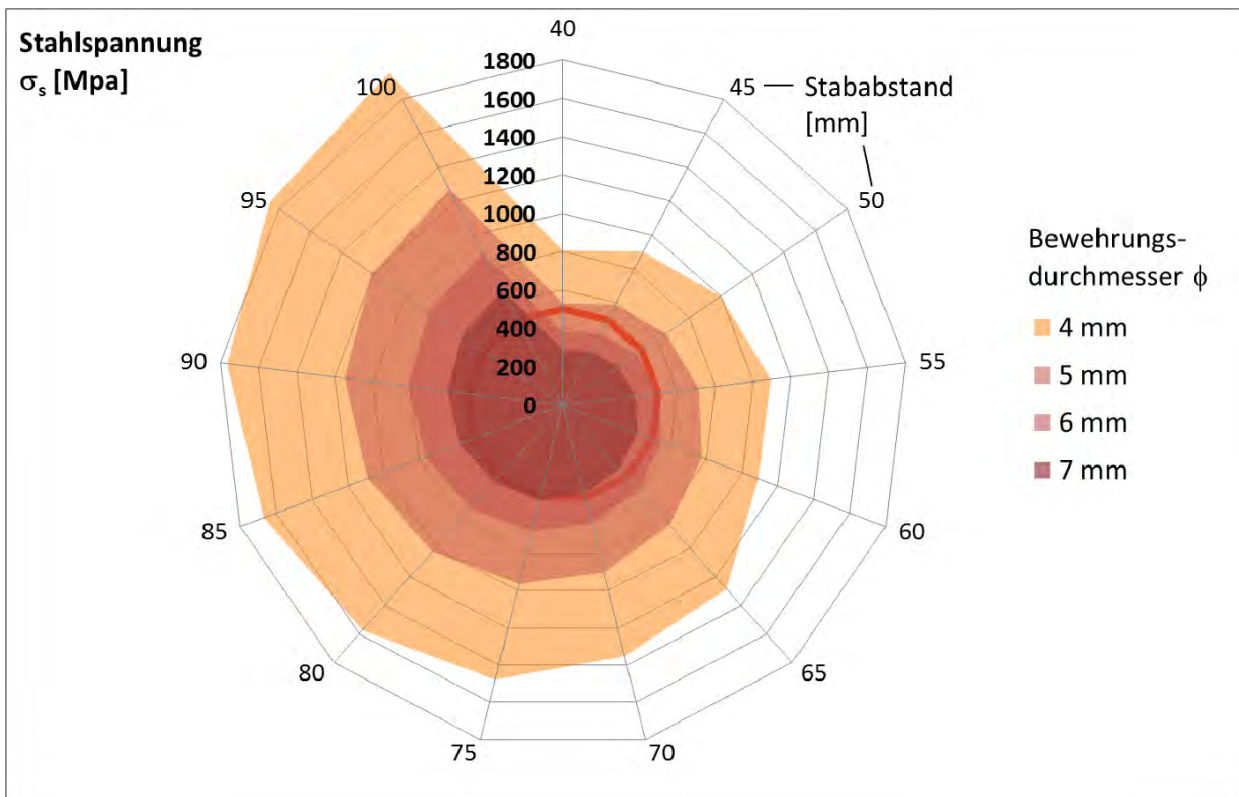


Diagramm A1-18a,b: $f_{cm} = 125 \text{ MPa}$ / $d = 1,3 \text{ m}$ / $h = 0,15 \text{ m}$ – Stahlspannung und Rissbreite



ANHANG A2: Diagramme zur Optimierung des Stababstands

d = 0,3 m / Bewehrung gerippt	=> Diagramm A2-1a-d
d = 0,8 m / Bewehrung gerippt	=> Diagramm A2-2a-d
d = 1,3 m / Bewehrung gerippt	=> Diagramm A2-3a-d
d = 0,3 m / Bewehrung glatt	=> Diagramm A2-4a-d
d = 0,8 m / Bewehrung glatt	=> Diagramm A2-5a-d
d = 1,3 m / Bewehrung glatt	=> Diagramm A2-6a-d

Diagramm A2-1a-d: $d = 0,3 \text{ m}$ / Bewehrung gerippt

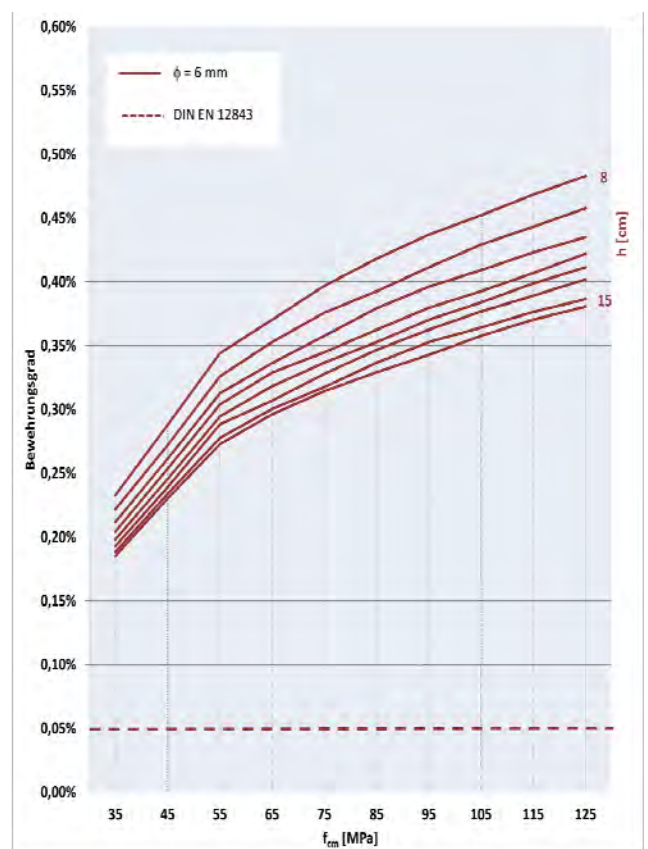
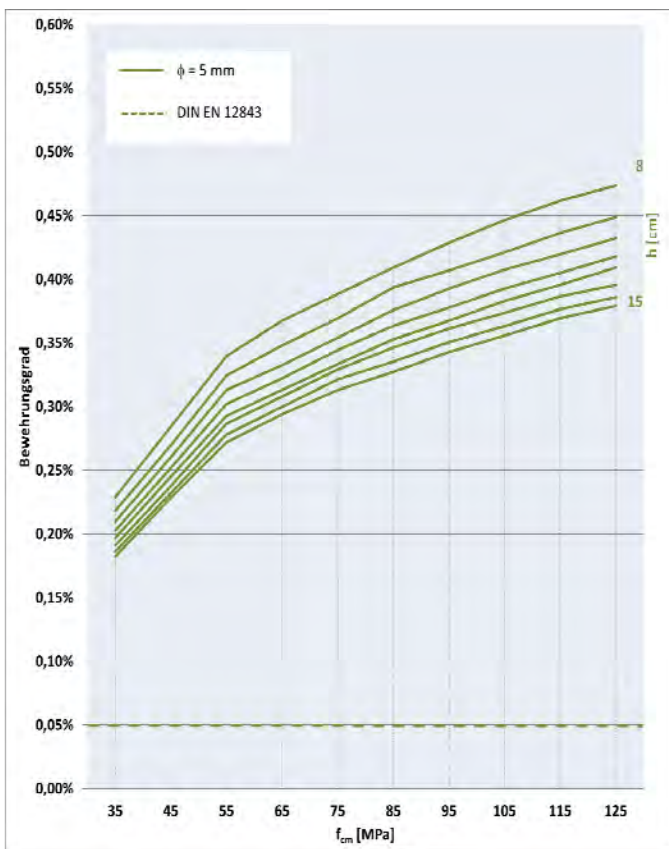
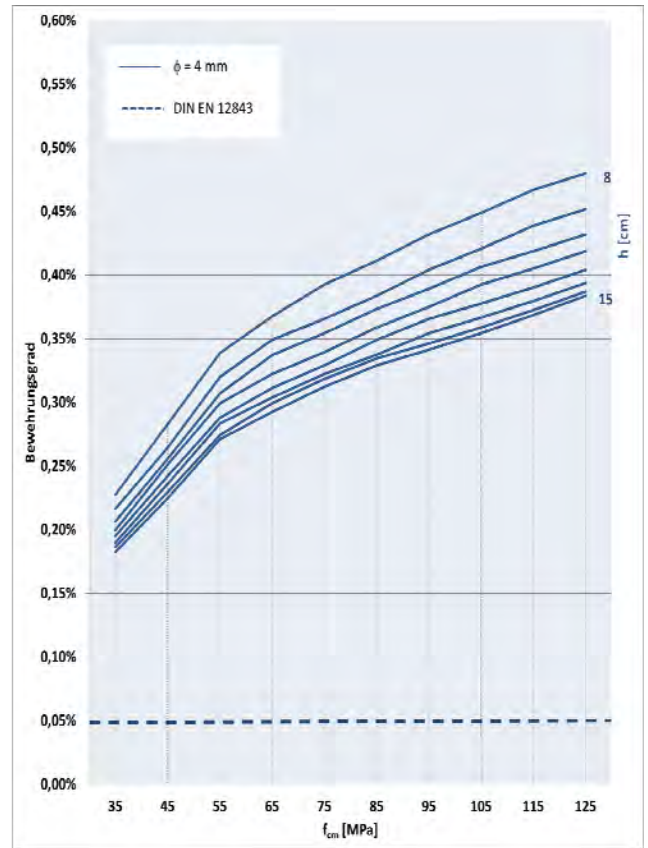
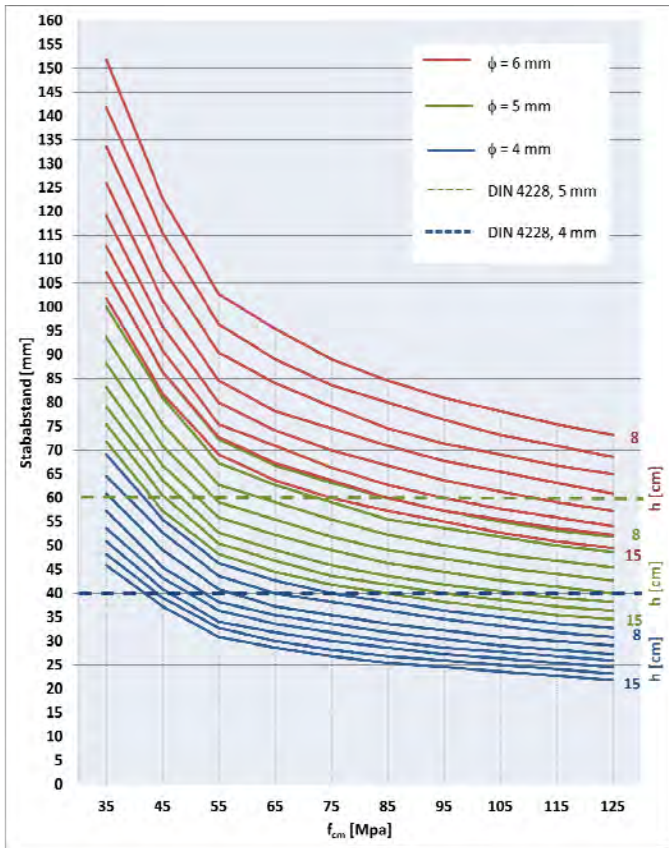


Diagramm A2-2a-d: $d = 0,8 \text{ m}$ / Bewehrung gerippt

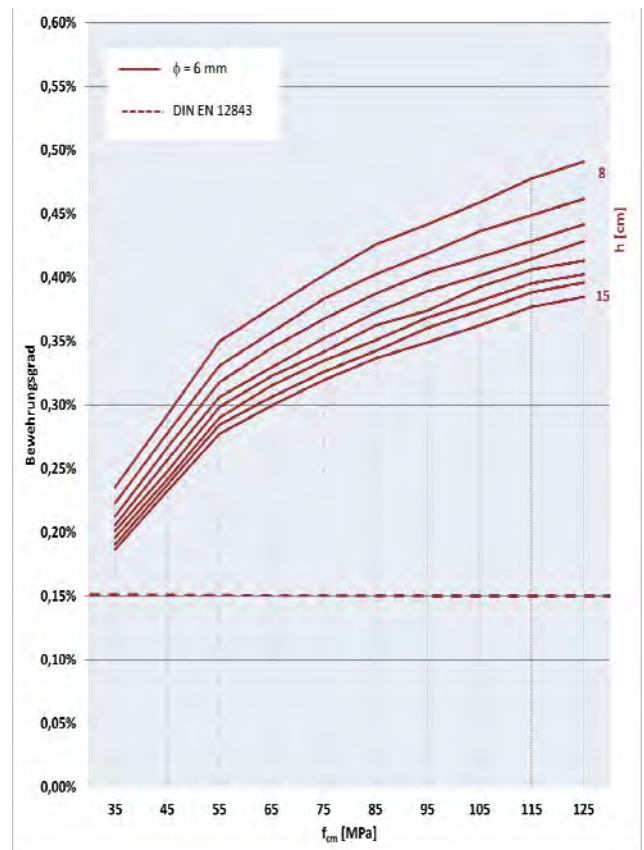
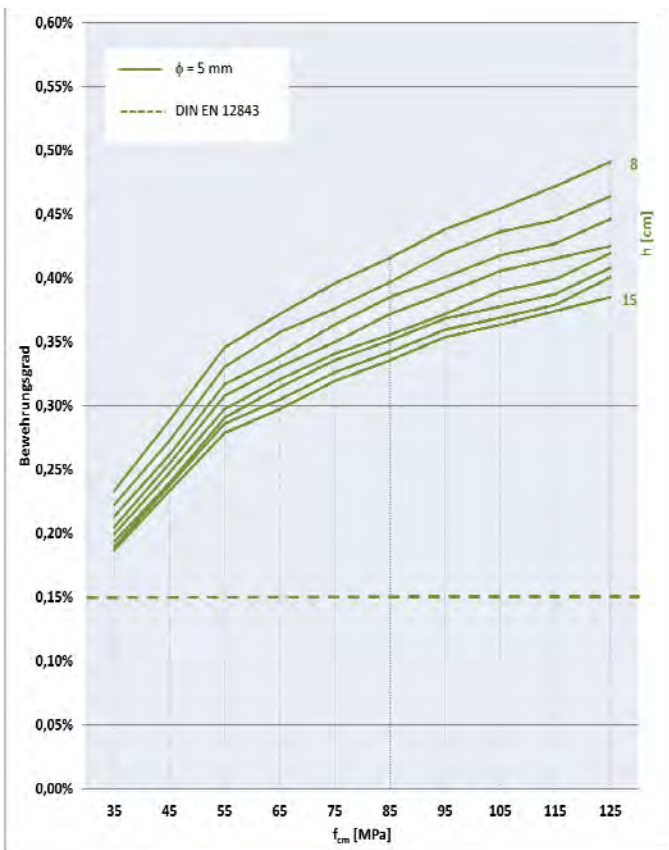
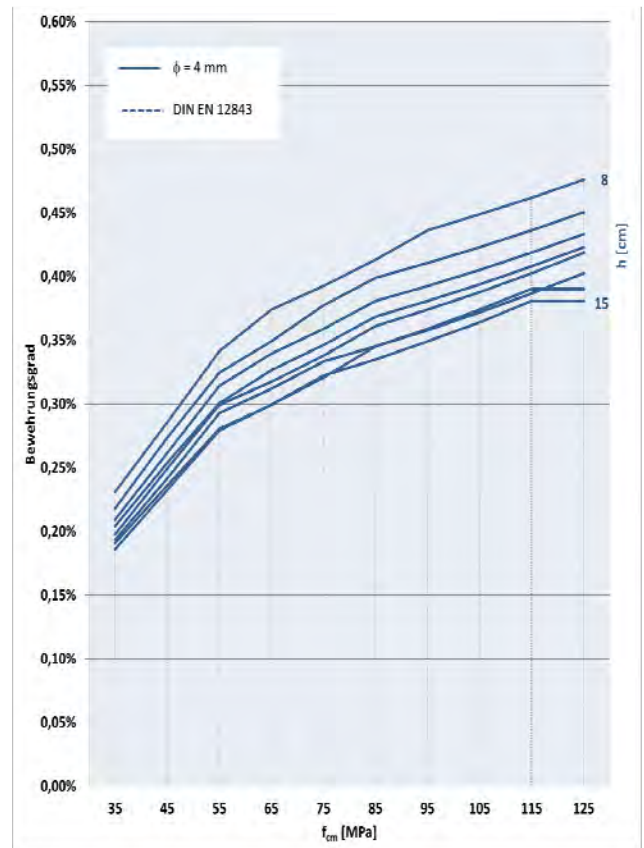
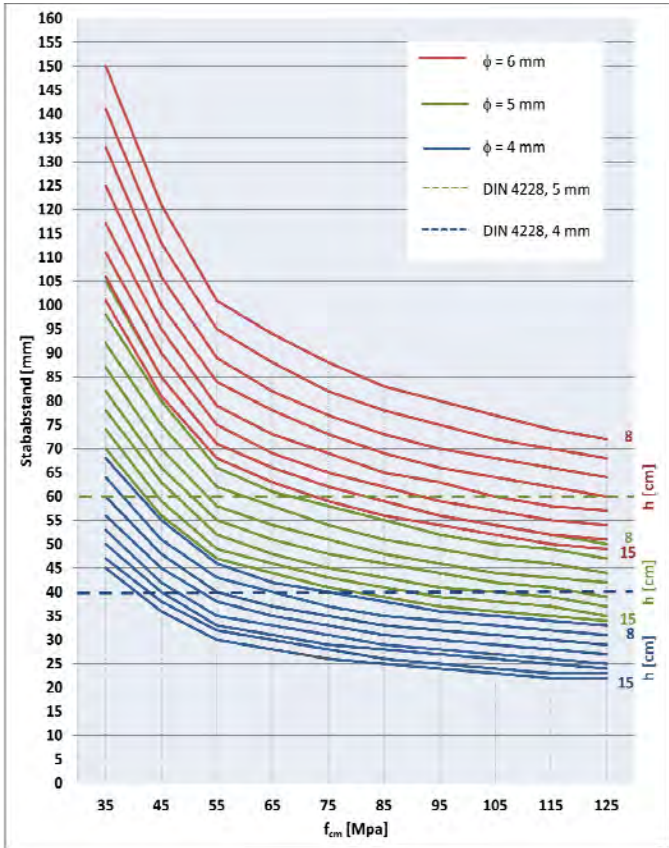


Diagramm A2-3a-d: $d = 1,3 \text{ m}$ / Bewehrung gerippt

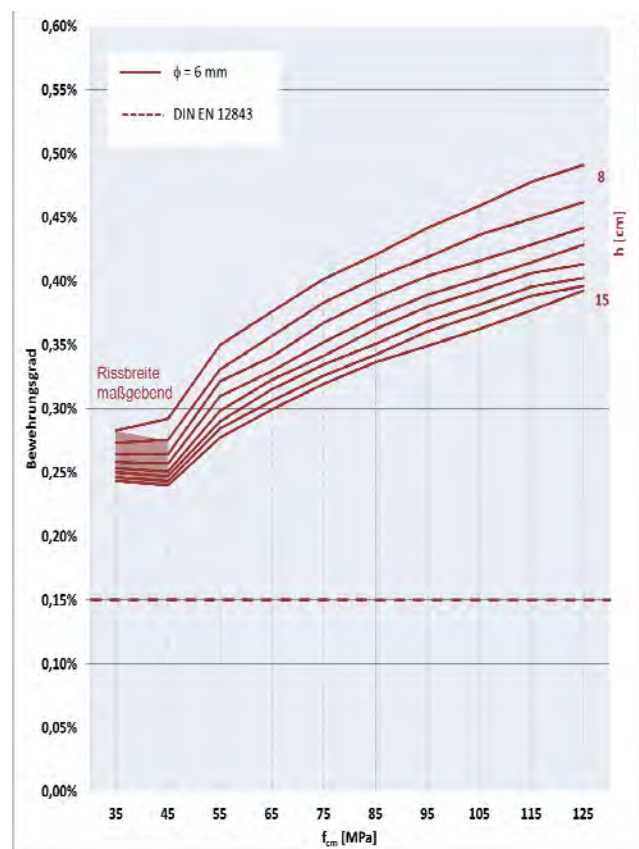
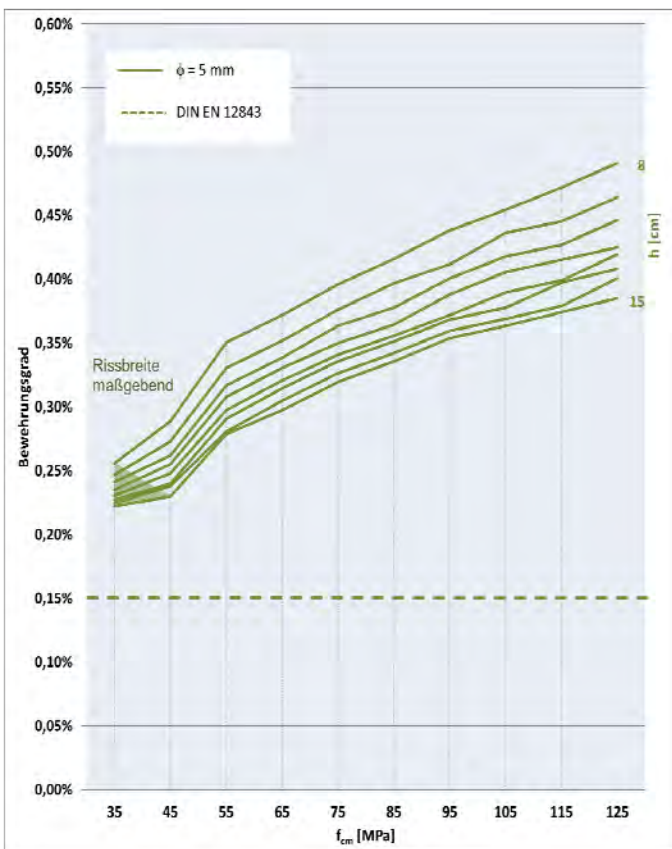
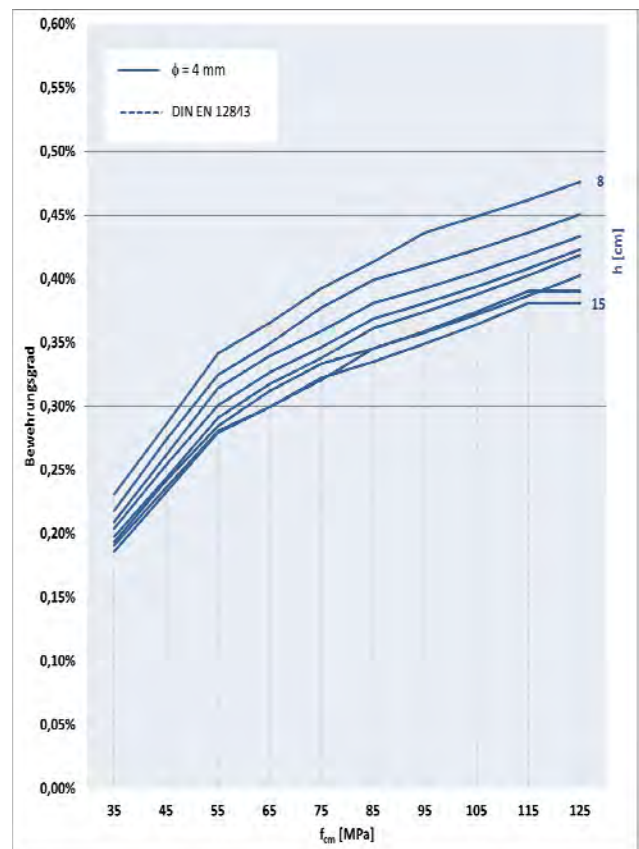
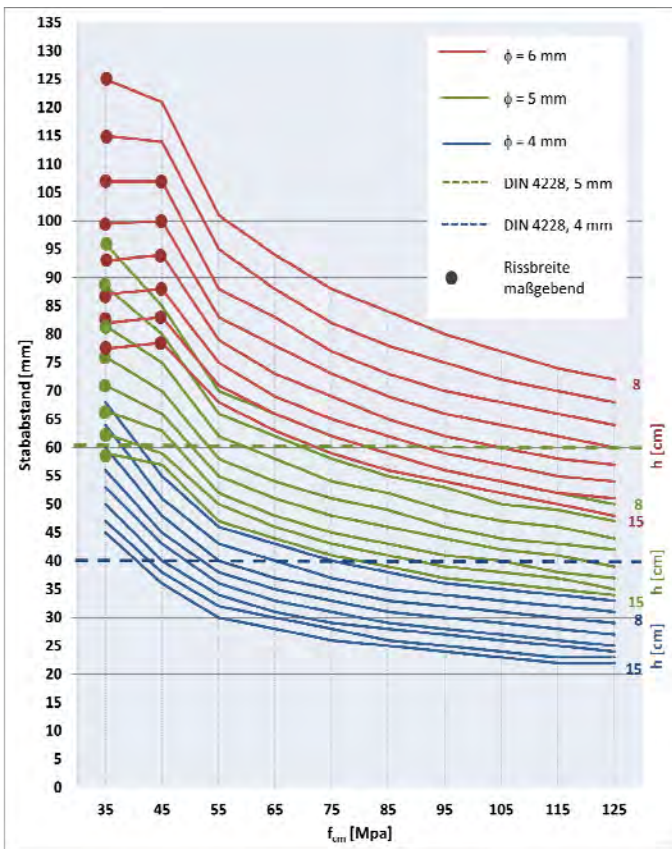


Diagramm A2-4a-d: $d = 0,3 \text{ m}$ / Bewehrung glatt

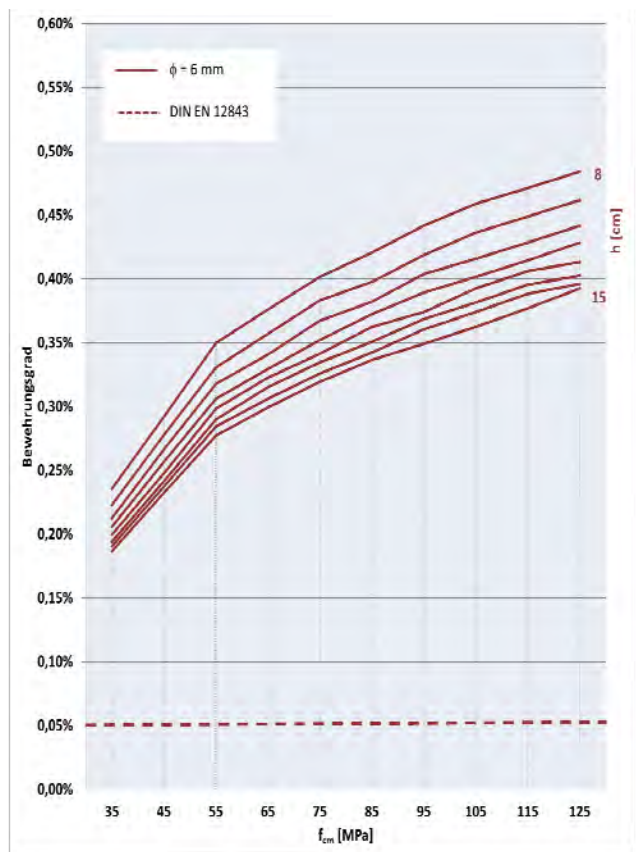
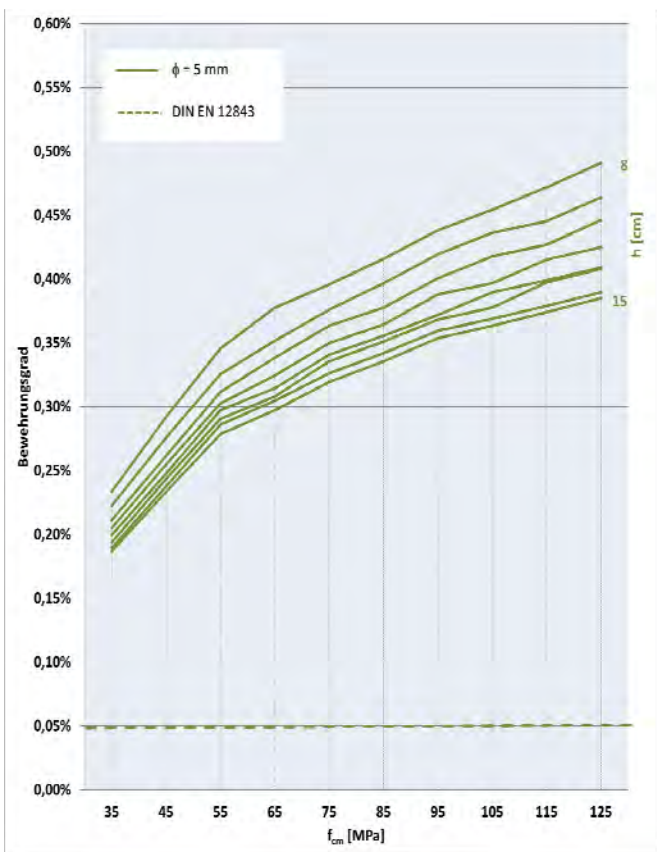
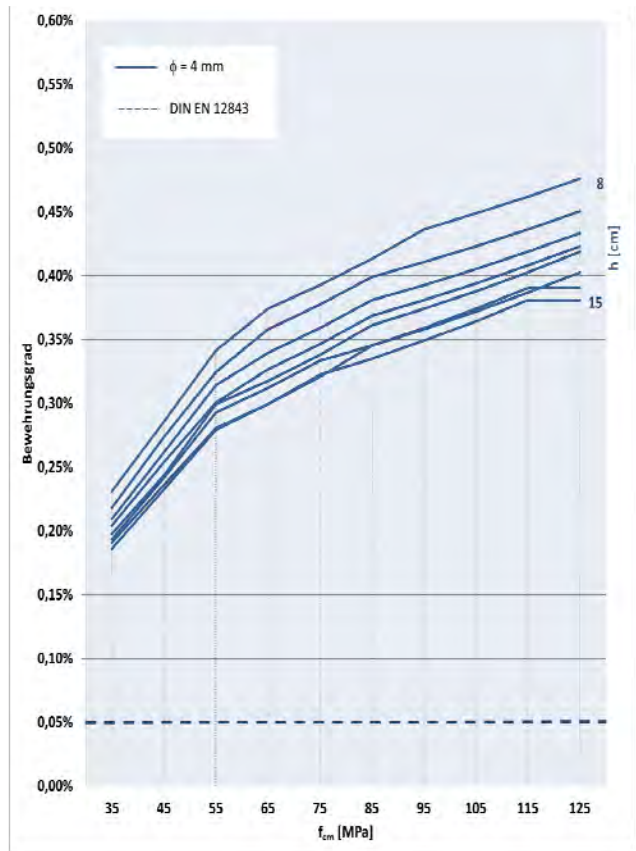
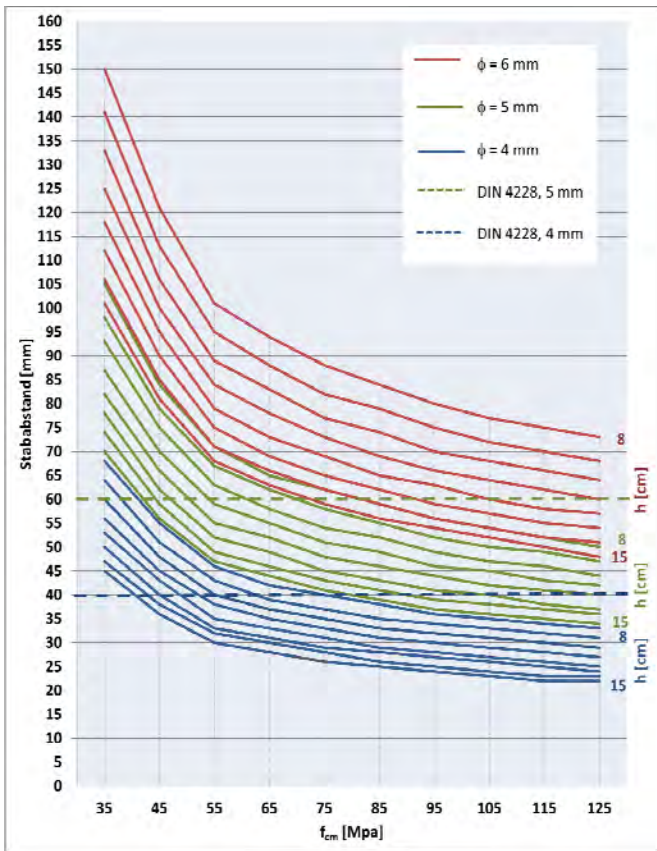


Diagramm A2-5a-d: $d = 0,8 \text{ m}$ / Bewehrung glatt

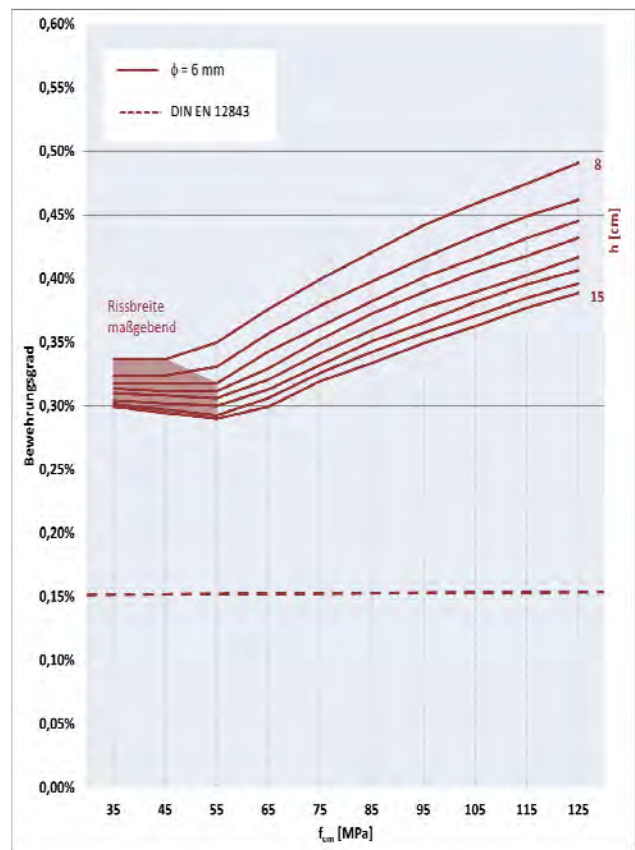
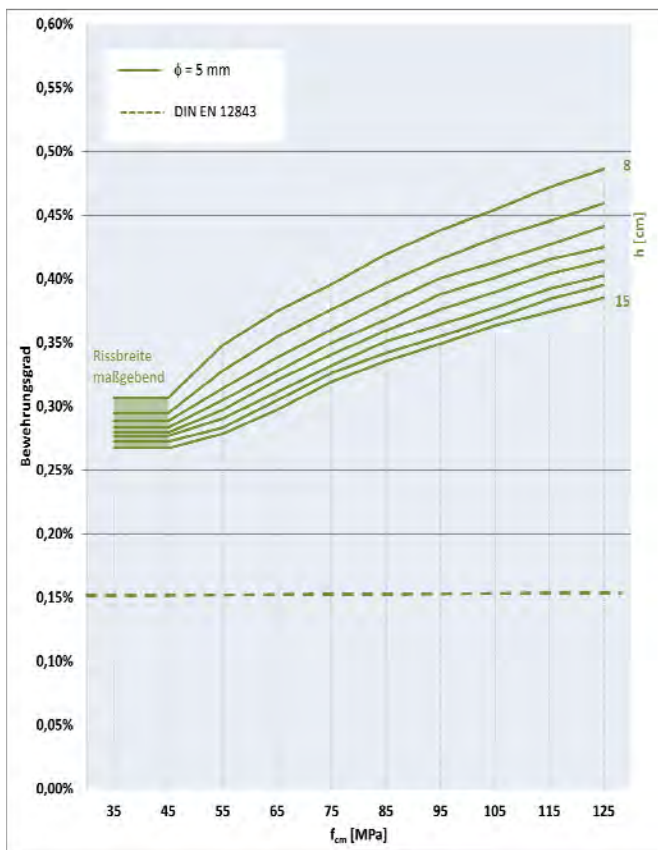
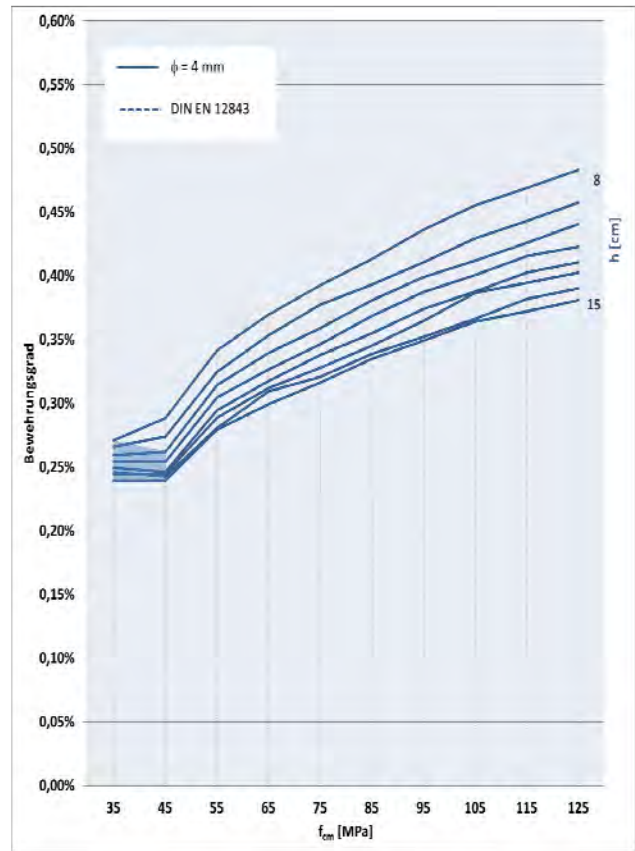
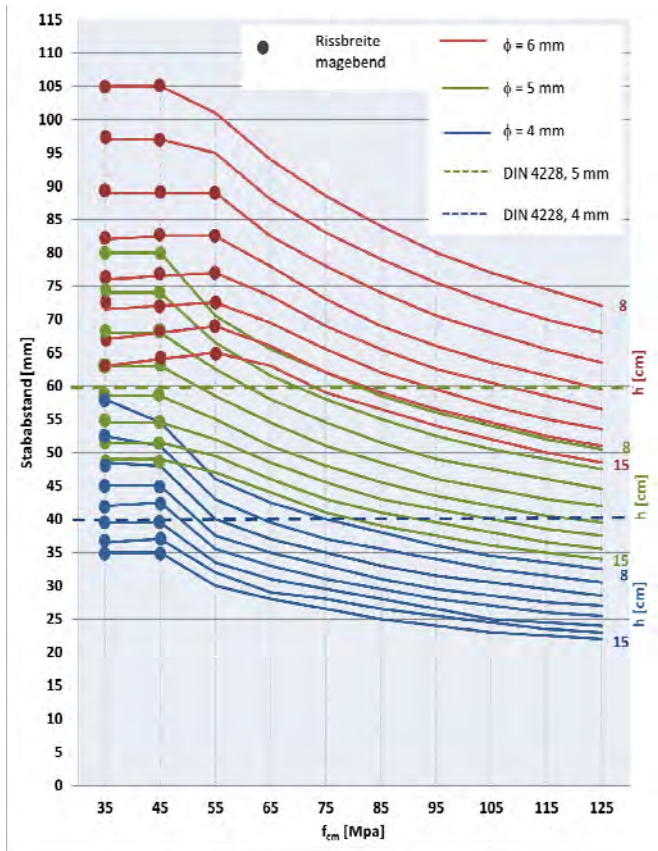
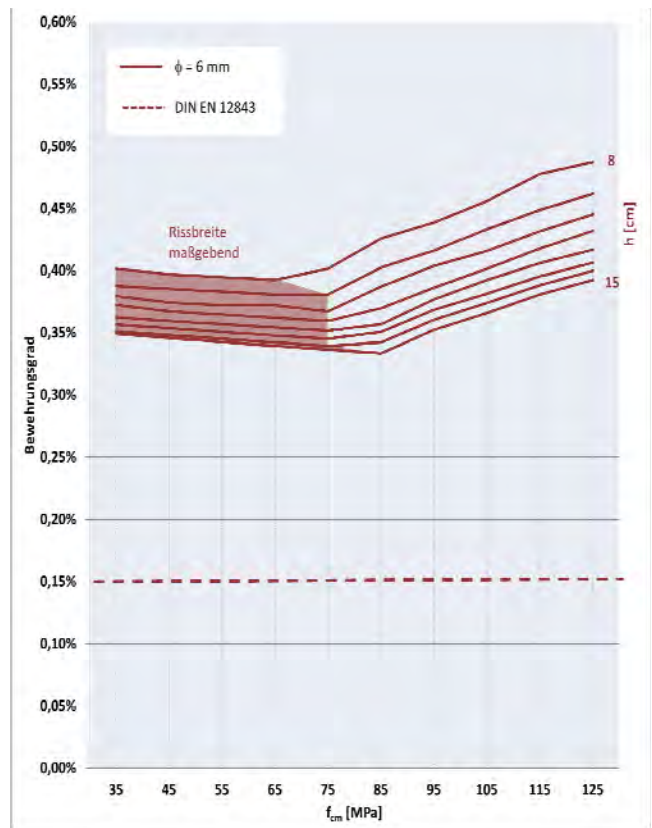
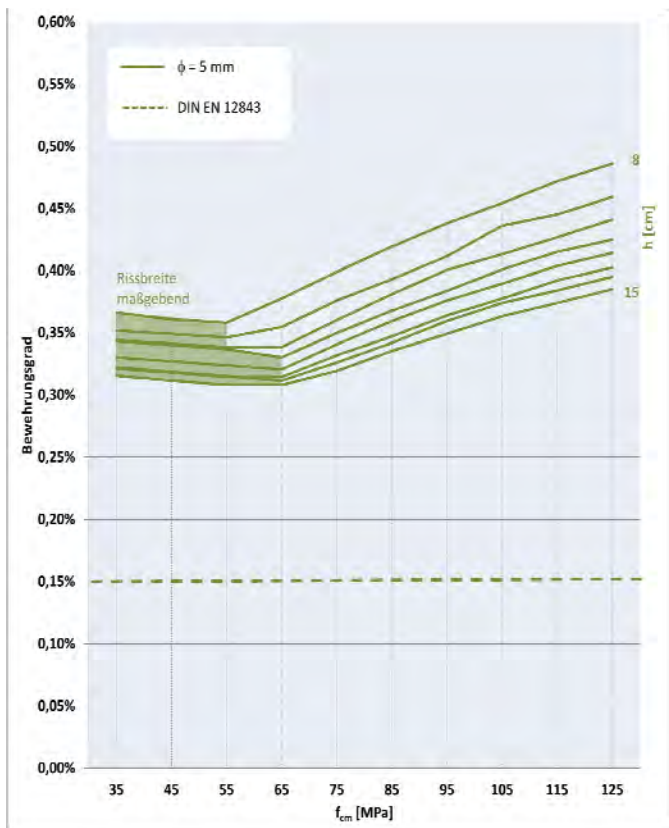
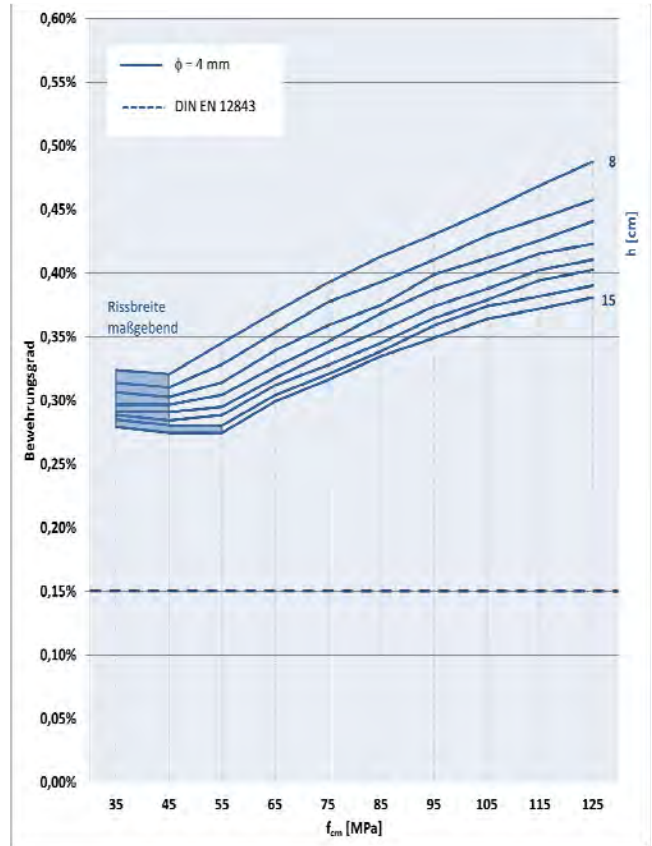
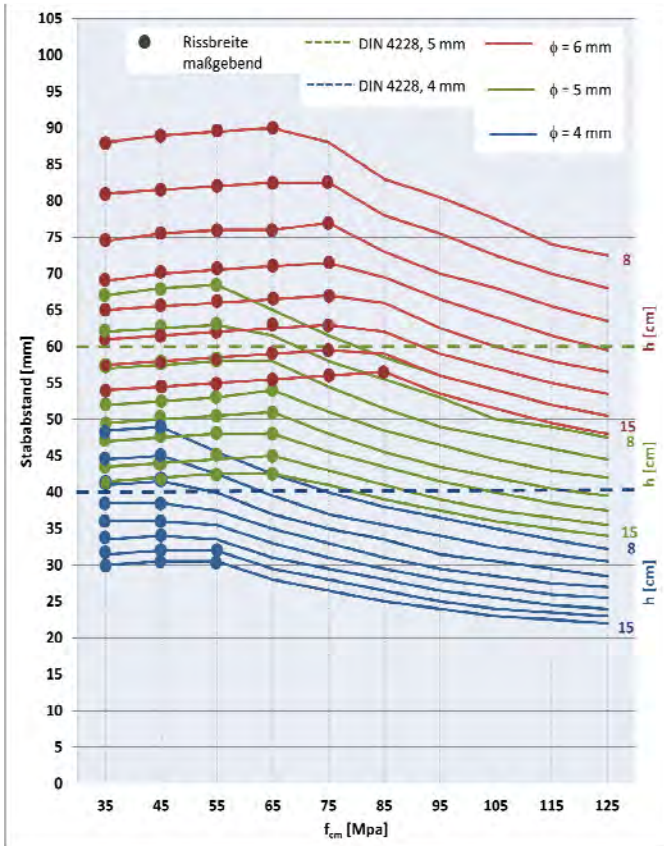


Diagramm A2-6a-d: $d = 1,3 \text{ m}$ / Bewehrung glatt



In der Schriftenreihe Betonbau sind bisher erschienen:

- Heft 1 Andreas Arnold
 „Zum Einfluss der Zwangsschnittgrößen aus Temperatur bei Tragwerken aus
 Konstruktionsbeton mit und ohne Vorspannung“ (2008)
- Heft 2 Gudrun Djouahra
 „Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter einer kombinierten Beanspruchung aus
 Last und zentrischem Zwang“ (2009)
- Heft 3 Melanie Krause
 „Ein neues Konzept zum Nachweis der Standsicherheit von Dübelbefestigungen
 in Wärmedämm-Verbundsystemen (WDVS)“ (2010)
- Heft 4 Halil Kiziltan
 „Zum Einfluss des Druckbogens auf den Schubwiderstand von
 Spannbetonbalken“ (2012)
- Heft 5 Seung Jin Choi, Halil Kiziltan
 „Zur Berechnung der Durchbiegungen von Stahlbetonplatten unter
 Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Materialmodelle“ (2014)
- Heft 6 Agnieszka Kolodziejczyk
 „Untersuchungen zum Kippen schlanker Stahlbeton- und Spannbetonträger
 beliebiger Geometrie mit der nichtlinearen FEM“ (2015)
- Heft 7 Andreas Harling
 „Maste und Türme aus hochfestem Beton – wirklichkeitsnahe Erfassung der
 Rissbildung zylindrischer Baukörper“ (2015)

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DORTMUND
SCHRIFTENREIHE BETONBAU

Herausgeber: Professor Dr.-Ing. Reinhard Maurer

HEFT 7
2015