

Diploma Thesis

Fatigue resistance of circular cross-sections out of reinforced and prestressed concrete under normal stresses

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of a
Diplom-Ingenieur
of the Vienna University of Technology, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

Zum Ermüdungswiderstand von Ringquerschnitten aus Stahl- und Spannbeton unter Normalspannungen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Raphael Tuna, BSc

Matr.Nr.: 1029044

unter der Anleitung von

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. **Johann Kollegger**, MEng

Univ.Ass. Dipl.-Ing. **Ilja Fischer**, BSc

Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau

Wien, im September 2017

Vorwort

An dieser Stelle möchte ich mich bei Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, MEng für die Möglichkeit bedanken, diese Arbeit, die die Abschlussarbeit meines Bauingenieurwesenstudiums darstellt, am Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau zu verfassen. Herrn Univ.Ass. Dipl.-Ing. Ilja Fischer, BSc sei für die umsichtige Betreuung und die große Hilfe bei der Erstellung dieser Arbeit sehr herzlich gedankt.

Mein größter Dank gilt meiner Familie und besonders meiner Freundin Katrin für die Unterstützung während meines Studiums und das aufgebrachte Verständnis.

Kurzfassung

Durch die Errichtung immer größerer und stark zyklisch beanspruchter Turmbauwerke aus Beton gewinnt das Thema Ermüdungswiderstand von Ringquerschnitten aus Beton unter Normalspannungen zunehmend an Bedeutung und wird dies auch in Zukunft tun. Getrieben durch die Folgen des Klimawandels und den Wunsch nach einer Energiewende wird der Ausbau erneuerbarer Energien, wie z.B. in Form von leistungsfähigen Windenergieanlagen mit großen Nabenhöhen, forciert. Trotz der steigenden Relevanz bestehen große Wissenslücken hinsichtlich des Ermüdungsprozesses im Beton. Eine genaue und wirtschaftliche Bemessung des Ermüdungswiderstandes ist deshalb noch nicht möglich. Gleiches gilt für die Bewertung bestehender Strukturen im Hinblick auf deren Restnutzungsdauer.

Nach einer sorgfältigen Literaturrecherche wird in dieser Arbeit zunächst ein Überblick über vorhandene Forschungsarbeiten zum Thema Betonermüdung unter Druckschwellbeanspruchung gegeben und der Stand der Technik wiedergegeben. Dies beinhaltet die Identifikation von Einflussfaktoren auf den Ermüdungsprozess und eine Diskussion über die Entwicklung der wesentlichen makroskopischen Materialkennwerte bei zyklischer Belastung sowie eine Auflistung von Empfehlungen zur Bemessung von Tragwerken bei Ermüdung in relevanten Normen und Richtlinien. Dabei zeigt sich unter anderem, dass die aktuellen Regelwerke die Veränderung der Materialkennwerte bei der Ermittlung der Spannungen unter zyklischen Lasten nur unzureichend berücksichtigen. Deshalb wird auf Basis von Versuchen aus der Literatur ein angepasstes Materialmodell für die Ermittlung von Betonspannungen unter Ermüdungsbeanspruchung definiert, in dem die Steifigkeitsreduktion während des Ermüdungsprozesses durch die Einführung eines Abminderungsfaktors für den E-Modul Eingang findet. Anschließend wird das Tragverhalten von Betonringquerschnitten für den Fall zyklischer Belastung anhand der Momenten-Normalkraft-Dehnungsbeziehung sowie des resultierenden Ermüdungswiderstandes nach Model Code 2010 und dessen Abhängigkeit von der Geometrie und den Bemessungsparametern untersucht. Hierfür werden typische Querschnitte zyklisch beanspruchter Turmbauwerke betrachtet und verschiedene Konfigurationen der Fertigteil- und Halbfertigteil- bzw. Ortbetonbauweise verglichen. In diesem Zusammenhang kann gezeigt werden, dass es möglich ist, die hohen erforderlichen Betongüten bei einer Fertigteilbauweise ohne eine über die Höhe durchgehende Bewehrung (unbewehrte Segmentfugen) mit einer schlaffen Bewehrung in den Fugen zu kompensieren, sodass auch mit einer Halbfertigteil- bzw. Ortbetonbauweise bei üblichen Bewehrungsgraden ohne den Einsatz höherfester Betone hohe Ermüdungswiderstände erreicht werden können. Darüber hinaus zeigen durchgängig bewehrte Turmkonstruktionen, dass eine höhere Biegetragfähigkeit bei vergleichsweise geringerer Vorspannkraft realisierbar ist. Dieser Studie werden die Regelungen aus Model Code 2010 zu Grunde gelegt, da in diesem Regelwerk die aktuellsten und umfassendsten Vorgaben für die Bemessung gegen Ermüdung enthalten sind.

Abstract

The large amount of high towers that have been erected in recent years did rise the importance of the fatigue resistance of cyclic loaded ring cross-sections. These towers used as support structures for wind turbines are required to provide hub heights of 120 m and above in order to compensate the consequences of the climate change through the energy transition. Despite its obvious importance for such highly dynamically loaded structures, there are great knowledge gaps regarding the fatigue process of concrete. A precise and economical design of the fatigue resistance is not yet possible. The same applies to the assessment of existing structures in terms of their remaining life time.

After a careful review of the literature, this thesis presents an overview of existing research on the subject of concrete fatigue and thus the state of the art. This includes the identification of influencing factors on the fatigue behavior and the discussion of the development of the essential material parameters under cyclic loading as well as the collection of regulations for the fatigue design in relevant standards and guidelines. It can be determined that the current regulations do not adequately take into account the change in material parameters for the stress analysis under cyclic loads. Based on experiments from the literature, an adapted material model for the determination of concrete stresses under fatigue loading is proposed in which the stiffness reduction during the fatigue process is taken into account by a reduction factor for the modulus of elasticity. In the context of a parameter study, this is used to investigate the influence of the design parameters on the fatigue resistance of concrete cross-sections under normal stresses. Afterwards the resistance of concrete cross-sections under cyclic loading and the influence of the design parameters on the resulting fatigue resistance according to Model Code 2010 is investigated using the moment-normal-force-strain relation. For this purpose, typical normal stress resistances of cross-sections of cyclically stressed tower structures of various configurations like precast and semi-precast or cast-in-place concrete construction methods are compared. It can be shown that the necessary high concrete strength of fully precast towers with unreinforced horizontal joints can be compensated by continuous reinforcement over the height as used in a cast-in-place respectively semi-precast tower design. In addition, conventionally reinforced towers show a higher bending resistance that can be achieved with a comparatively lower pre-tensioning force. This investigation is based on the recommendations of Model Code 2010, because these regulations contain the most up-to-date and comprehensive requirements for the fatigue design.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	11
2	Ermüdung von Stahl- und Spannbeton	13
2.1	Grundlagen zur Materialermüdung	13
2.2	Grundbegriffe	14
2.2.1	Wöhlerlinien	15
2.2.2	Betriebsfestigkeit und Schadensakkumulation	16
2.2.3	Smith- und Goodman-Diagramm	18
2.3	Ermüdungsverhalten der Werkstoffe	19
2.3.1	Betonstahl	19
2.3.2	Spannstahl	20
2.3.3	Beton	21
2.4	Einflüsse auf den Ermüdungswiderstand von Beton	24
2.4.1	Betondruckfestigkeit	24
2.4.2	Betonalter	25
2.4.3	Umgebungsbedingungen	25
2.4.4	Betontechnologie	27
2.4.5	Belastung	28
2.5	Beziehung zwischen zyklischer Einwirkung und den Materialkennwerten	33
2.5.1	Betondruckfestigkeit	33
2.5.2	Dehnung	35
2.5.3	Steifigkeit	38
2.5.4	Spannungs-Dehnungs-Beziehung	40
2.5.5	Schlussfolgerungen zur Entwicklung der Materialkennwerte	43
2.6	Ansätze zur Quantifizierung der Ermüdung von Betonkonstruktionen	44
2.6.1	Empirische Ansätze	44
2.6.2	Energetische Ansätze	47
2.7	Normative Nachweise gegen Ermüdung	49
2.7.1	Model Code 1990 und 2010	50
2.7.2	Eurocode 1992-1 und 1992-2	54
2.7.3	DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen	58

2.7.4	Norwegische Normung	59
2.7.5	Nordamerikanische Normung	60
2.7.6	Wöhlerlinien für Beton- und Spannstahl	60
2.7.7	Zusammenfassung und Vergleich	64
3	Ermüdungswiderstand unter Momenten-Normalkraft-Momentenspiel-Interaktion	69
3.1	Einführung	69
3.2	Vorstudie	71
3.2.1	Einfluss der Eckenanzahl	71
3.2.2	Einfluss der Belastungsrichtung	73
3.2.3	Einfluss des Zementtyps und des Erstbelastungszeitpunktes	76
3.2.4	Einfluss des Außendurchmessers und der Wanddicke	77
3.3	Spannungsermittlung	77
3.3.1	Definition des E-Moduls	80
3.3.2	Steifigkeitsverlust	81
3.3.3	Materialmodell	85
3.4	Berechnungsablauf	87
3.5	Parameterstudie	90
3.5.1	Einfluss der Betondruckfestigkeit und des Bewehrungsgrades	90
3.5.2	Einfluss der Lastspielzahl	108
4	Zusammenfassung und Schlussfolgerung	115

Einleitung

*„Alles in der Welt endet durch Zufall und Ermüdung.“
Heinrich Heine (1797-1856)*

Materialermüdung betrifft alle festen Werkstoffe. Neben Metallen und Kunststoffen kann auch Beton unter hinreichend oft wiederholter Belastung versagen, auch wenn diese weit unter der statischen Beanspruchbarkeit liegt. Während die Forschung zum Thema Ermüdung von metallischen Werkstoffen anlässlich gebrochener Eisenbahn- und Postkutschenachsen schon Mitte des 19. Jahrhunderts aufgenommen wurde, dauerte es etwa 50 Jahre bis die ersten Ermüdungsversuche an Beton durchgeführt wurden. Dies liegt daran, dass bei der überwiegenden Mehrzahl an Betonbauwerken Ermüdung nicht von Bedeutung ist und nur wenige derartige Versagensfälle von Betontragwerken bekannt sind bzw. dass das Ermüdungsversagen nicht als solches erkannt worden ist [CEB, 1988]. Erst die Konstruktion zyklisch beanspruchter Bauteile aus Beton wie Maschinenfundamente, Eisenbahn- und Straßenbrücken, Fahrbahndecken, Türme und Offshore-Bauwerke erforderte systematische Untersuchungen zum Verhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung. Die zyklischen Einwirkungen können durch Beschleunigungs- und Bremsvorgänge, Verkehrslasten, Wellenschlag, Wind und den Betrieb von Maschinen hervorgerufen werden und während der Lebensdauer des Bauwerkes hohe Lastspielzahlen bei variierenden Lastparametern, wie zum Beispiel Belastungsfrequenzen, erreichen.

Das aufgrund wirtschaftlicher Aspekte abnehmende Verhältnis von Eigengewicht zu Verkehrslast führt zu schlankeren und damit schwingungsanfälligeren Konstruktionen mit höheren Anteilen an zyklischen Belastungen und entsprechend höheren Ausnutzungsgraden. Diese Tendenz wird in Zukunft einer immer genaueren Untersuchung des Ermüdungsverhaltens bedürfen. Die Entwicklung immer höherfester Betone beschleunigt diesen Prozess. Auch genauere Bemessungsverfahren mit geringeren erforderlichen Sicherheiten und höhere Verkehrslasten bzw. die Zunahme des Verkehrsaufkommens tragen das Ihrige dazu bei.

Obwohl bis heute eine Vielzahl an Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der Betonermüdung vorhanden ist, bestehen dennoch große Wissenslücken hinsichtlich des ermüdungsbedingten Schädigungsprozesses. Eine genaue und wirtschaftliche Bemessung ist deshalb noch nicht möglich. Dies gilt auch für die Bewertung bestehender Strukturen bezüglich ihrer Restnutzungsdauer.

Um dem Klimawandel entgegenzuwirken ist der Ausbau erneuerbarer Energien, zum Beispiel in Form von leistungsfähigeren Windenergieanlagen, notwendig. Hierbei rücken die schlanken Turmbauwerke der Windenergieanlagen mit immer größeren Nabenhöhen zusehends das Thema Ermüdung in den Vordergrund. Da bei geplanten Lebensdauern von 20 bis 25 Jahren bis zu 10^9 Lastspiele ertragen werden müssen, ist die Entwicklung von Bauwerken mit einem hohen Ermüdungswiderstand erforderlich.

In dieser Arbeit soll zunächst ein Überblick über die vorhandenen Forschungsarbeiten zum Thema Betonermüdung unter Druckschwellbeanspruchung gegeben werden. Hierzu werden die grundlegenden Begriffe, die im Bereich der Materialermüdung von Bedeutung sind, und das Ermüdungsverhalten der Werkstoffe Beton- und Spannstahl sowie Beton nach heutigem Wissensstand geklärt und Einflussfaktoren auf den Ermüdungsprozess identifiziert. Darüber hinaus werden Untersuchungen über die Veränderung der Materialkennwerte unter zyklischer Beanspruchung analysiert. Auch sollen die relevanten Normen und Richtlinien zusammengefasst und deren Regelungen zu der Auslegung von Tragwerken gegen Ermüdung verglichen werden.

Da das Thema Ermüdung besonders für zyklisch beanspruchte Turmbauwerke, wie Windenergieanlagen, von Interesse ist, sollen im Zuge einer Parameterstudie die unterschiedlichen Konzepte zum Erreichen des erforderlichen Ermüdungswiderstandes von Ringquerschnitten unter Normalspannungen nach Model Code 2010 [fib, 2010] untersucht und die Einflüsse der Geometrie- und Bemessungsparameter quantifiziert werden. Die Untersuchungen beziehen sich hierbei auf typische Geometrien, Lasten und Lastspielzahlen von Windenergieanlagen mit Nabenhöhen von 120 m und mehr. Zur besseren Bestimmung der Normalspannungen wird auf Basis von Versuchsergebnissen aus der Literatur ein nicht lineares Materialmodell definiert, das die Veränderung der Materialkennwerte unter zyklischer Belastung berücksichtigt.

Ermüdung von Stahl- und Spannbeton

In diesem Kapitel soll ein Überblick über die Grundlagen der Materialermüdung gegeben und anschließend das Ermüdungsverhalten von Beton im Zuge einer Literaturrecherche genauer untersucht werden. Dazu werden Einflussfaktoren auf das Ermüdungsverhalten genannt und die Entwicklung der Materialkennwerte unter zyklischer Beanspruchung analysiert. Abschließend werden Ansätze zur Beschreibung der Ermüdung in Stahlbetonkonstruktionen aus der Literatur und aktuellen Regelwerken vorgestellt.

2.1 Grundlagen zur Materialermüdung

Neben einer einmalig aufgebrauchten statischen Beanspruchung können Werkstoffe auch aufgrund wiederkehrender Belastungen versagen, wenn diese hinreichend oft auftreten. Abhängig von der Art und Dauer können diese zyklischen Belastungen weit unter der statischen Beanspruchbarkeit der Materialien liegen. Grundsätzlich können alle festen Werkstoffe, wie z.B. Metalle, Beton oder Kunststoffe, ermüden. Schäden an Verkehrsbauten, Maschinenfundamenten, Kranbahnen und anderen zyklisch beanspruchten Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauten konnten in der Vergangenheit auf Materialermüdung zurückgeführt werden. Als Beispiele werden in [Thiele, 2015] die Entgleisung eines ICE-Zuges in Eschede 1998 und die Kenterung der Bohrplattform „Alexander L. Kielland“ 1980 in der Nordsee genannt. Besonders kritisch ist die Tatsache, dass Ermüdungsversagen im Gegensatz zu statischer Überlastung nicht durch große Verformungen sondern durch weitestgehend fehlende Ankündigung gekennzeichnet ist. Vor allem die Bewehrung versagt spröde (vgl. [Zilch und Zehetmaier, 2010]). Durch die Abhängigkeit der Ermüdung von zahlreichen Einflussgrößen, wie z.B. den Umgebungsbedingungen, der Belastungsart, dem Belastungsniveau, der Belastungsgeschwindigkeit, der Belastungsfunktion und der Belastungsreihenfolge, ergeben sich bei der Bestimmung des Ermüdungswiderstandes deutlich komplexere Zusammenhänge als bei rein statischer Belastung.

2.2 Grundbegriffe

Die Ermüdungsfestigkeit kann nach [Anders, 2007] als Oberbegriff der Schwingfestigkeit und Betriebsfestigkeit verstanden werden. Während die Betriebsfestigkeit den Widerstand gegen reale, regellose Beanspruchungen darstellt, wird die Schwingfestigkeit unter einem bestimmten, periodischen Beanspruchungsverlauf (meist Einstufenkollektiv) im Labor ermittelt. Ermüdungsprüfungen und -begriffe sind in [DIN50100, 1978] geregelt. Allerdings wurde diese Norm im Wesentlichen für die Prüfung metallischer Werkstoffe entworfen und kann nicht ohne Weiteres auf Beton übertragen werden (vgl. [Oneschkow, 2014]). Außerdem entspricht diese ältere Norm nur mehr bedingt dem Stand der Forschung (vgl. [Radaj und Vormwald, 2007]). Ein umfassender Überblick über Materialermüdung wird in [Haibach, 2006] gegeben.

Die wichtigsten Kenngrößen der zyklischen Beanspruchung in einem Schwingversuch sind in Abbildung 2.1 angeführt. Üblich ist entweder die Angabe der Oberspannung σ_{max} und der Unterspannung σ_{min} oder die Angabe der Oberspannung σ_{max} , Unterspannung σ_{min} bzw. Mittelspannung σ_m und der Schwingbreite $\Delta\sigma$ bzw. des Spannungsverhältnisses $R = \sigma_{min}/\sigma_{max}$ (vgl. [Hegger et al., 2012]).

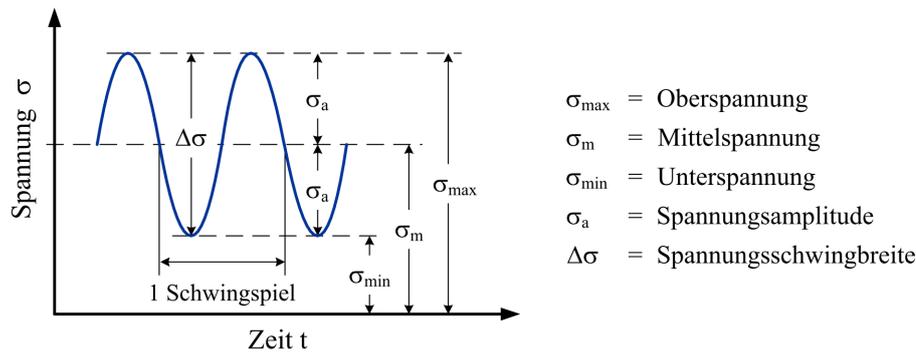


Abbildung 2.1: Wichtige Kenngrößen zur Beschreibung der zyklischen Beanspruchung aus [Thiele, 2015]

Die Zusammenhänge zwischen den Beanspruchungskenngrößen werden mit folgenden Gleichungen (2.1) bis (2.5) bestimmt:

$$\sigma_{max} = \sigma_m + \sigma_a \quad (2.1)$$

$$\sigma_m = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{max} + \sigma_{min}) \quad (2.2)$$

$$\sigma_{min} = \sigma_m - \sigma_a \quad (2.3)$$

$$\sigma_a = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \quad (2.4)$$

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} = 2 \cdot \sigma_a \quad (2.5)$$

Mit diesen Kenngrößen lassen sich drei Beanspruchungsbereiche nach Abbildung 2.2 unterscheiden. Druckschwellbeanspruchung liegt vor, wenn sowohl Ober- als auch Unterspannung im Druckbereich liegen. Analog spricht man von Zugschwellbeanspruchung, wenn die Span-

nungen den Zugbereich nicht verlassen. In diesen Fällen haben Ober- und Unterspannung dasselbe Vorzeichen, d.h. das Spannungsverhältnis R ist positiv. Bei Wechselbeanspruchung besitzen Ober- und Unterspannung verschiedene Vorzeichen, das Spannungsverhältnis R ist demnach negativ. Abhängig vom Material spielt der Beanspruchungsbereich bei der Ermüdungsfestigkeit eine mehr oder weniger große Rolle.

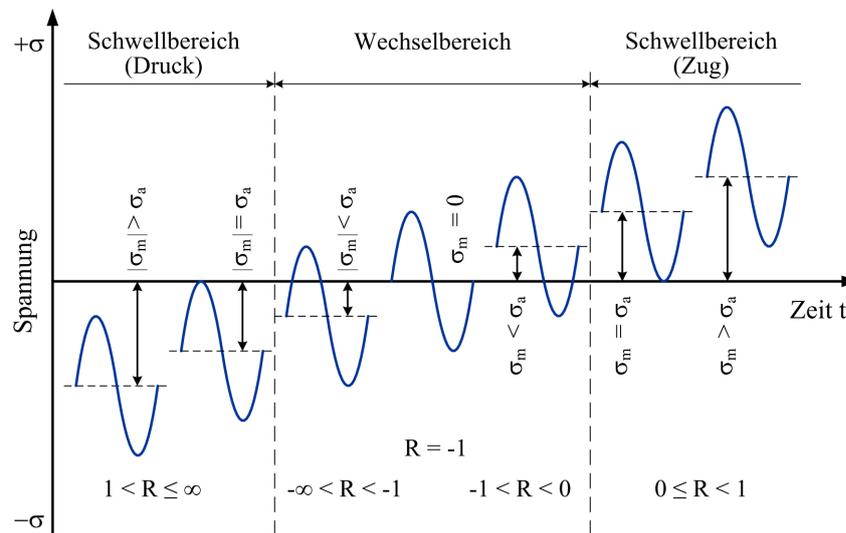


Abbildung 2.2: Beanspruchungsbereiche zyklischer Beanspruchung mit zugehörigem Spannungsverhältnis R aus [Thiele, 2015]

Bei Beton werden die Beanspruchungskenngrößen üblicherweise auf die Druckfestigkeit bezogen, um verschiedene Druckfestigkeiten vergleichbar zu machen. Die bezogene Ober- spannung S_{max} , die bezogene Unterspannung S_{min} , die bezogene Mittelspannung S_m und das bezogene Spannungsverhältnis R sind in den Gleichungen (2.6) bis (2.9) gegeben:

$$S_{max} = \frac{\sigma_{max}}{f_c} \quad (2.6)$$

$$S_{min} = \frac{\sigma_{min}}{f_c} \quad (2.7)$$

$$S_m = \frac{\sigma_m}{f_c} \quad (2.8)$$

$$R = \frac{S_{min}}{S_{max}} \quad (2.9)$$

2.2.1 Wöhlerlinien

Die ersten umfangreichen Versuche zum Ermüdungsverhalten von Werkstoffen führte AUGUST WÖHLER¹ bereits gegen Ende des 19. Jahrhunderts durch. Dabei wurden Eisenbahnachsen zyklischen Belastungen unterworfen und zu vorgegebener Ober- und Unterspannung die Bruchlastspielzahl N_f empirisch ermittelt. Trägt man die aufgebrachten Spannungen über die Bruchlastspielzahlen auf, erhält man eine Kurve, die „Wöhlerlinie“ genannt wird.

¹August Wöhler (* 22. Juni 1819 in Soltau; † 21. März 1914 in Hannover) war ein deutscher Ingenieur, der umfangreiche Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Werkstoffen anstellte.

Beispielhaft ist in Abbildung 2.3 eine Wöhlerlinie, die durch die Kurzzeitfestigkeit (K), die Zeitfestigkeit (Z) bzw. Ermüdungsfestigkeit und die Dauerfestigkeit (D) gekennzeichnet ist, angeführt. Diese wird üblicherweise in einem logarithmischen Maßstab dargestellt.

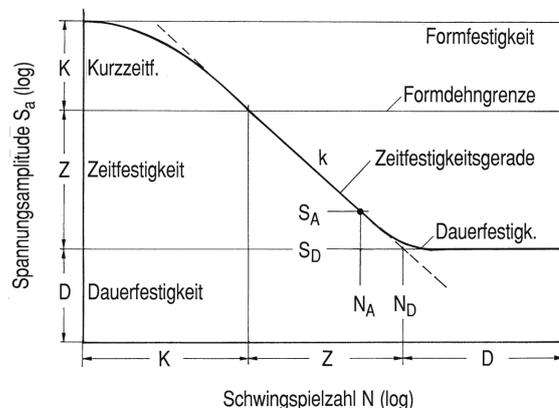


Abbildung 2.3: Typische Wöhlerlinie mit Abgrenzung der Dauerfestigkeit (D), der Zeitfestigkeit (Z) und der Kurzzeitfestigkeit (K) aus [Haibach, 2006]

Im Zeitfestigkeitsbereich kommt es nach einer bestimmten Anzahl an Lastspielen zum Ermüdungsversagen. Der Kurzzeitfestigkeitsbereich, der sich bei Beton bis etwa 10^3 Lastspiele erstreckt und durch nahe an der statischen Beanspruchbarkeit liegende Spannungen charakterisiert ist, braucht bei einem Nachweis gegen Ermüdung nicht betrachtet zu werden, da aufgrund der Spannungsbeschränkung in den Gebrauchstauglichkeitsnachweisen ein Versagen ausgeschlossen werden kann (vgl. [Hegger et al., 2012], [Zilch und Zehetmaier, 2010]).

Während der Dauerfestigkeitsbereich im Stahlbau üblicherweise ab $5 \cdot 10^6$ angegeben wird (vgl. [Petersen, 2012]), konnte ein solcher für Beton experimentell noch nicht nachgewiesen werden (vgl. Abschnitt 2.6.1). In diesem Bereich kann eine Spannungsamplitude, die kleiner der Dauerschwingfestigkeit ist, theoretisch unendlich oft ertragen werden.

2.2.2 Betriebsfestigkeit und Schadensakkumulation

An realen Bauwerken treten üblicherweise Beanspruchungen auf, die hinsichtlich Spannungsniveau, Lastspielzahl, Frequenz und Reihenfolge unregelmäßig verteilt sind. In der Regel sind es meist kleine Amplituden mit hohen Lastspielzahlen und große Amplituden mit relativ geringen Lastspielzahlen, die während der Lebensdauer auftreten. Nicht zuletzt aufgrund der a priori weitestgehend unbekanntenen Betriebsbeanspruchungen ist eine experimentelle Ermittlung der Lebensdauer nicht möglich. Die zentrale Herausforderung bei der Berechnung der Lebensdauer besteht nun darin, einen Zusammenhang mit den zur Verfügung stehenden Wöhlerlinien aus einstufigen Ermüdungsversuchen herzustellen.

Dafür werden in einem ersten Schritt aus den realen Beanspruchungen Beanspruchungskollektive ausgezählt und sortiert. Im Bauwesen werden meist das Rainflow-Verfahren oder die Reservoir-Methode verwendet, die beide dasselbe Ergebnis liefern (vgl. [Hegger et al., 2012]). Letztere ist sehr anschaulich zu erklären und in Abbildung 2.4 angeführt. Gedanklich wird das Diagramm zunächst mit Wasser aufgefüllt und danach am tiefsten Punkt abgelassen

(Abbildung 2.4a). Die Höhe $\Delta\sigma_1$ stellt die Schwingbreite des ersten Lastspiels dar. Als nächstes folgt der nächsthöhere Punkt mit der entsprechenden Höhe $\Delta\sigma_2$. Für die übrigen Schwingbreiten wird in analoger Weise vorgegangen. Die Spannungsschwingbreiten können nun in einem $\Delta\sigma$ -N-Diagramm der Größe nach geordnet werden. Sie bilden als Summenhäufigkeit das Spannungskollektiv (Abbildung 2.4c).

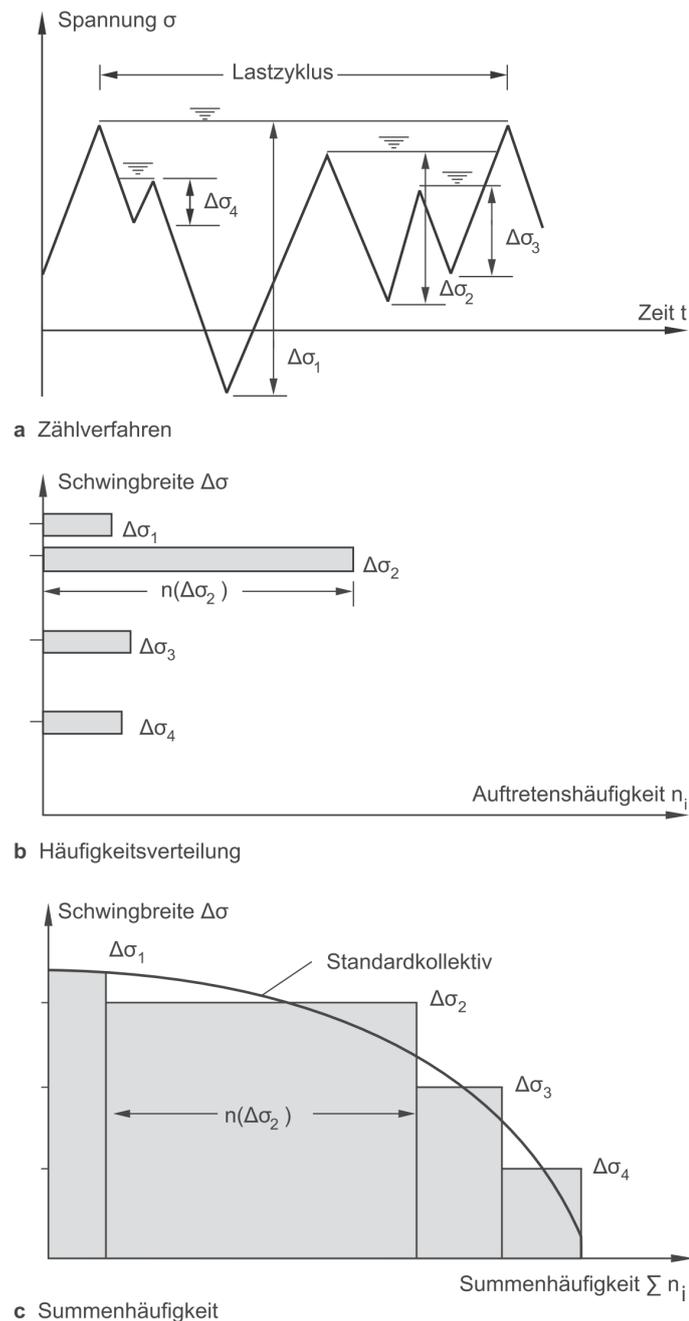


Abbildung 2.4: Darstellung der Reservoir-Methode zur Ermittlung von Spannungskollektiven aus [Zilch und Zehetmaier, 2010]

Im zweiten Schritt können die einzelnen Ermüdungsschädigungen, hervorgerufen durch die unterschiedlichen Lastkollektive, zu einer „Gesamtschädigung“ aufsummiert werden. Dazu

bedient man sich sog. Schadensakkumulationshypothesen, die mit Hilfe der Wöhlerlinien aus einstufigen Ermüdungsversuchen eine Berechnung der Lebensdauer zulassen. Die einfachste Hypothese ist die aus dem Stahlbau stammende PALMGREN-MINER-Regel, die von einer linearen Schädigungsentwicklung ausgeht. Dabei wird unterstellt, dass jedes Lastspiel eine Teilschädigung $n_i(\Delta\sigma_i)/N_i(\Delta\sigma_i)$ im Material verursacht. Diese können dann reihenfolgeunabhängig zur Schadenssumme D aufsummiert werden (2.10). Hat die Schadenssumme D den Wert 1 erreicht, kommt es zum Versagen.

$$\sum_i \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_i(\Delta\sigma_i)} = \frac{n_1(\Delta\sigma_1)}{N_1(\Delta\sigma_1)} + \frac{n_2(\Delta\sigma_2)}{N_2(\Delta\sigma_2)} + \frac{n_3(\Delta\sigma_3)}{N_3(\Delta\sigma_3)} + \dots = D \quad (2.10)$$

Vor allem für Beton ist die Anwendbarkeit dieser Hypothese aber fraglich, da weder Reihenfolge der Belastungen noch Belastungsfrequenz eingehen. Dieses Thema wird in Abschnitt 2.6.1 genauer diskutiert.

2.2.3 Smith- und Goodman-Diagramm

Durch die Auswertung zahlreicher Wöhlerlinien ist es möglich, Dauerfestigkeitsdiagramme für alle drei Beanspruchungsbereiche und eine bestimmte Lastspielzahl darzustellen (vgl. [DIN50100, 1978]). Beim Dauerfestigkeitsdiagramm nach SMITH werden Ober- und Unterspannung über die Mittelspannung aufgetragen und bei jenem nach GOODMAN die Oberspannung über die Unterspannung. Im Betonbau ist nach [Zilch und Zehetmaier, 2010] vor allem letzteres vor dem Hintergrund der starken Mittelspannungsabhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit von Bedeutung. Beispielhaft sind beide Diagramme in Abbildung 2.5 dargestellt.

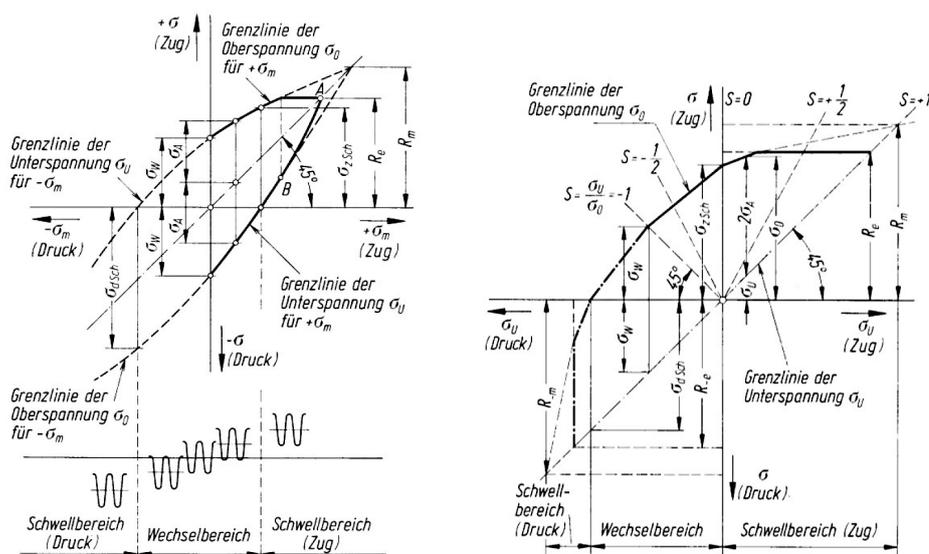


Abbildung 2.5: Dauerfestigkeitsdiagramme nach SMITH (links) und GOODMAN (rechts) aus [DIN50100, 1978]

2.3 Ermüdungsverhalten der Werkstoffe

In den nachfolgenden Abschnitten soll kurz auf die Spezifika der Werkstoffe Beton und Beton- bzw. Spannstahl in Bezug auf das Ermüdungsverhalten eingegangen werden. Der Fokus wird dabei auf den Ermüdungsprozess von Beton gelegt.

2.3.1 Betonstahl

Durch zyklische Beanspruchung von Betonstahl kommt es zu einer Veränderung im Mikrogefüge, die zuerst Mikrorisse und dann Makrorisse auslöst, deren Vergrößerung schließlich zum Restbruch führt. Der Ermüdungsvorgang lässt sich in die Phasen Risseinleitung, Rissfortschritt und Restbruch unterteilen. Von diesen drei Phasen hat die Phase des Rissfortschritts den wesentlichsten Anteil an der Lebensdauer. Der Beginn eines Ermüdungsbruches ist in [Abbildung 2.6](#) schematisch dargestellt (vgl. [[Radaj und Vormwald, 2007](#)]): Ausgehend von mikroskopischen Rissansatzstellen (Risskeime) werden nach radialen Stufen durch Zusammenwachsen der Einzelrisse Verbindungsstufen ausgebildet. Danach entstehen die ersten Rastlinien und die resultierende Rissfront richtet sich senkrecht zur Hauptzugspannung aus. Entscheidend für die Rissentstehung sind Mikro- und Makrokerben, die durch lokale Kerbspannungsspitzen gekennzeichnet sind, sowie Formunstetigkeiten, die zu großräumigeren Spannungserhöhungen führen. Beim Ermüdungsvorgang von Betonstahl kommt es zu keinen plastischen Verformungen, die ein Versagen ankündigen würden – der Restquerschnitt versagt spröde (vgl. [[Zilch und Zehetmaier, 2010](#)]).

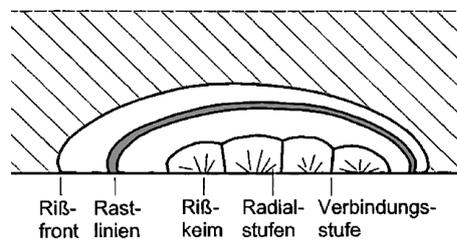


Abbildung 2.6: Beginn eines Ermüdungsbruches mit mehreren Risskeimen, Bruchflächenstufen, Rastlinien und resultierender Rissfront senkrecht zur Hauptzugspannung aus [[Radaj und Vormwald, 2007](#)]

Die Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit kann auf zwei Arten erfolgen: einerseits durch Prüfungen am nackten Betonstahlquerschnitt und andererseits an einbetonierten Stäben (vgl. [[Zilch und Zehetmaier, 2010](#)]). Die Wahl der Prüfmethode ist vom untersuchten Aspekt der Ermüdungsfestigkeit abhängig. Während die überwiegende Mehrzahl an Prüfungen an freien, einaxial beanspruchten Proben durchgeführt wird, muss z.B. bei der Ermittlung des Einflusses des Biegerolldurchmessers die Prüfung an einbetonierten Stäben erfolgen. Nach [[Tilly, 1979](#)] sind bei ersterer Prüfmethode die konservativeren Ergebnisse zu erwarten.

Maßgeblichen Einfluss auf den Ermüdungswiderstand von Betonstahl hat die Spannungsschwingbreite. Die Oberspannung spielt dabei eine weniger wichtige Rolle, wenn die Proportionalitätsgrenze nicht erreicht wird (vgl. [[Zilch und Zehetmaier, 2010](#)]). Die

Ermüdungsfestigkeit hängt zudem stark von der Profilierung der Bewehrungsstäbe ab (vgl. [Fehlmann und Vogel, 2009], [Fernández Canteli et al., 1984], [Tilly, 1979]). Stäbe mit einer glatten Oberfläche weisen die höchsten Ermüdungsfestigkeiten auf, da Rippen zu hohen lokalen Spannungsspitzen und zu einer raschen Rissentstehung führen.

Die Versuche aus [Fernández Canteli et al., 1984] und [Tilly, 1979] zeigen einen mit dem Durchmesser abnehmenden Ermüdungswiderstand. Dieser Größeneffekt scheint bei freien, einaxial beanspruchten Proben ausgeprägter zu sein als bei Biegeversuchen mit einbetonierten Stäben. Aufgrund plastischer Verformungen durch das Biegen und der dadurch erhöhten Kerbwirkung der Rippen wirken sich Stabkrümmungen negativ auf die Ermüdungsfestigkeit aus. Große Stabdurchmesser verringern die Lebensdauer dabei zusätzlich in erheblichem Maße.

Eine noch größere Verringerung des Ermüdungswiderstandes ist bei geschweißten Stäben und Betonstahlverbindungen – zumindest bei Tests am nackten Stahlquerschnitt – zu beobachten. Eine Schweißstelle stellt durch den Dickensprung bei Querschnittsänderungen und/oder den Einbrand beim Schweißen eine geometrische Kerbe dar. Zudem kommt es durch den Schweißvorgang im Zuge von Gefügeänderungen zur Versprödung und beim Abkühlen zu Eigenspannungen in der Schweißnaht (vgl. [Zilch und Zehetmaier, 2010]). Bei stumpfgeschweißten Stäben kann nach [Tilly, 1979] von einer Halbierung der Ermüdungsfestigkeit ausgegangen werden. Die Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit anhand von Prüfungen an freien Betonstahlproben führt nach [Tilly, 1979] möglicherweise zu sehr konservativen Ergebnissen. Die Verringerung der Ermüdungsfestigkeit bei geschweißten Stäben ist bei Prüfungen in Betonbalken in der Regel deutlich geringer. Betonstahlverbindungen, wie z.B. Muffen, sind mit dem Gewinde ebenfalls durch einen vorgegebenen Anriss und eine Lokalisierung des Ermüdungsversagens gekennzeichnet.

Auch Korrosion kann beim Ermüdungswiderstand von Betonstahl von entscheidender Bedeutung sein. Während die flächenhafte Korrosion der Bewehrung durch Karbonatisierung nur vergleichsweise geringen Einfluss hat, kann die lokale, chloridinduzierte Lochfraßkorrosion die Ermüdungsfestigkeit erheblich herabsetzen (vgl. [Zilch und Zehetmaier, 2010]). Grund dafür sind einerseits die Querschnittsreduktion und andererseits die vorgegebenen Anrisse, die Spannungskonzentrationen hervorrufen. Bei vorhandener Korrosion wirken sich nach [Tilly, 1979] niedrigere Belastungsfrequenzen schädlicher aus.

2.3.2 Spannstahl

Grundsätzlich entspricht der Ermüdungsvorgang von Spannstahl jenem von Betonstahl. Ausgehend von der Rissentstehung kommt es nach dem Rissfortschritt schließlich zum spröden Restbruch. Im Vergleich zu Betonstahl zeigt sich bei Spannstahl allerdings eine wesentlich ausgeprägtere Kerbempfindlichkeit (vgl. [Zilch und Zehetmaier, 2010]). Entsprechend ausschlaggebend für das Ermüdungsverhalten ist die Herstellungsart und die Profilierung der Spannglieder. Eine höhere Ermüdungsfestigkeit kann mit steigender Spannstahlgüte erreicht werden (vgl. [Fernández Canteli et al., 1984]).

Aufgrund der großen Kerbempfindlichkeit verhalten sich Spannstähle im Vergleich zu Betonstahl wesentlich sensibler hinsichtlich Korrosion. Auch hier ist es vorrangig die lokale, chloridinduzierte Lochfraßkorrosion, die die Ermüdungsfestigkeit negativ beeinflusst. In [Zilch und Zehetmaier, 2010] wird von einer Reduktion der Ermüdungsfestigkeit von 76% berichtet, nachdem Spannstahlproben über 6 Monate Sprühnebel aus Meerwasser ausgesetzt waren.

Die, an freien Spannstahlproben gewonnenen, Ermüdungsfestigkeiten können allerdings nicht ohne Weiteres auf einbetonierte Spannglieder übertragen werden. Reibermüdung und Verankerungen bzw. Kopplungen haben erheblichen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit (vgl. [Zilch und Zehetmaier, 2010]). Bei Reibermüdung kommt es durch Scheuerbewegungen zur Schädigung der Stahloberfläche und damit zu vorgegebenen Anrissen. An den Verankerungen treten Reibkorrosionseffekte auf, die den Ermüdungswiderstand wesentlich reduzieren.

2.3.3 Beton

Allgemeines

Anders als bei Stahl hat vor allem das absolute Beanspruchungsniveau maßgeblichen Einfluss auf das Ermüdungsverhalten und weniger die Spannungsschwingbreite (vgl. z.B. [Holmen, 1979], [Hohberg, 2004], [Hegger et al., 2012], [Thiele, 2015]). Deshalb werden die Beanspruchungskenngrößen bei Beton – wie bereits erwähnt – üblicherweise auf die Druckfestigkeit bezogen (Abbildung 2.7). Mit der bezogenen Oberspannung S_{max} , der bezogenen Unterspannung S_{min} , der bezogenen Mittelspannung S_m und dem bezogenen Spannungsverhältnis R können Betone verschiedener Versuchsreihen mit unterschiedlichen Druckfestigkeiten verglichen werden.

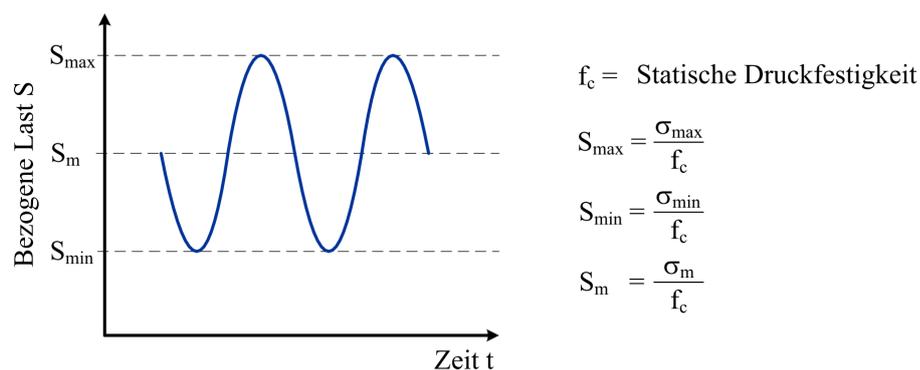


Abbildung 2.7: Kenngrößen zur Beschreibung der zyklischen Beanspruchung an Beton aus [Thiele, 2015]

Der Kurzzeitfestigkeitsbereich wird beim Werkstoff Beton als niederzyklischer Bereich („low cycle fatigue“) bezeichnet und der Zeitfestigkeitsbereich als hochzyklischer Bereich („high cycle fatigue“). Die Definition der Bereiche orientiert sich mehr an charakteristischen Beanspruchungen als am Materialverhalten. So betrifft der niederzyklische

Bereich vor allem Erdbebeneinwirkungen und der hochzyklische Bereich Einwirkungen auf Eisenbahn- und Straßenbrücken sowie Rollbahnen und Betonschwellen. Die Bereichsgrenze wird mit etwa 10^3 Lastzyklen angegeben. Einen zusätzlichen superhochzyklischen Beanspruchungsbereich ab Lastspielzahlen von 10^7 definiert [Hsu, 1981] vor allem für wind- und wellenbelastete Offshore-Bauwerke (Abbildung 2.8). Bei Nachweisen gegen Ermüdung braucht nur der hochzyklische Bereich betrachtet zu werden, da aufgrund der Spannungsbeschränkung in den Gebrauchstauglichkeitsnachweisen ein Ermüdungsversagen bis 10^3 Lastspiele nicht möglich ist (vgl. [Hegger et al., 2012], [Zilch und Zehetmaier, 2010]).

Ein Dauerfestigkeitsbereich, wie er im Stahlbau angegeben wird, konnte für Beton bislang noch nicht nachgewiesen werden – möglicherweise liegt dieser außerhalb des experimentell zugänglichen Bereiches. Da es aber einige Hinweise auf einen solchen Bereich gibt, in dem theoretisch unendlich viele Lastspiele ertragen werden können, sprechen zahlreiche AutorInnen von einer Quasi-Dauerfestigkeit ab einem Bereich von 10^9 bis 10^{11} Lastspielen (vgl. [RILEM, 1984], [Weigler, 1981], [Klausen und Weigler, 1979]). Über die Existenz einer Dauerschwingfestigkeit wird in Abschnitt 2.6.1 diskutiert.

Ermüdung				
niederzyklisch	hochzyklisch		Superhochzyklisch	
Bauwerke unter Erdbeben Beanspruchung	Rollbahnen und Brücken auf Flugfeldern	Autobahn- und Bahnbrücken, Betonschwellen	Bauteile in der Personenmassenbeförderung	Offshore-Bauwerke
10^1	10^2	10^3	10^4	10^5
			10^6	10^7
				10^8
Lastwechselzahl				

Abbildung 2.8: Bereiche der Ermüdungsfestigkeit nach [Hsu, 1981] aus [Anders, 2007]

Wie zu Beginn erläutert, lassen sich abhängig von Ober- und Unterspannung Druckschwell- bzw. Zugschwell- und Wechselbeanspruchung abgrenzen. Das Ermüdungsverhalten von Beton unterscheidet sich je nach Beanspruchungsart eklatant. Die höchste Ermüdungsfestigkeit ist bei Druckschwellbeanspruchung, gefolgt von Zugschwellbeanspruchung gegeben. Den geringsten Ermüdungswiderstand weist Beton unter Wechselbeanspruchung auf.

Die Betrachtung des Ermüdungsprozesses im Beton kann nach [Wittmann, 1987] und [Hohberg, 2004] auf drei verschiedenen Ebenen erfolgen:

- **Makro-Ebene:** Der Beton wird als homogenes Einstoffsystem (Kontinuum) angesehen.
- **Meso-Ebene:** Der Beton wird als Zweistoffsystem mit den Komponenten Zuschlagkörner und Zementmatrix betrachtet.

- **Mikro-Ebene:** Die kristalline Struktur von Beton wird durch die Eigenschaften des Zementsteins und der Kontaktzone berücksichtigt.

In der experimentellen Praxis wird das Materialverhalten bei Ermüdungsversuchen mit bruchmechanischen Modellen auf Makro-Ebene, seltener auch auf Meso-Ebene beschrieben, da die Entstehung von Mikrorissen auf Mikro-Ebene noch wenig erforscht ist (vgl. [Hohberg, 2004], [Oneschkow, 2014]). Auf Makro-Ebene können nach [Hohberg, 2004] unter Ermüdungsbeanspruchung irreversible Verformungen und Steifigkeitsverlust, ausgelöst durch ein lokales Überschreiten des Verformungsvermögens der Zementmatrix oder der Verbundzone, beobachtet werden. Bei einer Betrachtung auf Meso-Ebene müssen die bereits vorhandenen Mikrorisse im Zement und in der Kontaktzone zur Gesteinskörnung berücksichtigt werden. Diese weiten sich unter Belastung aus und lassen neue Risse entstehen, ehe sie sich zu Makrorissen vereinigen und Bruchflächen bilden (vgl. [Oneschkow, 2014]).

Druckschwellbeanspruchung

Aufgrund der geringen Zugfestigkeit wird der Baustoff Beton vorrangig für die Abtragung von Druckbeanspruchungen verwendet. Bei Beton ist deshalb das Ermüdungsverhalten unter Druckschwellbeanspruchung mit Abstand von größter Bedeutung. Sofern nicht anders angegeben, beziehen sich alle in den folgenden Abschnitten gemachte Aussagen auf das Ermüdungsverhalten unter Druckschwellbeanspruchung.

Der Ermüdungsvorgang im Beton ist trotz zahlreicher Arbeiten, die sich dem Ermüdungsverhalten widmen, noch weitestgehend ungeklärt [Thiele, 2015]. Dies liegt daran, dass sich die Mehrzahl der Untersuchungen auf die Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit und die Schadensakkumulation konzentriert. Eine allgemeine Definition der Schädigung im Beton fehlt vollständig, ebenso meso- und mikroskopische Untersuchungen der Ermüdungsvorgänge zum größten Teil. Je nach Beanspruchungsniveau werden in [Hegger et al., 2012] und [Hohberg, 2004] zwei Schädigungsmechanismen unterschieden. Bis $S_{max} \leq 0,75$ kommt es durch kontinuierliche Mikrorissakkumulation zu einer Materialzermürbung und letztlich zu zahlreichen Gefügerissen, die zum Versagen führen. Bei einem Beanspruchungsniveau von $S_{max} > 0,75$ entstehen verstärkt vertikale Risse, die weniger fein verteilt sind und einzelne Betonsäulen bilden. Das Versagen tritt dabei spröder auf, wenn die Betonsäulen der zyklischen Einwirkung nicht mehr standhalten können.

Wechselbeanspruchung

Aufgrund der geringen praktischen Bedeutung liegen für das Ermüdungsverhalten von Beton unter Wechselbeanspruchung nur sehr wenige Arbeiten vor. Die vorhandenen Untersuchungen zeigen, dass die Ermüdungsfestigkeit unter Wechselbeanspruchung im Vergleich zu Schwellbeanspruchung geringer ist. Der hohe Schädigungsfortschritt wird in [Fitik, 2012] mit den unterschiedlich orientierten Mikrorissen erklärt, die je nach Zug- und Druckbeanspruchung entstehen.

Zugschwellbeanspruchung

Ebenfalls von geringer Relevanz ist das Ermüdungsverhalten von Beton unter Zugschwellbeanspruchung. Insgesamt dürfte der Ermüdungsvorgang jenem unter Druckschwellbeanspruchung ähneln, jedoch durch ein spröderes Materialverhalten und eine stärker lokalisierte Schädigung gekennzeichnet sein [Thiele, 2015]. Die Versuche weisen einen wenig ausgeprägten Nachbruchbereich und geringe plastische Verformungen auf. Ein Überblick über Ermüdungsversuche im Zugschwellbereich wird in [Kessler-Kramer, 2002] gegeben.

2.4 Einflüsse auf den Ermüdungswiderstand von Beton

In der Literatur wurden die Einflüsse der Parameter Betondruckfestigkeit, Betonalter, Umgebungsbedingungen, Betontechnologie und Belastung untersucht. Parameterabhängig liegen dabei mehr oder weniger zahlreich Forschungsarbeiten vor. Diese sollen im Folgenden ohne Anspruch auf Vollständigkeit zusammengefasst werden.

2.4.1 Betondruckfestigkeit

Einen linearen Zusammenhang zwischen der absoluten Ermüdungsfestigkeit und Betondruckfestigkeit stellten bereits [Mehmel und Kern, 1962] fest. Seither werden die Spannungen bei Ermüdungsversuchen auf die statische Festigkeit bezogen (S_{min} bzw. S_{max}). Verschiedene Festigkeiten werden so auf gleichem bezogenen Spannungsniveau verglichen.

Über 270 Versuche werden in [Lohaus et al., 2011] ausgewertet und neue Wöhlerlinien für ein Bemessungsmodell normal-, hoch- und ultrahochfester Betone aufbauend auf [CEB-FIP, 1990] entwickelt. Unterschiede zwischen den Festigkeitsklassen konnten praktisch nicht ausgemacht werden, auch bei hochfesten Betonen wurden ähnliche Bruchlastwechselspielzahlen ermittelt. Lediglich der Einsatz von Stahlfasern bei ultrahochfesten Betonen führte tendenziell zu geringeren Bruchlastspielzahlen. Bei den Prüfungen in [Hohberg, 2004] ergeben sich ebenfalls kaum Unterschiede zwischen den Probekörpern verschiedener Festigkeitsklassen (C20/25, C35/45 und C80/95). Nur hochfestem Beton unter sehr hoher Beanspruchung ($S_{max} \geq 0,75$) wird im Vergleich zu Normalbeton ein höherer Ermüdungswiderstand bescheinigt. Umfangreiche experimentelle Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von hochfestem Beton stellten [Tue und Mucha, 2006] an. An ca. 170 Proben wird festgestellt, dass sich hochfester Beton im Bereich hoher bezogener Oberspannungen von Normalbeton unterscheidet und eine geringere Ermüdungsfestigkeit aufweist. Als Grund wird die größere Sprödigkeit und das geringere Kriechen vermutet. Weitere Untersuchungen wurden in der Vergangenheit von [Kim und Kim, 1996] und [Petkovic et al., 1990] durchgeführt, indem Betone mit Festigkeiten von 26 N/mm² bis 103 N/mm² getestet wurden. Während in ersterer Arbeit eine mit der Festigkeit leicht abnehmende Bruchlastspielzahl beobachtet wurde, konnten in letzterer keine signifikanten Unterschiede festgestellt werden.

Insgesamt kann von einem geringen Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die erreichbaren Bruchlastspielzahlen ausgegangen werden. Diese Feststellung wird durch die umfangreiche Zusammenstellung vorhandener Forschungsergebnisse zum Einfluss der Betondruckfestigkeit in [Hegger et al., 2012] bestätigt.

2.4.2 Betonalter

Der Einfluss des Betonalters kann durch eine Literaturstudie nicht abschließend geklärt werden. Jene AutorInnen, die sich mit diesem Einfluss beschäftigten, kamen zu unterschiedlichen Ergebnissen. Zudem kann bis dato nur auf eine geringe Anzahl an verfügbaren Arbeiten zurückgegriffen werden.

Von einer Erhöhung des Ermüdungswiderstandes mit dem Betonalter in Experimenten aus der Literatur wird in [Hegger et al., 2012] berichtet. Zwei Jahre alte Versuchskörper erreichten in den Versuchen eine bis zu $2 \cdot 10^3$ -fach höhere Versagenslastspielzahl. In [Hohberg, 2004] werden hingegen Versuchsreihen vorgestellt, bei denen Proben mit 15 Tagen, zwei Monaten, einem Jahr, drei Jahren und sechs Jahren geprüft wurden. Bei sonst gleichen Bedingungen zeigen Probekörper mit unterschiedlichem Alter bei Belastungsbeginn kaum Unterschiede hinsichtlich der Bruchlastspielzahl.

2.4.3 Umgebungsbedingungen

Zu den in der Literatur untersuchten Umgebungsbedingungen zählen die Feuchte und die Temperatur der Probekörper sowie die Prüfung an Luft und unter Wasser. Leider konnten diese oftmals nicht isoliert betrachtet werden, sodass die nachfolgend beschriebenen Beobachtungen mit der nötigen Sorgfalt interpretiert werden müssen.

Mit steigendem Feuchtegehalt sinkt die Bruchlastspielzahl der Betonproben unter Druckschwellbeanspruchung. Wassergelagerte zylindrische Proben (Durchmesser 100 mm) normalfester Betone wiesen in den Versuchen von [Hohberg, 2004] im Vergleich zu ihren luftgelagerten Pendanten eine um bis zu 10^3 -fach geringere Bruchlastspielzahl auf. Grund dafür sind die teilweise oder vollständig gefüllten Poren, die infolge des Porenwasserüberdrucks Zugspannungen in der Matrix hervorrufen. Aufgrund der geringeren Porosität zeigen höherfeste Betone dieses Verhalten weitaus weniger ausgeprägt. So kommt es in den Versuchen von [Hohberg, 2004] zur Umkehr der Reihenfolge des Ermüdungswiderstandes: Während trockengelagerter Normalbeton die höchste Bruchlastspielzahl aufweist, ist es bei den wassergelagerten Proben hochfester Beton (Abbildung 2.9). In diesem Zusammenhang seien aber auch die Versuche in [Petkovic et al., 1990] genannt, die zeigen, dass die Wasserlagerung nur oberflächliche Wirkung haben dürfte bzw. ein Größeneffekt vorhanden ist. Im Gegensatz zu Zylindern mit 50 mm und 100 mm Durchmesser wurden bei Zylindern mit 450 mm Durchmesser sowohl bei Luft- als auch bei Wasserlagerung vergleichbare Versagenslastspielzahlen ermittelt. Obwohl diesbezüglich sicherlich noch Forschungsbedarf herrscht, könnte der Einfluss der Feuchte bei realen Tragstrukturen eher gering sein, da diese in der Regel Größenordnungen annehmen, die den größeren Probekörpern entsprechen.

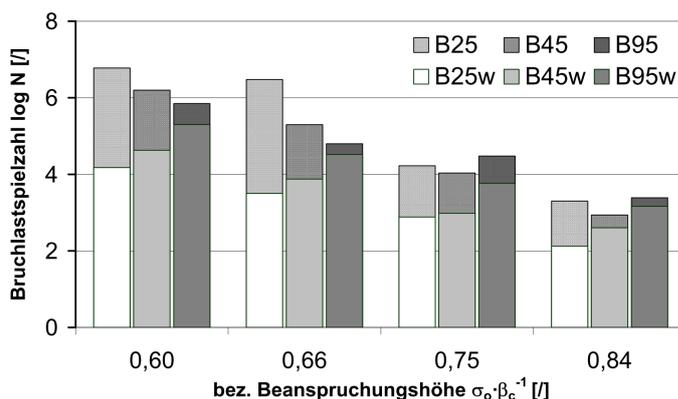


Abbildung 2.9: Bruchlastspielzahlen der luft- und wassergelagerten Probekörper unterschiedlicher Festigkeiten der Versuche aus [Hohberg, 2004]

Wird unter Wasser geprüft, ist nach [Anders, 2007] laut Auswertungen in der Literatur eine Abnahme der Bruchlastspielzahl zu erwarten. Die Erklärung dürfte abermals in der Porosität von Beton liegen. Durch die Belastung werden Porenwasserüberdrücke und folglich Zugspannungen im Gefüge erzeugt. In [von der Haar et al., 2015] wird ein Forschungsprojekt vorgestellt, im Zuge dessen Ermüdungsversuche unter Wasser an einer speziell entwickelten Prüfmaschine durchgeführt werden sollen, um den Einfluss auf das Ermüdungsverhalten besser abschätzen zu können.

Der Einfluss der Temperatur wurde in [Weigler, 1981] mit wiederholten Frost-Tau-Wechseln untersucht. Dabei wurden Probekörper einer konstanten Spaltzugbelastung ($0,4 \cdot f_{sz}$ bis $0,6 \cdot f_{sz}$) unterworfen und anschließend abwechselnd von $+20^\circ\text{C}$ auf -20°C abgekühlt und im Wasserbad wieder aufgetaut. Trägt man die bezogene Spaltzugkraft über die ertragbaren Frost-Tau-Wechsel in logarithmischem Maßstab auf, erhält man eine Kurve, die einer Wöhlerlinie ähnelt. Die ertragbare Lastspielzahl zeigt dabei eine starke Abhängigkeit vom Wasserzementwert, dessen Steigerung sich negativ auf die Lebensdauer auswirkt. Die Untersuchungen reichen laut dem Autor aber nicht aus, um die Zusammenhänge zahlenmäßig erfassen zu können.

Gegenstand aktueller Forschung ist die Temperaturentwicklung infolge zyklischer Belastung (vgl. [von der Haar et al., 2015] und [Elsmeier et al., 2016]). In ersten, orientierenden Versuchen an höherfestem Normalbeton unter Druckschwellbeanspruchung wurde festgestellt, dass höhere Belastungsfrequenzen zu einer erhöhten Oberflächentemperatur führen. Die Ausprägung dieses Temperaturunterschiedes ist stark von der bezogenen Oberspannung abhängig. Während sich bei $S_{max} = 0,80$ Temperaturunterschiede von lediglich 4 K (1 Hz) bis 6 K (10 Hz) einstellen, betragen die Differenzen bei $S_{max} = 0,70$ bereits 20-25 K und bei $S_{max} = 0,60$ knapp 40 K. Diese Temperaturunterschiede müssen bei der Ermittlung der Dehnungen berücksichtigt werden, da die Probekörperausdehnung den Stauchungen aus mechanischer Beanspruchung entgegenwirkt. Bei weiteren Versuchen konnte durch mittig im Probekörper einbetonierte Thermolemente ein erheblicher Temperaturunterschied zwischen Probekörpermitte und Oberfläche von $\Delta T = 14$ K gemessen werden. Die durch

den Temperaturgradienten hervorgerufenen Eigenspannungen könnten durch Überlagerung mit den mechanisch aufgebrachten Spannungen zu einem früheren Versagen führen. Darüber hinaus dürfte die Erwärmung Wasserdampf in den Poren und in weiterer Folge Zugspannungen im Gefüge erzeugen. Hochfeste Betone könnten aufgrund des dichteren Porensystems stärker von diesem Effekt betroffen sein. Schon in früheren Untersuchungen konnten bei Proben mit Wärmebehandlung höhere Bruchlastspielzahlen erreicht werden (vgl. [Anders, 2007]). Diese Methode wurde angewandt, um die Versuche nicht durch eine ansteigende Druckfestigkeit infolge Nacherhärtung und Rekristallisation (des hochfesten Vergussmörtels) zu beeinflussen. Dadurch könnte nach [Elsmeier et al., 2016] Wasser ausgedampft und die Entstehung von Wasserdampf infolge der Erwärmung verringert worden sein. Bei künftigen Untersuchungen sind nach Meinung der AutorInnen zusätzlich die Erwärmungen messtechnisch zu erfassen und die Frequenzen entsprechend anzupassen.

2.4.4 Betontechnologie

Über den Einfluss betontechnologischer Parameter sind nur sehr wenige Untersuchungen vorhanden. Zudem ist auch hier eine isolierte Betrachtung einzelner Parameter äußerst schwierig. Nachfolgende Versuche aus der Literatur sollten deshalb nur als Anhaltspunkte dienen.

An Beton mit hohem Zementgehalt wurden in [Mehmel und Kern, 1962] zumindest für bezogene Oberspannungen von $S_{max} \leq 0,75$ im Druckschwellversuch tendenziell größere Bruchlastspielzahlen ermittelt. Dabei wurden Proben mit einer Festigkeit von 45 N/mm^2 mit Zementmengen von 400 kg/m^3 bzw. 270 kg/m^3 und mit einer Festigkeit von $22,5 \text{ N/mm}^2$ mit Zementmengen von 340 kg/m^3 bzw. 250 kg/m^3 untersucht.

Der Einfluss auf das Ermüdungsverhalten unterschiedlicher Gesteinskörnungen und damit der Kornsteifigkeit wird in [Breitenbücher et al., 2008] erhoben. Die verwendeten Gesteinskörnungen Sandstein ($E \approx 20.000 - 55.000 \text{ N/mm}^2$), Basalt ($E \approx 60.000 \text{ N/mm}^2$) und Quarzit ($E \approx 90.000 \text{ N/mm}^2$) haben signifikant andere Eigenschaften, ansonsten wurde eine einheitliche Rezeptur verwendet. Die Festigkeitsklasse entspricht C30/37, der W/Z-Wert beträgt 0,53 und die Zementmenge 340 kg/m^3 . Bei den mit einer bezogenen Oberspannung von $S_{max} = 0,675$ durchgeführten Versuchen wurde festgestellt, dass die Proben mit Sandstein den höchsten Ermüdungswiderstand aufweisen. Diese Tatsache dürfte auf das gleichmäßigere Steifigkeitsverhältnis zwischen Gesteinskörnung und Zuschlag zurückzuführen sein. Die Betone mit Basalt und Quarzit weisen eine durchaus signifikant stärkere Mikrorissbildung und Steifigkeitsveränderung auf. Ob diese Erkenntnis auf andere Festigkeitsklassen übertragbar ist, ist angesichts fehlender Untersuchungen fraglich.

Ein steigender W/Z-Wert erhöht nach [Hegger et al., 2012] den Ermüdungswiderstand. Versuchen aus der Literatur zufolge ergaben steigende W/Z-Werte im Bereich von 0,32 bis 0,71 eine Erhöhung des Ermüdungswiderstandes von bis zu 10%.

Der Luftporengehalt dürfte nach [Hohberg, 2004] kaum einen Einfluss auf die Bruchlastspielzahl haben. Auch in den Auswertungen von [Holmen, 1979] wird der Einfluss als gering eingeschätzt.

2.4.5 Belastung

Oberspannung

Die bezogene Oberspannung hat erheblichen Einfluss auf den Ermüdungswiderstand. Deshalb werden bei Ermüdungsversuchen in der Regel unterschiedliche bezogene Oberspannungen (bei meist konstanter bezogener Unterspannung) untersucht (vgl. [Holmen, 1979], [Hohberg, 2004]). Die Versagenslastspielzahlen sind dabei umso höher, je niedriger die bezogene Oberspannung gewählt wird. Zudem wirkt sich nach [Holmen, 1979] eine hohe bezogene Oberspannung positiv auf den Steifigkeitsverlust aus. Der Endwert des reduzierten E-Moduls wird davon aber nicht beeinflusst.

Natürlich steigt mit der bezogenen Oberspannung bei gleich bleibender bezogener Unterspannung auch die Spannungsschwingbreite an. Mit zunehmender bezogener Oberspannung wird ihr Einfluss aber geringer.

Unterspannung

Der Einfluss der bezogenen Unterspannung ist vom Belastungsniveau abhängig. Grundsätzlich reduzieren geringe Unterspannungen, respektive große Spannungsschwingbreiten, die Bruchlastspielzahlen (vgl. [Petkovic et al., 1990]). Bei Unterspannungen unterhalb von $S_{min} = 0,50$ kommt es trotz immer noch größer werdender Spannungsschwingbreite aber zu keiner weiteren Reduktion (vgl. [Hegger et al., 2012]). Bei sehr hohen Spannungen kommt es nach [Hegger et al., 2012] zu einer Umkehr des Einflusses: Obwohl bei sehr hohen bezogenen Unterspannungen $S_{min} \geq 0,80$ die Spannungsschwingbreite klein ist, kommt es zu einer geringeren Bruchlastspielzahl.

Belastungsgeschwindigkeit bzw. -frequenz

Die überwiegende Mehrzahl der AutorInnen untersuchte den Einfluss der Belastungsfrequenz, weshalb zum Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit weitaus weniger Arbeiten vorliegen. Nach [Hegger et al., 2012] sind Untersuchungen zur Belastungsfrequenz in der Literatur zwar in relativ großem Umfang vorhanden, jedoch wird zum Teil von widersprüchlichen Ergebnissen berichtet. Im Allgemeinen dürfte der Einfluss vor allem vom Beanspruchungsniveau abhängen. Eine umfassende Zusammenstellung von Versuchen ist in [Schneider et al., 2012] zu finden, wo auch ein Ansatz für eine Grenzfrequenz bei Ermüdungsversuchen abgeleitet wird. Zudem werden der Mangel an Versuchen zum Einfluss der Dehn- bzw. Spannungsgeschwindigkeit kritisiert und weitere dahingehende Untersuchungen angekündigt.

Bei Ermüdungsversuchen wurden in [Hohberg, 2004] Probekörper mit unterschiedlichen Festigkeitsklassen (C20/25, C35/45 und C80/95) mit Frequenzen von 0,1 Hz bis 20 Hz im Druckschwellbereich belastet. Dabei zeigt sich der in der Literatur bereits mehrmals beobachtete Frequenzeinfluss auf die Versagenslastspielzahl vor allem im Bereich bis 10 Hz (vgl. [Holmen, 1979], [Weigler, 1981], [Zhang et al., 1996]). Bei hohen bezogenen Oberspannungen ($S_{max} \geq 0,80$) führen steigende Frequenzen zu höheren Bruchlastspielzahlen,

darunter ($S_{max} < 0,80$) ist kaum ein Einfluss festzustellen. Überhaupt dürfte der Einfluss umso geringer werden, je größer die Spannungsschwingbreite wird. Erklärt wird der Effekt in [Schneider et al., 2012] mit der Erhöhung der Spannungsgeschwindigkeit, die die wirksame Druckfestigkeit des Betons vergrößert. Dadurch herrscht effektiv ein geringeres Spannungsniveau.

Bei Versuchen an hochfestem Beton stellte [Oneschkow, 2014] bei hohen bezogenen Oberspannungen (bis zu $S_{max} = 0,95$) ebenfalls höhere Bruchlastspielzahlen fest. Es wurden auch Hinweise gefunden, dass der Frequenzeinfluss oberhalb von 10 Hz abnehmen dürfte. Die Versuche in [von der Haar et al., 2015] zeigen eine Frequenzabhängigkeit, wenn überhaupt, nur bei einer Oberspannung von $S_{max} = 0,80$. Dabei liegt der Mittelwert der Bruchlastspielzahl der Versuche mit 10 Hz Belastungsfrequenz hauchdünn über den mit 1 Hz gefahrenen Versuchen. In [Elsmeier et al., 2016] führt eine höhere Belastungsfrequenz von 10 Hz bei hochfesten, feinkörnigen Vergussbetonen bei hohen bezogenen Oberspannungen ($S_{max} = 0,85$ bzw. $0,75$) zu höheren Bruchlastspielzahlen im Vergleich zu den Versuchen mit 1 Hz. Darüber hinaus wurde bei einer geringeren Oberspannung ($S_{max} = 0,65$) der umgekehrte Effekt festgestellt: Bei der geringeren Belastungsfrequenz von 1 Hz ergaben sich die deutlich höheren Bruchlastspielzahlen.

Die Erwärmung der Betonproben nimmt mit der Belastungsfrequenz – abhängig von der bezogenen Oberspannung – teils deutlich zu und verursacht zwei Schädigungsmechanismen: Eigenspannungen im Gefüge aufgrund des Temperaturgradienten und Wasserdampf im Porensystem, der Porenwasserüberdrücke aufbaut und Zugspannungen hervorruft. Obwohl beide Effekte noch weitergehend untersucht werden müssen, gibt es Hinweise, dass hochfester (Verguss-) Beton in besonderem Maße davon betroffen ist.

Aufgrund der visko-elastischen Eigenschaft von Beton hängen die zeitabhängigen Dehnungen von der Belastungszeit bzw. Belastungsgeschwindigkeit ab. Hohe Belastungsgeschwindigkeiten führen demnach zu geringen plastischen Dehnungen und zu höheren Festigkeiten. Abbildung 2.10 zeigt den Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die Spannungs-Dehnungs-Beziehung.

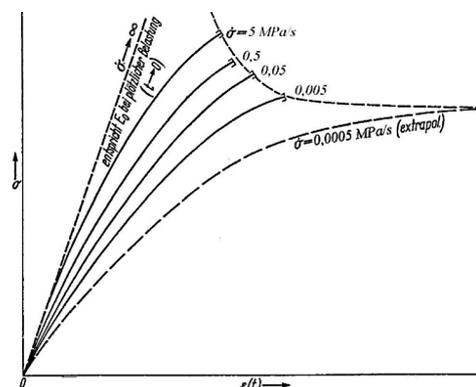


Abbildung 2.10: Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten $\dot{\sigma}$ aus [Hohberg, 2004]

Belastungsfunktion

Bislang wurden Versuche mit sinusförmiger, dreiecksförmiger und rechtecksförmiger Belastungsfunktion durchgeführt, darunter aber nur sehr wenige vergleichende. Dreiecksförmige Funktionen erweisen sich bei Ermüdungsversuchen als besonders praktisch, da die Belastung mit einer konstanten Geschwindigkeit aufgebracht wird (Abbildung 2.11). Bei sinusförmiger Belastungsfunktion ist die Belastungsgeschwindigkeit cosinusförmig und bei rechtecksförmiger theoretisch für einen bestimmten Zeitpunkt unendlich groß.

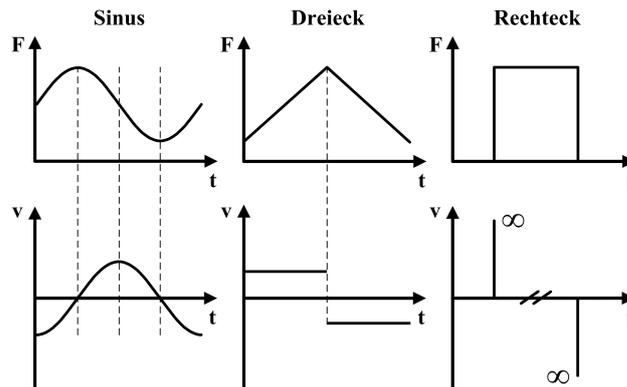


Abbildung 2.11: Belastungsfunktionen und Verlauf der Belastungsgeschwindigkeiten aus [Oneschkow, 2014]

Ausgehend von der rechtecksförmigen steigen über die sinusförmige bis hin zur dreiecksförmigen Belastungsfunktion die Bruchlastspielzahlen an, berichtet [Oneschkow, 2014] aus zwei Literaturquellen. An Normalbeton wurde dabei nur ein Versuch je Belastungsfunktion durchgeführt, weswegen die Aussagekraft dieser Untersuchung aufgrund der extrem reduzierten Datenbasis beschränkt ist. Die weiteren Versuche beziehen sich auf Prüfungen von Leichtbeton auf relativ hohem Spannungsniveau von $S_{max} \approx 0,80$. In ihren eigenen Experimenten an hochfestem Beton kann [Oneschkow, 2014] diese Beobachtungen bestätigen. Sie untersuchte dreiecksförmige und sinusförmige Belastungen, wobei erstere im Mittel bei sämtlichen Spannungsniveaus und Frequenzen zu höheren Versagenslastspielzahlen lieferten. Hohe bezogene Oberspannungen verstärken diesen Effekt.

Ruhephasen

Theoretisch wirken sich Ruhephasen, also ein Zeitraum, in dem die Unterspannung gehalten wird, günstig auf den Ermüdungswiderstand aus. Aufgrund der Rissentwicklung ist nach einer Ruhephase mehr Energie notwendig, um die teilweise rückgebildeten Verformungen wieder aufzubauen.

Von einer Umkehrung des Einflusses wird in [Hohberg, 2004] bei der Untersuchung von Ruhephasen unter Ermüdungsbeanspruchung berichtet. Lag die bezogene Oberspannung im Bereich $S_{max} < 0,75$, verdoppelte sich die Bruchlastspielzahl mitunter (Ruhephasen ≤ 30 min). Bei hohen bezogenen Oberspannungen ($S_{max} > 0,75$) hingegen kam es durch

die Ruhephasen zu einer erhöhten Schädigung und es wurde nur ein Viertel der Bruchlastspielzahl im Vergleich zu den Probekörpern ohne Ruhephasen erreicht. Erklärt wird dieses Phänomen dadurch, dass eine derart hohe Beanspruchung die Betonmatrix auch während der Ruhephase schädigt. Aufgrund des unterschiedlichen Verformungsverhaltens kommt es zu Axialrissen in der Matrix an den Zuschlagkörnern, wenn die Zugkrafttragfähigkeit in Querrichtung überschritten wird. Der Einfluss der Ruhephasen ist dabei zeitlich begrenzt, Pausen länger als 30 Minuten hatten weder bei hohen noch bei niedrigen bezogenen Oberspannungen eine zusätzliche Auswirkung.

Mehrstufenversuche

Mehrstufenversuche wurden entweder durchgeführt um betriebsähnliche Beanspruchungen zu simulieren oder um die Eignung der linearen Schadensakkumulationshypothese nach PALMGREN UND MINER für Beton zu überprüfen. Leider kann nur auf eine überschaubare Anzahl an Arbeiten zurückgegriffen werden.

Die Anwendbarkeit der PALMGREN-MINER-Regel untersuchte [Holmen, 1979] mittels Zweistufenversuchen, die die einfachsten Prüfungen mit variabler Belastung darstellen. Die Prüfkörper wurden bis zu einer vorgegebenen Anzahl an Zyklen einer konstanten Spannungsamplitude ausgesetzt. Danach wurde die bezogene Oberspannung entweder erhöht oder verringert und bis zum Versagen wieder konstant gehalten. Die bezogene Unterspannung ($S_{min} = 0,05$) sowie die Belastungsgeschwindigkeit blieben während der Tests gleich. In Versuchsreihe 1, bei der das Spannungsniveau verringert wurde ($S_{max,1} = 0,90$ und $S_{max,2} = 0,75$), wurden im Vergleich zu Versuchsreihe 2 mit umgekehrter Reihenfolge geringere Bruchlastspielzahlen ermittelt. Das Ermüdungsverhalten von Beton kann für die durchgeführten Zweistufenversuche mit der Hypothese nach PALMGREN UND MINER, die eine Unabhängigkeit der Belastungsreihenfolge unterstellt, nicht zufriedenstellend beschrieben werden.

Um das Ermüdungsverhalten unter möglichst realen Belastungssituationen zu untersuchen, führte [Holmen, 1979] auch Versuche mit zufälligen Belastungssequenzen durch. Eine Sequenz besitzt dabei eine bestimmte Anzahl an Lastzyklen, in der die verschiedenen Beanspruchungen statistisch verteilt sind. Die Versuche wurden sowohl bei konstanter bezogener Unterspannung ($S_{min} = 0,05$) als auch bei konstanter bezogener Mittelspannung ($S_m = 0,50$) durchgeführt. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde stets konstant gehalten. Generell konnte festgestellt werden, dass die variable Belastung eine größere Ermüdungsschädigung hervorruft, als durch die Hypothese von PALMGREN UND MINER vorausgesagt wird. Die Sequenzen mit konstanter bezogener Unterspannung scheinen die Lebensdauer stärker zu reduzieren, als jene mit konstanter bezogener Mittelspannung. In jedem Fall aber wirken sich geringere Spannungsschwingbreiten günstig auf die Bruchlastspielzahl aus. Die variable Belastung dürfte auch Einfluss auf die Steifigkeitsreduktion haben, die sich im Vergleich zu Einstufenversuchen zu verringern scheint.

Mehraxiale Beanspruchung

Dass mehraxiale Beanspruchung unter Ermüdungsbeanspruchung bislang nur in relativ wenigen Forschungsarbeiten untersucht wurde, liegt sicherlich am erhöhten experimentellen Aufwand. Aber auch die Versuchsdurchführung kann auf vielfältige Art und Weise gestaltet sein und einen Vergleich der Ergebnisse erschweren. Mögliche Varianten hinsichtlich Beanspruchungsrichtung und -art sind:

- Beanspruchungsrichtung
 - zweiaxiale Beanspruchung
 - dreiaxiale Beanspruchung
- Beanspruchungsart
 - passive Behinderung der Querdehnung
 - aktiver Manteldruck durch Flüssigkeit
 - aktive Belastung

Ein Überblick über die in der Literatur vorhandenen Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten mehraxial beanspruchter Betonproben ist in [Göhlmann, 2009] enthalten. Die dort gesammelten Daten lassen darauf schließen, dass eine zusätzliche monotone Druckbeanspruchung quer zur senkrechten zyklischen Einwirkung den Ermüdungswiderstand erhöht. In den Versuchen wurde eine um bis zu 52% erhöhte Ermüdungsfestigkeit festgestellt. Das Spannungsverhältnis betrug dabei $\sigma_2/\sigma_3 = 0,2$. Die entsprechenden Versagenskurven für zweiaxiale Druckschwellbeanspruchung sind in Abbildung 2.12 dargestellt. Es ist festzustellen, dass die zweiaxiale Ermüdungsfestigkeit für jede beliebige Kombination stets über der einaxialen Ermüdungsfestigkeit liegt.

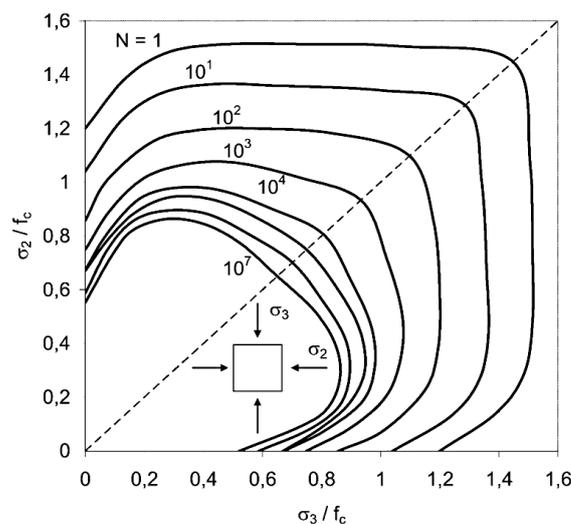


Abbildung 2.12: Versagenskurven aus Ermüdungsversuchen unter zweiaxialer Druckschwellbeanspruchung aus [Göhlmann, 2009]

Von Untersuchungen von Betonzylindern mit umschnürender Bewehrung berichtet [Thiele, 2015]. Durch den dreiaxialen Spannungszustand konnte ebenfalls eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit beobachtet werden. Es wurden sogar Wöhlerlinien in Abhängigkeit der Umschnürungswirkung entwickelt.

2.5 Beziehung zwischen zyklischer Einwirkung und den Materialkennwerten

Prinzipiell müssen bei der Erörterung der Veränderungen in den Materialkennwerten infolge Ermüdungsbeanspruchung zwei Zustände unterschieden werden:

- **Schädigungszustand:** Dieser Zustand beschreibt die Degradation der relevanten Materialeigenschaften zum betrachteten Zeitpunkt.
- **Lebensdauerzeitpunkt:** Dieser Zustand beschreibt die Restlebensdauer bzw. die noch ertragbare Lastspielzahl.

An die Indikatoren für den Schädigungszustand und den Lebensdauerzeitpunkt werden unterschiedliche Anforderungen gestellt. Während ein Indikator für die Schädigung nach [Thiele, 2015] „eine möglichst große und schädigungssynchrone relative Veränderbarkeit über die gesamte Lebensdauer“ aufweisen muss, um alle wesentlichen Parameter zu berücksichtigen, muss sich ein Indikator für den Lebensdauerzeitpunkt nicht schädigungssynchron, sondern linear über die Lebensdauer verändern. In den folgenden Abschnitten soll die Entwicklung der relevanten Materialkennwerte sowie ihre Eignung als Schädigungs- bzw. Lebensdauerindikator für Beton unter Ermüdungsbeanspruchung beschrieben werden.

2.5.1 Betondruckfestigkeit

Über die Degradation der Festigkeit während der Ermüdungsbelastung sind vergleichsweise wenige Untersuchungen vorhanden. [Ibuk, 2008], [Pfister, 2007] und [Thiele, 2015] berichten, dass dies am erhöhten experimentellen Aufwand zur Ermittlung der Arbeitslinie liegt. Während Verzerrungen in einem Wöhlerversuch mit zerstörungsfreien Messungen stetig aufgezeichnet werden können, kann die Druckfestigkeit nicht an ein und demselben Prüfkörper ermittelt werden. Deshalb ist für derartige zerstörende Prüfungen eine enorme Menge an Betonprobekörpern mit unterschiedlichen Lastspielzahlen N_i notwendig, um die entsprechenden Daten zu erhalten. Da jede Probe zerstört wird, ist eine explizite Einordnung auf der Skala der bezogenen Lastspielzahlen nicht möglich, da die Versagenslastspielzahl N_f nicht mehr eruiert werden kann.

Vor diesem Hintergrund ist es nicht weiter verwunderlich, dass die vorliegenden Daten nicht eindeutig sind, wenngleich eine gewisse qualitative Übereinstimmung vorhanden ist. In jüngerer Vergangenheit stellte [Hohberg, 2004] mit einer Datenbasis aufgrund von 80 Prüfungen von Probekörpern mit unterschiedlichen Betonfestigkeitsklassen (C20/25, C35/45 und C80/95) bei einer Oberspannung zwischen $0,57 \cdot f_c$ und $0,79 \cdot f_c$ bis etwa $0,8 \cdot N$ keine

wesentliche Veränderung der Festigkeit fest. Die Schwankungen liegen allesamt im Streubereich der Betondruckfestigkeitsprüfung. Lediglich in Phase III (siehe Abbildung 2.15), also erst kurz vor dem Versagen, ist eine Degradation auf rund $0,77 \cdot f_{c,0}$ zu erkennen (Abbildung 2.13). Aufgrund der unterschiedlichen Festigkeitsklassen kann darauf geschlossen werden, dass der Verlauf der Restdruckfestigkeit nicht mit der Druckfestigkeit korreliert. Auf wesentlich geringerer Datenbasis macht [Thiele, 2015] ganz ähnliche Beobachtungen bei Beton der Festigkeitsklasse C40/50.

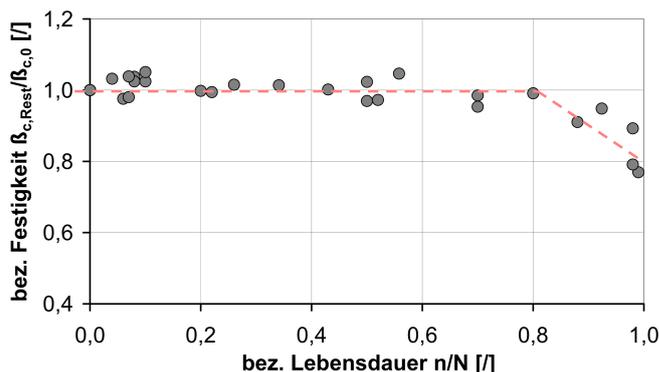


Abbildung 2.13: Festigkeitsverlauf über die Lebensdauer bei druckschwellbeanspruchten Proben mit bezogenen Oberspannungen zwischen $0,57 \cdot f_c$ und $0,79 \cdot f_c$ aus [Hohberg, 2004]

Im Gegensatz zu diesen Experimenten stellten [Mehmel und Kern, 1962] bei druckschwellbeanspruchten zylindrischen Probekörpern eine höhere Druckfestigkeit im Vergleich zu unbeanspruchten Proben fest. Die Versuche wurden auf einem niedrigen Lastniveau durchgeführt und es konnten $2,00 \cdot 10^6$ bzw. $5,02 \cdot 10^6$ Lastspiele erreicht werden. Nach [Pfister, 2007] beobachtete [Awad, 1971] bei Versuchen mit sehr hohen Belastungen und entsprechend wenigen Lastspielen im ersten Viertel der Lebensdauer einen Anstieg der Festigkeit und führt dies auf Verdichtungseffekte zurück (Abbildung 2.14). Gegen Ende der Lebensdauer ist aber auch hier eine reduzierte Restdruckfestigkeit erkennbar.

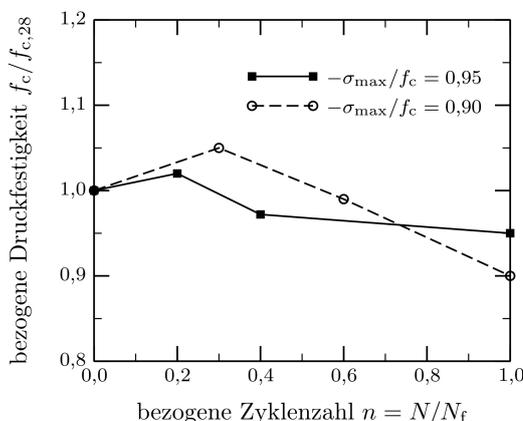


Abbildung 2.14: Festigkeitsverlauf über die Lebensdauer aus den Versuchen von [Awad, 1971] für verschiedene Oberspannungen aus [Pfister, 2007]

Offensichtlich ist die Restdruckfestigkeit zyklisch beanspruchter Betonproben kein geeigneter Indikator, um den Schädigungszustand zu beschreiben. [Thiele, 2015], [Ibuk, 2008] und [Hohberg, 2004] stellten deshalb keine weiteren derartigen Untersuchungen an und suchten stattdessen nach aussagekräftigeren Parametern.

2.5.2 Dehnung

Druckschwellbeanspruchter Beton zeigt typischerweise eine S-förmige Evolutionskurve der in Belastungsrichtung auftretenden Verformungen (Abbildung 2.15). Zweckmäßigerweise wird für die Darstellung anstatt der Bruchlastwechselzahl die bezogene Lastspielzahl $n = N/N_f$ gewählt, um die Kurven für unterschiedliche Lebensdauern – sei es aufgrund von Streuung oder aufgrund verschiedener Belastungen – miteinander vergleichbar zu machen. Dass sich bei den Dehnungsverläufen drei charakteristische Phasen ausmachen lassen, wird in der Literatur übereinstimmend festgestellt. Über die Grenzen der Phasen liegen jedoch unterschiedliche Angaben vor bzw. hängen diese vor allem von der Betondruckfestigkeit ab. Prinzipiell scheinen die Phasen I und III bei Normalbeton stärker ausgeprägt zu sein, als bei höherfesten Betonen (vgl. [Thiele, 2015]). Nach [Tue und Mucha, 2006] entspricht die Dehnungsentwicklung hochfester Betone qualitativ jener des Normalbetons, doch dürften die zweite Phase deutlich länger und die Dehnungsraten geringer sein. Zudem fällt die Ermüdungsdehnung bei höheren Betonfestigkeiten geringer aus. Dies dürfte im dichteren Gefüge und in der damit verbundenen geringeren Lastumlagerungsfähigkeit begründet sein, was die Schädigung bei höherfesten Betonen stärker lokalisiert.

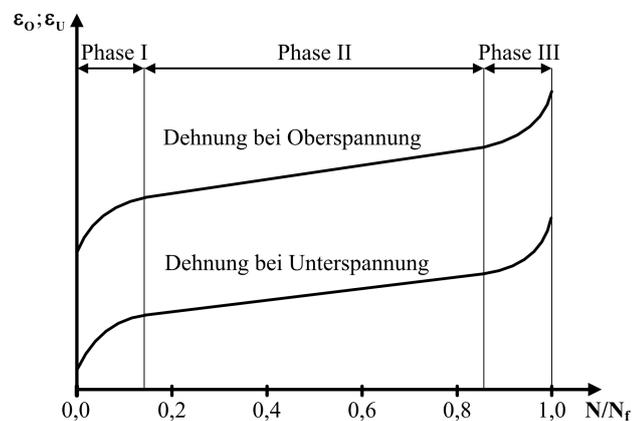


Abbildung 2.15: 3-phasige Entwicklung der Dehnungen bei Ermüdungsversuchen im Druckschwellbereich aus [Oneschkow, 2014]

Phase I ist durch rasch zunehmende Dehnungen und einen entsprechend rapiden Steifigkeitsverlust gekennzeichnet. Eine Erklärung dafür sind das Öffnen von vorhandenen Schwindrissen und Spannungsumlagerungen, die zu Veränderungen im Mikrogefüge führen (vgl. [Hegger et al., 2012], [Pfister, 2007]). Die Grenze für den Übergang von Phase I und Phase II liegt – je nach Quelle und Betondruckfestigkeit – bei 5% bis 20% der ertragbaren Lastspiele. In der zweiten Phase nehmen die Dehnungen signifikant langsamer und relativ gleichmäßig zu. Dieser Bereich der konstanten Dehnungsraten und des stabilen

Rissewachstums stellt den größten Teil des Schädigungsverlaufes dar. Das Ende der Phase II wird mit Werten zwischen 80% und 95% der Lebensdauer angegeben. Schließlich kommt es in Phase III zur Bildung einer Bruchfläche und zum Versagen der Probe. Durch die Vereinigung der Mikrorisse zu Makrorissen erhöhen sich die Dehnungsraten massiv und die Steifigkeit fällt ab.

Einen Zusammenhang zwischen der Bruchlastwechselzahl und der Dehnungsrate in Phase II, also eine Lebensdauer-Beziehung, versuchten [Cornelissen und Reinhardt, 1984] herzustellen: Je höher die Dehnungsrate in Phase II, desto geringer ist die ertragbare Lastspielzahl. Der algebraische Zusammenhang ist in Gleichung (2.11) wiedergegeben. Obwohl aufbauend auf diesem Zusammenhang weitere Überlegungen zur Abschätzung der Lebensdauer existieren, konnte nach [Hohberg, 2004] noch keine zufriedenstellende und allgemeingültige Beziehung zwischen Verformungsgeschwindigkeit und Lebensdauer hergestellt werden.

$$\log N = C_1 - C_2 \cdot \varepsilon_{II} \quad (2.11)$$

ε_{II} ... Dehnungsrate in Phase II

C_1, C_2 ... Parameter

Als problematisch stellt sich bei Verformungsmessungen unter Ermüdungsbeanspruchung nach [Anders, 2007] die äußerst schwierige Differenzierung der Kriechanteile heraus. Handelt es sich bei den Versuchen oft um Langzeitversuche, wo neben den ermüdungsbedingten Verformungen auch Kriechverformungen eine Rolle spielen. Weiterhin muss bei der Ermittlung der Dehnungen nach [von der Haar et al., 2015] die Erwärmung infolge zyklischer Beanspruchung berücksichtigt werden, da sie den Stauchungen aus der mechanischen Beanspruchung geringfügig entgegenwirkt.

Ziel der Arbeit von [Oneschkow, 2014] war es, einen analytischen Zusammenhang zwischen der Dehnungsentwicklung und den untersuchten Einflüssen Oberspannung, Belastungsfrequenz und Wellenform auf skalarer Ebene herzustellen, um das Ermüdungsverhalten zu beschreiben. Dieses Vorhaben gestaltet sich jedoch schwierig, da sich die Parameter gegenseitig beeinflussen. Es kann nur die qualitative Feststellung gemacht werden, dass die logarithmierte Bruchwechselzahl linear von der Dehnungsrate in Phase II abhängt. So führt eine geringere Zunahme der Dehnungen in der zweiten Phase zu höheren Bruchlastwechselzahlen. Das Verhältnis zwischen der Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{fat,max}$ und der Dehnung beim Bruch $\varepsilon_{fat,Bruch}$ beschreibt den Schädigungszustand des Betons unter Druckschwellbeanspruchung besser als der Parameter N/N_f , stellt [Ibuk, 2008] in seiner Arbeit fest.

Ein neuartiges Modell zur Berücksichtigung der Dehnung unter Ermüdungsbeanspruchung ist in [von der Haar und Marx, 2017] beschrieben. Die oft verwendete vereinfachte Annahme, dass sich die Dehnung bei Ermüdungsversuchen aus elastischen und plastischen Anteilen zusammensetzt, wobei die plastische Dehnung als Ermüdungsschädigung verstanden wird, konnte in Versuchen nicht bestätigt werden. Ermüdungsversuche mit gleichen bezogenen Ober- und Unterspannungen, aber unterschiedlichen Versuchsdauern führten zu

anderen Ermüdungsbruchdehnungen. In diesem Modell wird nun die Hypothese aufgestellt, dass die Dehnung unter Ermüdungsbeanspruchung aus vier Anteilen besteht (2.12).

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_d + \varepsilon_{cr} + \varepsilon_t \quad (2.12)$$

- ε_{el} ... Elastischer Dehnungsanteil
- ε_d ... Schädigungsinduzierter Dehnungsanteil
- ε_{cr} ... Viskoser Dehnungsanteil
- ε_t ... Thermischer Dehnungsanteil

Das Dehnungsmodell ist in Abbildung 2.16 (rechts) dargestellt. Der elastische Anteil besteht aus einer Feder mit der Steifigkeit des Sekantenmoduls E_s , dieser nimmt mit der Lastspielzahl ab. Die „Black Box“ stellt die schädigungsinduzierten Verformungen dar, die aus Rissbildung und Materialermüdung resultieren. Die viskosen Verformungen werden mit einem Dämpfer für die visko-plastischen Verformungen und mit einem Feder-Dämpfer-System (Kelvin-Element) für die visko-elastischen Verformungen modelliert. Da sowohl schädigungsinduzierte Dehnungsanteile als auch viskose Dehnungsanteile plastische Verformungen beinhalten, sind diese messtechnisch nicht zu erfassen und können nur im Modell getrennt betrachtet werden. Die thermischen Verformungen werden durch Reibung im Probekörper hervorgerufen, die von der Belastungsfrequenz abhängig ist. Die Auswertung von ersten Versuchen mit diesem Modell hat ergeben, dass der schädigungsinduzierte Dehnungsanteil linear mit der logarithmierten Bruchlastspielzahl zusammenhängt. Weitere Untersuchungen mit unterschiedlichen Betonfestigkeitsklassen sind geplant.

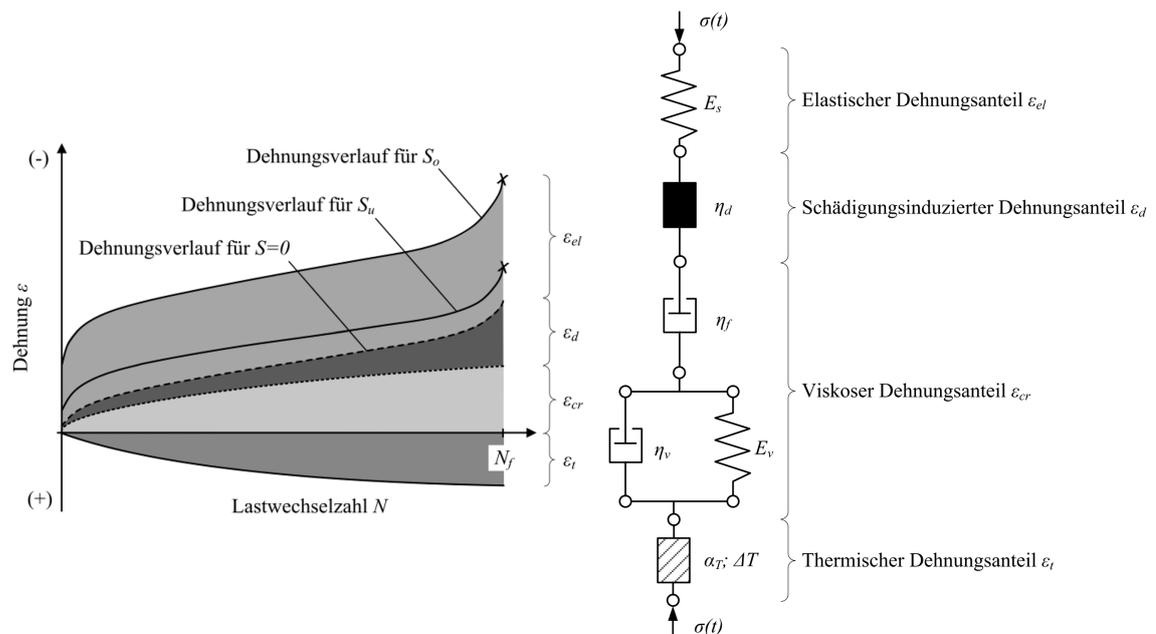


Abbildung 2.16: Entwicklung der Dehnungsanteile mit der Lastspielzahl (links) und additives Dehnungsmodell (rechts) aus [von der Haar und Marx, 2017]

2.5.3 Steifigkeit

Trägt man die Entwicklung der Steifigkeit wie bei der Dehnung über die Lebensdauer – respektive die bezogene Lastspielzahl – auf, erkennt man ebenfalls eine 3-phasige Entwicklung, die ähnlich zu jener der Dehnungen verläuft. Eine solche Kurve ist in Abbildung 2.17 beispielhaft angeführt. Als Ursache für die kontinuierliche Steifigkeitsabnahme können analog Mikrorisse und deren spätere Vereinigung zu Makrorissen genannt werden. Das Problem mit den ermüdungsbedingten Verformungen stellt sich bei den Messungen der Steifigkeit laut [Anders, 2007] nicht, diese sind davon weitestgehend unabhängig. Darüber hinaus ist eine kontinuierliche, zerstörungsfreie Messung möglich.

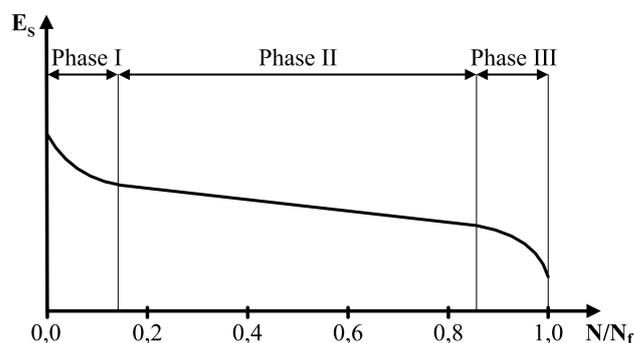


Abbildung 2.17: Steifigkeitsabminderung über die Lebensdauer bei Druckschwellbeanspruchung aus [Oneschkow, 2014]

Ein Vergleich der Versuche aus der Literatur erweist sich aufgrund der unterschiedlichen Definitionen der Steifigkeit als schwierig. Während manche AutorInnen den Tangentenmodul am Wiederbelastungsast verwenden, ermitteln andere die Steifigkeit über den Sekantenmodul im Entlastungsast. [Anders, 2007] versucht dennoch einen Überblick über vorhandene Untersuchungen, geordnet nach der Betondruckfestigkeit, zu geben. Diese Zusammenstellung ist in Tabelle 2.1 wiedergegeben. Betone mit vergleichsweise geringer Druckfestigkeit dürften demnach einen höheren Steifigkeitsverlust erfahren – überhaupt dürfte bei höherfesten Betonen die Degradation der Steifigkeit weitaus weniger ausgeprägt sein, als bei normalfestem Beton. Beim Versagen scheint sich der Sekantenmodul der Betonproben aus Normalbeton unter Druckschwellbeanspruchung aber einem gemeinsamen Wert von ca. 60% des Ausgangswertes anzunähern. Zudem scheint der Steifigkeitsverlust auch von der Art der Belastung abhängig zu sein. Tests mit betriebsähnlicher Belastung in [Holmen, 1979] lassen auf einen geringeren Abfall schließen. Aufgrund einer stets ermittelten Reststeifigkeit vermuten [Grünberg und Göhlmann, 2006], dass vom Beton noch Lastspiele ertragen werden können – nur eben nicht auf demselben Spannungsniveau, sondern auf einem niedrigeren.

Die Steifigkeit im Bereich der Betonermüdung sollte als Sekantenmodul zwischen Maximum und Minimum am Entlastungsast ermittelt werden (vgl. [Holmen, 1979], [Do et al., 1993], [Petkovic et al., 1990], [Schwabach, 2005], [Oneschkow, 2014]). Nach [Schwabach, 2005] stellt dieser einen geeigneten Indikator zur Erfassung der Degradation der Steifigkeit unter Er-

Tabelle 2.1: Untersuchungen über den Steifigkeitsverlust unter Ermüdungsbeanspruchung aus der Literatur aus [Anders, 2007]

AUTOR	IN JAHR	BETONDRUCKFESTIGKEIT	STEIFIGKEITSVERLUST BIS ZUM VERSAGEN
Holmen	1979	$\sim 40 \text{ N/mm}^2$	40%
Petkovic	1992	$\sim 70 \text{ N/mm}^2$	30%
Do	1993	$\sim 90 \text{ N/mm}^2$	15% bis 25%
Do	1993	$\sim 110 \text{ N/mm}^2$	5% bis 15%

müdungsbeanspruchung dar. Die Definition des Sekantenmoduls ist in Gleichung (2.13) gegeben.

$$E_s = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}} \quad (2.13)$$

Welchen Einfluss die Parameter Oberspannung, Unterspannung und Schwingbreite auf die Degradation der Steifigkeit haben, wird mitunter kontrovers diskutiert. Nach [Mehmel und Kern, 1962] steigt bei konstanter Oberspannung der Steifigkeitsverlust mit sinkender Unterspannung, also größerer Spannungsschwingbreite, an. Bei konstanter Unterspannung reduziert sich nach [Holmen, 1979] mit zunehmender Oberspannung, also ebenfalls größerer Schwingbreite, die Abminderung. Die Versuche zeigen aber, dass die Abnahme der Steifigkeit umso größer ist, je niedriger das Belastungsniveau angesetzt wird. Sehr hohe bezogene Unterspannungen von bis zu $S_{min} = 0,60$ erzeugen nach [Petkovic et al., 1990] kaum eine Reduktion der Steifigkeit. Eine Frequenzunabhängigkeit wird dagegen fast einheitlich bescheinigt (vgl. [Holmen, 1979], [Pfanter, 2003], [Schwabach, 2005]). Nur in [Oneschkow, 2014] konnten Hinweise gefunden werden, dass die Steifigkeitsdegradation von der Belastungsgeschwindigkeit beeinflusst wird.

Im Zuge einer Literaturlauswertung haben [Roggendorf und Goralski, 2014] den Steifigkeitsverlust von zyklisch beanspruchtem Beton als Parameter zur Beschreibung des Ermüdungsprozesses untersucht. Dabei wird der Verlust an Steifigkeit als kontinuumsmechanische Schädigung nach [Grünberg und Göhlmann, 2006] gemäß Gleichung (2.14) verstanden und soll einen geeigneten Indikator der Materialdegradation darstellen.

$$E_c^{fat} = (1 - D) \cdot E_c \quad (2.14)$$

E_c^{fat} ... E-Modul nach Berücksichtigung der Ermüdungsschädigung

D ... Schädigungsgrad

E_c ... ungeschädigter E-Modul

Im Wendepunkt der charakteristischen 3-phasigen Kurve werden die Schädigungsparameter Sekantenmodul und Schädigungsmodul gemäß Abbildung 2.18 berechnet. Leider konnten wegen der begrenzten Datenbasis und hoher Versuchsstreuungen keine geeigneten Schädigungsparameter identifiziert werden. Auch in [Urban et al., 2012] wird die Abminderung des

E-Moduls als Parameter der Ermüdungschädigung nach [Grünberg und Göhlmann, 2006] in FE-Modellen für ein Testfundament einer Windenergieanlage verwendet. Allerdings muss dieses Berechnungsverfahren durch den Einsatz eines Monitoring-Systems unterstützt werden.

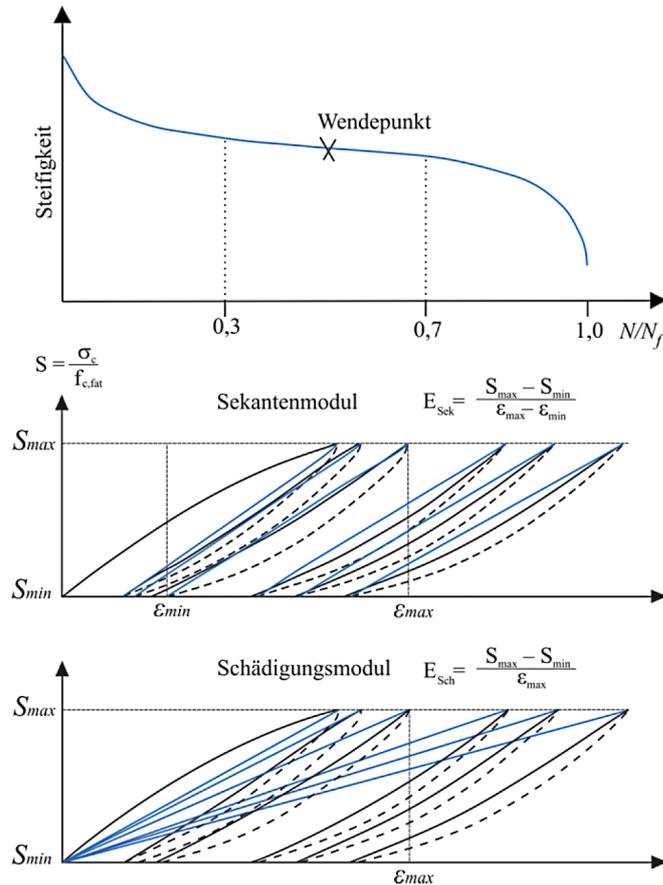


Abbildung 2.18: Steifigkeitsabminderung von Beton über die Lebensdauer bei Ermüdungsbeanspruchung (oben) und Definition von Sekanten- und Schädigungsmodul (unten) aus [Roggendorf und Goralski, 2014]

2.5.4 Spannungs-Dehnungs-Beziehung

Ermüdungsversuche mit Druckschwellbeanspruchung haben gezeigt, dass es auch in der Spannungs-Dehnungs-Beziehung zu fortlaufenden Veränderungen kommt. In der Literatur ist eine überschaubare Anzahl an Arbeiten vorhanden, in denen während Ermüdungsversuchen die Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Lastwechsel erfasst wird. Es entsteht dabei eine so genannte Hystereseschleife. Dabei kommt es im Verlauf der Prüfungen zu einer Krümmungsumkehr der Spannungs-Dehnungs-Linie. Während zu Beginn eine konkave Spannungs-Dehnungs-Beziehung zu erkennen ist, zeigt der Wiederbelastungspfad mit Fortdauer der Versuche nach einer geraden Linie zunehmend eine konvexe Krümmung. Dieser Effekt ist in Abbildung 2.18 (mitte und unten) ersichtlich. In [Hohberg, 2004] wird das Verhalten mit Versuchen bei Natursteinen verglichen, die eine ähnliche Spannungs-

Dehnungs-Linie aufweisen. Dort erklärt man die Krümmungsumkehr mit den vorhandenen Hohlräumen sowie den unterschiedlichen Eigenschaften der Gesteinsteile. Reiner Zementstein besitzt stets ellipsenförmige Hystereseschleifen und zeigt dieses Phänomen nicht. Laut [Hegger et al., 2012] liegt die Ursache in der Verdichtung bzw. im Zermürbungsprozess der Zementsteinmatrix. Durch das Schließen von Rissen nimmt die Dehnsteifigkeit mit zunehmender Druckbeanspruchung zu. Entsprechend abhängig soll die Ausprägung der Krümmungsumkehr von der Beanspruchung, der Schwingbreite und dem Zementsteingehalt sein.

Die Veränderung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung über die Lebensdauer – speziell bei hochzyklisch beanspruchten Proben – wurde laut [Thiele, 2015] bislang kaum untersucht. Auch fand dieser Effekt bis dato kaum Eingang in Ermüdungsmodelle oder gar Regelwerke. Ein solches Modell, das sich auf Hystereseschleifen unter Druckschwellbeanspruchung stützt, wurde von [Park, 1990] entwickelt. Verlängert man die Hystereseschleifen nach unten, schneiden sie sich in einem Punkt – so die Beobachtung. Dieser „common point“, „focus-point“ oder „Pivot-Punkt“ genannte Schnittpunkt ist in Abbildung 2.19 ersichtlich und soll einen linearen Zusammenhang zwischen Steifigkeitsreduktion und Verformung belegen. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines statischen Druckversuches stellt dabei das Bruchkriterium dar. Für die Verwendung in der Praxis ist es nach [Hohberg, 2004] aber nicht geeignet, da eine große Abhängigkeit von den Randbedingungen und der Versuchsdurchführung gegeben ist. Zudem hängt das viskoelastische Materialverhalten von Beton von der Belastungsgeschwindigkeit ab und verändert die Spannungs-Dehnungs-Beziehung.

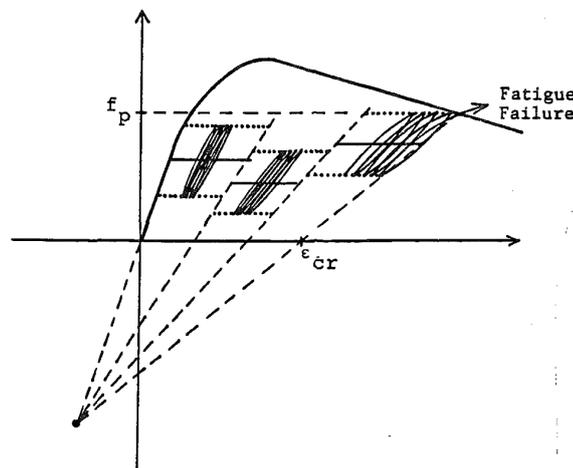


Abbildung 2.19: Schnittpunkt P („common point“, „focus-point“ oder „Pivot-Punkt“) zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens aus [Park, 1990]

Die Gesamtverformung von Beton beinhaltet nach [Hegger et al., 2012] grundsätzlich mehrere reversible, irreversible, spannungsabhängige und spannungsunabhängige Formänderungen. Eine durch äußerliche Beanspruchung verursachte Dehnung setzt sich demnach aus einem elastischen und einem plastischen Anteil zusammen, die beide mit der Lastspielzahl zunehmen. Die plastischen Verformungen bleiben in Form von Eigenspannungen im

Gefüge erhalten. Infolge der viskoelastischen Eigenschaft ergibt sich für die zeitabhängigen Dehnungen eine Abhängigkeit vom Belastungsniveau, vom Betonalter und von der Belastungszeit bzw. Belastungsgeschwindigkeit (siehe dazu auch Abschnitt 2.4.5, insbesondere Abbildung 2.10).

Im Zusammenhang mit der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung müssen vor allem bei Druckschwellbeanspruchung Spannungsumlagerungen erwähnt werden. Geringere Streuungen bei hohen Belastungsniveaus lassen [Hegger et al., 2012] auf erhebliche Spannungsumlagerungen schließen. Bei einigen durchgeführten Versuchen wurden Probekörper mit verschiedenen Exzentrizitäten so belastet, dass sich in der Randfaser dieselbe Spannung einstellte (vgl. [Weigler, 1981]). Da zentrisch beanspruchten Proben die Möglichkeit zur Spannungsumlagerung im Wesentlichen fehlt, war mit steigender Lastexzentrizität eine Erhöhung der Bruchlastspielzahl zu beobachten. Um Spannungsgeschichte und -verteilung zu ermitteln, wurden die Dehnungen bei solchen Versuchen für verschiedene Fasern aufgezeichnet und in zentrischen Versuchen weggesteuert nachgefahren. Mit Fortdauer des Versuches nimmt die Beanspruchung der Randfaser signifikant ab und es erfolgt eine Spannungsumlagerung nach innen. In Abbildung 2.20 ist die bezogene Oberspannung über die Druckzonenhöhe bei $1/4$, $1/2$ und $3/4$ der Lebensdauer aufgetragen. Die reale Spannungsverteilung weicht von der rechnerischen Dreiecksverteilung (strichlierte Linie) deutlich ab.

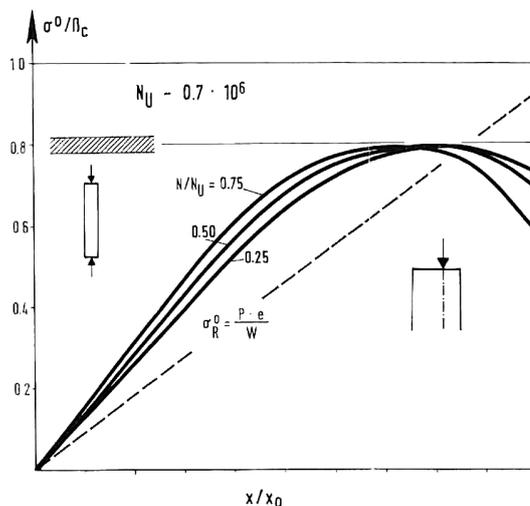


Abbildung 2.20: Spannungsverteilung in der Druckzone bei $1/4$, $1/2$ und $3/4$ der Lebensdauer in einem Druckschwellversuch mit exzentrischer Belastung aus [Weigler, 1981]

Bleiben Spannungsumlagerungen unberücksichtigt, führt dies nach [Urban et al., 2012] zu unwirtschaftlichen Ergebnissen. Sie schlägt bei ihren Experimenten an einem Testfundament einer Windenergieanlage anstatt einer nichtlinearen Modellbildung vor, den E-Modul in einer linearen FE-Analyse schrittweise zu reduzieren, um die Spannungsumlagerungen näherungsweise zu berücksichtigen. Auch [Grünberg und Göhlmann, 2006] stellten bei numerischen Schädigungsuntersuchungen an einem Spannbetonschaft einer Windenergiean-

lage erhebliche Spannungsumlagerungen fest. Aufgrund der Steifigkeitsänderung kommt es zur Entlastung stark beanspruchter Fasern (sog. „Hot Spots“) und einer entsprechend geringeren Ermüdungsschädigung. In [CEB-FIP, 1990] und [fib, 2010] ist im Ermüdungsnachweis für Druckbeanspruchung der Faktor η_c enthalten, um dem positiven Einfluss der Spannungsumlagerungen Rechnung zu tragen. Die Spannungsumlagerungen sind dabei auf die äußeren 300 mm begrenzt (Abbildung 2.21).

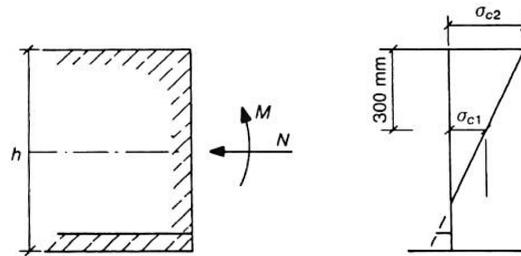


Abbildung 2.21: Zulässiger Bereich für Spannungsumlagerungen und Definition von σ_{c1} und σ_{c2} nach [fib, 2010]

Bei Ermüdungsberechnungen am Spannbeton einer Windenergieanlage wird in [Grünberg und Göhlmann, 2006] festgestellt, dass die Begrenzung auf die äußeren 300 mm der Druckzone bei der Bestimmung von η_c nicht gerechtfertigt ist. Es konnte keine Spannungsverteilung gefunden werden, die die Beschränkung begründen würde, weshalb vorgeschlagen wird, Spannungsumlagerungen über die gesamte Schaftwanddicke zu berücksichtigen.

Wesentlich geringer ausgeprägte Spannungsumlagerungen als bei Normalbeton konnten [Tue und Mucha, 2006] in Versuchen an hochfestem Beton feststellen. Bei geringen Spannungen wurde sogar überhaupt keine Umlagerung beobachtet. Grund dafür dürften das dichtere Gefüge und die höhere Sprödigkeit sein, die die Schädigung stärker lokalisieren.

2.5.5 Schlussfolgerungen zur Entwicklung der Materialkennwerte

Nach dem Literaturstudium zur Beziehung zwischen zyklischer Einwirkung und Materialkennwerten in den vorangegangenen Abschnitten muss man [Thiele, 2015] voll und ganz beipflichten, wenn er formuliert:

- Es gibt keine eindeutige Definition für die lastbedingte Materialschädigung in Festkörpern, besonders nicht bei Beton.
- Die erzeugte Materialschädigung hat keine gleichmäßig ausgeprägte Auswirkung auf die einzelnen (makroskopischen) Materialeigenschaften.
- Daher kann der Grad der Materialschädigung nicht gleichermaßen gut anhand der einzelnen Materialeigenschaften quantifiziert bzw. bestimmt werden.
- Für die Quantifizierung der Schädigung existiert kein absolutes Maß, daher kann in der Regel nur eine relative Betrachtung in Bezug auf einen festgelegten Referenzzustand erfolgen.

- Die Auswirkung der Schädigung auf die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons kann nicht anhand einer skalaren Größe mit Bezug auf den E-Modul erfasst werden.
- Die Entwicklung der Steifigkeit gibt den ermüdungsbedingten Schädigungszustand im Beton am deutlichsten wieder.
- Der Ermüdungsprozess im Beton unter Druckbeanspruchung unterscheidet sich aufgrund der starken Heterogenität und der damit verbundenen Wechselwirkung der einzelnen Bestandteile wesentlich von den entsprechenden Vorgängen in Metallen.

Nach heutigem Wissensstand lässt sich kein belastbarer Indikator für die Ermüdungsschädigung bzw. die Lebensdauer ausmachen. Die von den AutorInnen gefundenen Parameter sind entweder nur qualitativer Natur oder lassen sich kaum auf andere Situationen übertragen und haben meist nur innerhalb eines bestimmten Versuchsaufbaus Gültigkeit (vgl. z.B. [Ameen und Szymanski, 2006]).

2.6 Ansätze zur Quantifizierung der Ermüdung von Betonkonstruktionen

Zur Quantifizierung der Ermüdung existieren empirische und jüngst auch energetische Ansätze. Während erstere auf unzähligen Wöhlerversuchen basieren und für diverse Versuchsaufbauten adaptiert und angepasst wurden, fehlt eine Verifikation der energetischen Ansätze durch Versuche noch weitestgehend.

2.6.1 Empirische Ansätze

Wöhlerlinien

Wie in Abschnitt 2.2 erwähnt, gehen die ersten umfangreichen Versuche zum Ermüdungsverhalten von Werkstoffen auf AUGUST WÖHLER zurück, der bereits gegen Ende des 19. Jahrhunderts systematische Untersuchungen an Eisenbahnachsen durchführte. Bis heute werden die in Dauerschwingversuche ermittelten Kurven „Wöhlerlinien“ genannt. Diese werden erhalten, indem die aufgebrachten Spannungen über die Bruchlastspielzahlen aufgetragen werden (vgl. Abbildung 2.3).

Die ersten Versuche für Beton unter Druckschwellbeanspruchung wurden Anfang des 20. Jahrhunderts durchgeführt und waren von den Experimenten von AUGUST WÖHLER an metallischen Werkstoffen inspiriert. Die Vielzahl an vorhandenen Arbeiten ist aber nicht nur auf die lange Geschichte zurückzuführen, sondern auch auf die praktische Relevanz für die Bemessung. Bis heute sind die meisten Forschungsarbeiten zum Thema Betonermüdung auf die Ermittlung von Wöhlerlinien ausgerichtet, weshalb eine Vielzahl an Auswertungen von Bruchlastspielzahlen in Abhängigkeit von verschiedenen aufgebrachten Spannungsniveaus existiert (vgl. z.B. [Aas-Jakobsen, 1970], [Tepfers und Kutti, 1979], [Hsu, 1981]). Während anfänglich fast ausschließlich Wöhlerlinien mit Einstufenkollektiven ermittelt wurden, sind

bislang auch einige Versuche mit Mehrstufenkollektiven zu finden. Auch machen neu entwickelte Betone mit hoher Druckfestigkeit und/oder Faseranteilen die Ableitung von Wöhlerlinien notwendig (siehe z.B. [Lohaus et al., 2011]).

Zur analytischen Beschreibung von Wöhlerlinien wurden aus den experimentellen Untersuchungen unzählige Ansätze abgeleitet. In diesen wird zumeist ein Zusammenhang ausschließlich zwischen bezogener Oberspannung und der Bruchlastspielzahl hergestellt. In [Hsu, 1981] wird ein bilinearer Zusammenhang angegeben, der auch die Belastungsfrequenz berücksichtigt. Nahezu alle Nachweise gegen Ermüdung in den bekannten Regelwerken basieren auf Wöhlerlinien, wenngleich sich diese in ihrem Verlauf deutlich unterscheiden können. Dieses Thematik wird in Abschnitt 2.7 ausführlich diskutiert.

Während der Streubereich zwischen dem 5% und 95% Quantilwert der Bruchlastspielzahl bei Stahl mit ca. 10^1 angegeben werden kann, liegt dieser bei Beton in einer Größenordnung von 10^3 bis 10^4 (vgl. [Thiele, 2015]). Diese hohe Streuung der Versagenslastspielzahlen kann mit der großen Streuung der statischen Druckfestigkeit erklärt werden. Bei der üblichen Darstellung der Wöhlerlinien mit der bezogenen Spannung $S_{max} = \sigma_{max}/f_c$ steht die streuende Größe im Nenner – die Streubreite steigt mit der Spannung an. Für eine aussagekräftige statistische Auswertung ist deshalb eine große Anzahl an Versuchen notwendig.

Aufgrund dieser großen Streuungen werden die Wöhlerlinien mit bestimmten Überlebenswahrscheinlichkeiten $P_{\bar{U}}$ angegeben (vgl. [Kessler-Kramer, 2002]). Die Regressionsgeraden, die üblicherweise für bestimmte bezogene Unterspannungen aus den Ermüdungsversuchen gewonnen werden, beschreiben dabei eine Überlebenswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{U}} = 50\%$. Im Gegensatz dazu werden für die Wöhlerlinien zur Bemessung in Regelwerken wie [CEB-FIP, 1990] Versuchsergebnisse ausgewertet und für eine Überlebenswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{U}} = 95\%$ angegeben (vgl. [Anders, 2007]). Wöhlerlinien mit verschiedenen Überlebenswahrscheinlichkeiten bei konstanter Unterspannung sind in Abbildung 2.22 schematisch dargestellt.

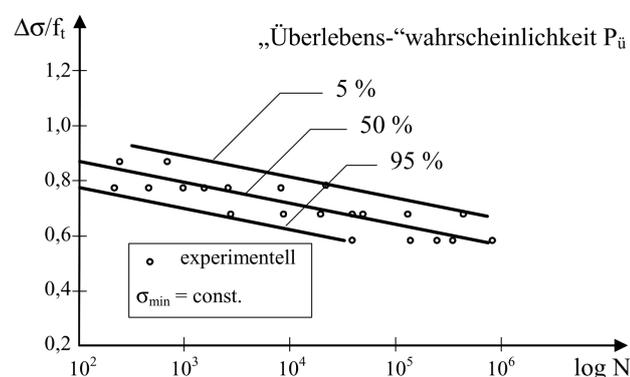


Abbildung 2.22: Wöhlerlinien mit Überlebenswahrscheinlichkeiten von $P_{\bar{U}} = 5\%$, $P_{\bar{U}} = 50\%$ und $P_{\bar{U}} = 95\%$ bei konstanter Unterspannung aus [Kessler-Kramer, 2002]

Diskussion über die Existenz einer Dauerschwingfestigkeit

Der Begriff der Dauerschwingfestigkeit geht auf AUGUST WÖHLER zurück. Definitionsgemäß ist die Dauerschwingfestigkeit jene Oberspannung, die bei gegebener Unterspannung in einem einstufigen Versuch unendlich oft ertragen werden kann. [Hohberg, 2004] zweifelt an deren theoretischer Existenz nicht. Kann durch die Ermüdungseinwirkung die erforderliche Aktivierungsenergie zur Lösung der Bindung innerhalb des Betongefüges nicht aufgebracht werden, kommt es zu keinerlei Schädigung. Dass die Dauerschwingfestigkeit in Schwingversuchen noch nicht bestätigt werden konnte, ist möglicherweise darin begründet, dass diese außerhalb des experimentell zugänglichen Bereiches liegt. Zahlreiche AutorInnen sprechen daher von einer Quasi-Dauerschwingfestigkeit, die aus praktischen Gründen durch lineare Extrapolation aus dem Zeitfestigkeitsbereich der Wöhlerlinien gewonnen wird (Abbildung 2.23).

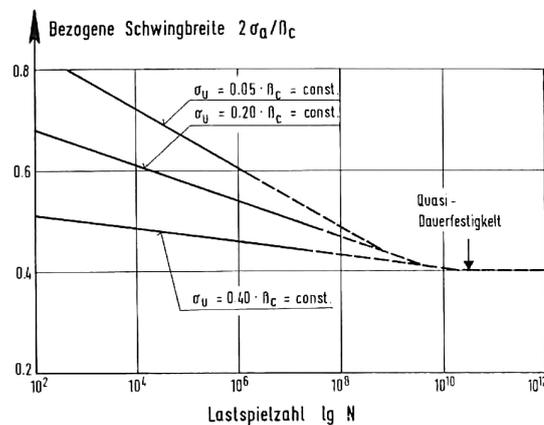


Abbildung 2.23: Wöhlerlinien für Beton bei konstanter Unterspannung mit extrapoliertem Quasi-Dauerfestigkeitsbereich [Weigler, 1981]

Hätten die Wöhlerkurven nun keinen horizontalen Ast, würden sich diese extrapolierten Geraden entweder in einem oder in mehreren Punkten schneiden. Ab den Schnittpunkten würden die umgekehrten Verhältnisse des Zeitfestigkeitsbereiches gelten, also größere Spannungsschwingbreiten zu geringerer Schädigung führen. Da dieses Phänomen unrealistisch wäre, gehen [RILEM, 1984], [Weigler, 1981] und [Klausen und Weigler, 1979] von einer Quasi-Dauerfestigkeit ab dem Bereich von 10^9 bis 10^{11} Lastspielen aus. Laut [Weigler, 1981] vollzieht sich mehr ein allmählicher Übergang als ein Schnittpunkt. Für Normalbeton unter Ermüdungsbeanspruchung kann eine Quasi-Dauerfestigkeit von etwa $0,4 \cdot f_c$ angegeben werden.

Nicht zuletzt aufgrund der fehlenden experimentellen Bestätigung, äußern sich manche AutorInnen kritisch hinsichtlich der Existenz einer Dauerschwingfestigkeit. In den Versuchen von [Tue und Mucha, 2006] konnte an hochfestem Beton keine Quasi-Dauerschwingfestigkeit nachgewiesen werden. Nach [Zilch und Zehetmaier, 2010] existiert bei Bauteilen, die Betriebsbelastungen ausgesetzt sind, eine Dauerfestigkeit nach aktuellem Wissensstand nicht. Es wird zudem angemerkt, dass der Nachweis mit der linearen Schadensakkumulation nach PALMGREN UND MINER mit einer Lastspielzahl N_∞ keine zutreffenden Ergebnisse liefert.

Schädigungsakkumulation

Da in Wirklichkeit kaum einstufige, konstante, zyklische Einwirkungen auftreten, können die Versagenslastspielzahlen nicht einfach aus Wöhlerversuchen abgeleitet werden. Deshalb spielt für die Bemessung von Tragwerken die Akkumulation der Ermüdungsschädigung, die aufgrund verschiedener Lastkollektive hervorgerufen wird, eine entscheidende Rolle. Die am weitesten verbreitete und zugleich einfachste Schadensakkumulationshypothese ist die Hypothese nach PALMGREN UND MINER. Dabei wird eine lineare Schädigungsentwicklung und damit eine Reihenfolgeunabhängigkeit zu Grunde gelegt. Es wird davon ausgegangen, dass jedes Lastspiel eine Teilschädigung n_i/N_i im Material verursacht. Diese kann reihenfolgeunabhängig zur Schadenssumme D aufsummiert werden (2.15). Hat die Schadenssumme D den Wert 1 erreicht, kommt es zum Versagen.

$$\sum_i \frac{n_i}{N_i} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \dots = D \quad (2.15)$$

Ob der Sinnhaftigkeit dieser aus dem Stahlbau stammenden Hypothese bei der Anwendung auf Beton wird in der Literatur heftig diskutiert. Viele AutorInnen stellen fest, dass die PALMGREN-MINER-Regel für Beton nicht geeignet ist, weil weder Reihenfolge der Belastungen noch Beanspruchungsfrequenz bzw. Ruhepausen eingehen. Die Ergebnisse können dabei auf der sicheren, aber auch auf der unsicheren Seite liegen. Im Laufe der Zeit sind verschiedene Modifikationen der PALMGREN-MINER-Regel entstanden, um die Nichtlinearität und die Reihenfolgeabhängigkeit näherungsweise zu berücksichtigen. Beispielhaft sei an dieser Stelle der Ansatz von [Holmen, 1979] erwähnt (2.16). Er schlägt vor, einen Interaktionsfaktor ω einzuführen, der eine Funktion von Belastungsparametern wie der Belastungsreihenfolge ist. Der Einfluss dieser Parameter kann aus Versuchen gewonnen werden. Auf diese Weise kann weiterhin auf die in großem Umfang vorhandenen einstufigen Wöhlerlinien zurückgegriffen, aber eine präzisere Vorhersage der Bruchlastspielzahl getroffen werden.

$$\sum_i \frac{n_i}{N_i} = \omega \quad (2.16)$$

ω ... Interaktionsfaktor (Funktion von Belastungsparametern)

Diese phänomenologischen Ansätze gelten in der Regel allerdings nur für eine Prüfserie und sind nicht allgemein gültig. Im Gegensatz dazu halten einzelne AutorInnen die Hypothese von PALMGREN UND MINER – zumindest für ihren Versuchsaufbau – für ausreichend genau (vgl. zB. [Tepfers et al., 1977]).

2.6.2 Energetische Ansätze

Eine gänzlich andere Strategie wird in [Grünberg und Göhlmann, 2006] mit einem auf [Pfanner, 2003] aufbauenden energetischen Ansatz zur Beschreibung des Materialverhaltens unter Ermüdungsbeanspruchung verfolgt. Dabei wird die Hypothese aufgestellt, dass

die durch Ermüdungsbeanspruchung aufgebrauchte Arbeit in einem bestimmten Schädigungsstadium der Arbeit bei monotoner Belastung entspricht, die dieselbe Schädigung D im Material erzeugt. Dieser Zusammenhang kann mit der geleisteten Arbeit nach Gleichung (2.17) ausgedrückt werden.

$$W^{da}(D) = W^{fat}(D, \sigma^{fat}, N) \quad (2.17)$$

Die Energiedissipation, die mit der mechanischen Schädigung einhergeht, ist für monotone Druckbeanspruchung und für Ermüdungsbeanspruchung in Abbildung 2.24 gegenübergestellt. Bei hundertprozentiger Schädigung ($D = 1$) kann keine Spannung mehr aufgenommen werden, während bei Wöhlerversuchen mit $N_i/N_f = 1$ das Versagen für das entsprechende Belastungsniveau eintritt. Geringere Spannungen könnten vom Material noch ertragen werden.

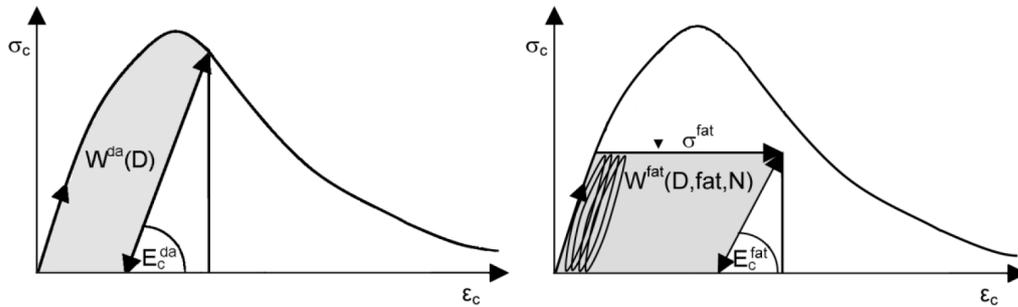


Abbildung 2.24: Schädigungsenergie bei monotoner Belastung (links) und bei Ermüdungsbeanspruchung (rechts) nach [Pfanner, 2003] aus [Grünberg und Göhlmann, 2006]

Die Erweiterung von [Grünberg und Göhlmann, 2006] besteht nun in der Erfassung der Belastungsreihenfolge bei mehrstufigen Lastkollektiven. Dabei wird für das erste Lastkollektiv σ_1^{fat} mit der Lastspielzahl ΔN_1 die Schädigung D^{fat} mit oben vorgestelltem Modell berechnet. Diese Schädigung kann nun benutzt werden, um für das zweite Lastkollektiv σ_2^{fat} die äquivalente Lastspielzahl $N_{equ,2}$ gemäß Gleichung (2.18) zu bestimmen. Die beiden Lastkollektive erzeugen also genau dieselbe Schädigung in Form von dissipierter Energie.

$$N_{equ,2} \left(\sigma_2^{fat}, W^{fat}(D) \right) = N_1 \left(\sigma_1^{fat}, W^{fat}(D) \right) \quad (2.18)$$

Analog wird beim nächsten Lastkollektiv vorgegangen. Ist die Lastspielzahl ΔN_2 des zweiten Lastkollektivs aufgebracht, wird die äquivalente Lastspielzahl $N_{equ,3}$ nach Gleichung (2.19) berechnet.

$$N_{equ,3} \left(\sigma_3^{fat}, W^{fat}(D) \right) = N_2 \left(\sigma_2^{fat}, W^{fat}(D) \right) \quad (2.19)$$

Danach kann die Schädigung durch das dritte Lastkollektiv mit ΔN_3 Lastspielen ermittelt werden. Folgt kein weiteres Lastkollektiv, wird die noch ertragbare Lastspielzahl N_r bestimmt. Die Bruchlastspielzahl setzt sich aus den Lastspielzahlen der einzelnen Lastspiele

ΔN_i und der Restlastspielzahl N_r zusammen. Die Bestimmung der ertragbaren Lastspielzahl für drei ansteigende Lastkollektive ist in Abbildung 2.25 grafisch dargestellt.

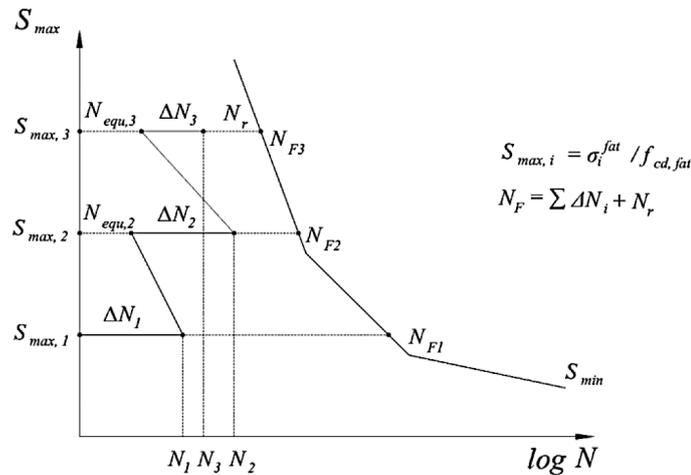


Abbildung 2.25: Bestimmung der ertragbaren Lastspielzahlen für einen ansteigenden dreistufigen Ermüdungsprozess nach [Grünberg und Göhlmann, 2006]

Obwohl dieser energetische Ansatz eine Berücksichtigung der Belastungsreihenfolge erlaubt und dadurch das Materialverhalten von Beton besser zu beschreiben vermag, steht demgegenüber die aufwendige und fehleranfällige Berechnung der Schädigungskurven. Außerdem sind nach [Hegger et al., 2012] noch weitere Versuche zur Kalibrierung des Verfahrens notwendig, da die Berechnungen mit Experimenten noch nicht ausreichend verifiziert werden konnten. Auch in [Oneschkow, 2014] konnte die Hypothese mit den Versuchen nicht bestätigt werden. Da der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie vor allem bei hochfestem Beton und hohen Belastungsgeschwindigkeiten nur schwer ermittelbar ist und zudem von der Beanspruchungshöhe und Belastungsgeschwindigkeit abhängt, sind nach Meinung der Autorin noch weitere Untersuchungen erforderlich.

2.7 Normative Nachweise gegen Ermüdung

Die in den aktuellen Regelwerken enthaltenen Ermüdungsnachweise können in drei verschiedene Stufen der Nachweisführung unterschieden werden. Bei den nachfolgend angeführten Nachweisstufen gehen mit steigender Reihung eine deutliche Zunahme der Genauigkeit, aber auch ein erheblich höherer Rechenaufwand einher. Zweckmäßigerweise wird der Nachweis deshalb stufenweise geführt:

- **Stufe 1:** Begrenzung der Spannungen bzw. Spannungsschwingbreiten von Beton und Betonstahl (Quasi-Dauerfestigkeitsnachweis)
- **Stufe 2:** Nachweis auf Basis schädigungsäquivalenter Spannungen bzw. Spannungsschwingbreiten (Vereinfachter Betriebsfestigkeitsnachweis)

- **Stufe 3:** Betriebsfestigkeitsnachweis auf Basis einer linearen Schadensakkumulation nach PALMGREN UND MINER

Das zu verwendende Lastmodell für die Ermittlung der Ermüdungsbeanspruchung hängt von der Nachweisstufe ab. In Stufe 1 wird in der Regel die häufige Einwirkungskombination bzw. eine dazu ähnliche Kombination verwendet. Im Gegensatz dazu werden bei Nachweisen in Stufe 2 und Stufe 3 eigene Lastmodelle erforderlich.

Ein Überblick über die enthaltenen Nachweisformate in den einzelnen untersuchten Regelwerken ist in Tabelle 2.2 gegeben.

Tabelle 2.2: Enthaltene Nachweisformate in den untersuchten Regelwerken

	Model Code 1990	Model Code 2010	EN 1992-1	EN 1992-2	DIBt- Richtlinie	DNV-OS- C502	ACI 318-08
Stufe 1	✓	✓	✓		✓		(✓)
Stufe 2	✓	✓	✓	✓			
Stufe 3	✓	✓		✓	✓	✓	

2.7.1 Model Code 1990 und 2010

Sowohl Model Code 1990 [CEB-FIP, 1990] als auch Model Code 2010 [fib, 2010] enthalten ein 3-stufiges Nachweiskonzept, das sich im Wesentlichen nur durch die verwendeten Wöhlerlinien unter Druckschwellbeanspruchung und durch die Definition des Bemessungswertes der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung unterscheidet. Die drei Stufen werden in diesem Regelwerk „Level I“ bis „Level III“ bezeichnet.

Einwirkungen, die nicht öfter als 10^4 -mal auftreten und deren Kombinationsbeiwert $\psi_1 = 0$ ist, gelten als nicht ermüdungswirksam und müssen nicht untersucht werden. Als Beispiele für ermüdungswirksame Einwirkungen werden Lasten hervorgerufen durch Fahrzeuge, Maschinen, Wind und Wellen genannt.

Für die Ermittlung der Spannungen unter Ermüdungsbeanspruchung ist ein linear elastisches Materialmodell zulässig. Dabei darf das Verhältnis der E-Moduli von Stahl und Beton vereinfachend mit $\alpha = 10$ angenommen werden. Spannungsumlagerungen in der Druckzone dürfen mit dem Faktor η_c berücksichtigt werden, sind aber auf die äußeren 300 mm begrenzt (siehe Abbildung 2.21).

Level I

Voraussetzung für die Verwendung des Nachweises im Level I ist eine maximale Lastspielzahl von 10^8 . Bei dieser vereinfachten Bemessung muss lediglich nachgewiesen werden, dass der Bemessungswert der maximal einwirkenden Betonspannung den Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit nicht überschreitet. Die Spannungsschwingbreite und die Lastspielzahl sind dabei unerheblich. Für die Ermittlung der einwirkenden Betonspannung werden die

ständig wirkenden Lasten, etwaige Vorspannkkräfte und die ungünstigste charakteristische veränderliche Einwirkung mit dem Kombinationsbeiwert ψ_1 berücksichtigt. Die entsprechenden Formeln für die Nachweise für Beton unter Druck- bzw. Zugbeanspruchung sind in den Gleichungen (2.20) bis (2.25) angegeben. Der Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen wird standardmäßig mit $\gamma_{Ed} = 1,1$ festgelegt. Ist die Berechnung der Spannungen hinreichend genau oder konservativ und durch in-situ Beobachtungen überprüft, darf dieser jedoch mit $\gamma_{Ed} = 1,0$ angenommen werden. Die unterschiedlichen Definitionen des Bemessungswertes der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung in [CEB-FIP, 1990] und [fib, 2010] sind in Gleichung (2.21) und (2.22) ersichtlich.

Beton unter Druckbeanspruchung:

$$\gamma_{Ed} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \eta_c \leq 0,45 \cdot f_{cd,fat} \quad (2.20)$$

γ_{Ed} ... Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen ($\gamma_{Ed} = 1,1$ bzw. $1,0$)

$\sigma_{c,max}(G, P, \psi_1 Q_k)$... maximale Betondruckspannung

η_c ... Faktor zur Berücksichtigung der Verteilung der Betondruckspannungen

$f_{cd,fat}$... Bemessungswert der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung

mit

$$f_{cd,fat,MC1990} = 0,85 \cdot \beta_{cc}(t) \cdot \left[f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{25 \cdot f_{ck0}} \right) \right] / \gamma_{c,fat} \quad (2.21)$$

$$f_{cd,fat,MC2010} = 0,85 \cdot \beta_{cc}(t) \cdot \left[f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{400} \right) \right] / \gamma_{c,fat} \quad (2.22)$$

$\gamma_{c,fat}$... Teilsicherheitsbeiwert für Beton ($\gamma_{c,fat} = 1,5$)

$\beta_{cc}(t)$... Koeffizient zur Berücksichtigung des Betonalters

f_{ck0} ... Bezugsspannung ($f_{ck0} = 10 \text{ N/mm}^2$)

und

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 \cdot |\sigma_{c1}| / |\sigma_{c2}|} \quad (2.23)$$

σ_{c1} ... Betonspannung 300 mm innerhalb der Randfaser

σ_{c2} ... Betonspannung in der Randfaser

Beton unter Zugbeanspruchung:

$$\gamma_{Ed} \cdot \sigma_{ct,max} \leq 0,33 \cdot f_{ctd,fat} \quad (2.24)$$

$\sigma_{ct,max}(G, P, \psi_1 Q_k)$... maximale Betonzugspannung

$f_{ctd,fat}$... Bemessungswert der Betonzugfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung

mit

$$f_{ctd,fat} = f_{ctk,0.05} / \gamma_{c,fat} \quad (2.25)$$

Level II

Der Nachweis im Level II kann angewendet werden, wenn sich die zyklische Einwirkung mit einer einzigen Laststufe beschreiben lässt. Der Nachweis gilt als erfüllt, wenn die Anzahl der auftretenden Lastspiele unter der Einwirkungskombination für Ermüdung während der Nutzungsdauer kleiner oder gleich der ertragbaren Lastspielzahl ist (2.26). Die ertragbaren Lastspiele können anhand der in den Gleichungen (2.28) bis (2.33) gegebenen Wöhlerlinien berechnet werden.

$$n \leq N \quad (2.26)$$

n ... Anzahl der auftretenden Lastspiele

N ... Anzahl der ertragbaren Lastspiele

Die maßgebende Einwirkungskombination für die Berechnung der Spannungen ist in Gleichung (2.27) mit der zyklischen Einwirkung Q_{fat} gegeben. Analog zu Level I darf der Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite mit $\gamma_{Ed} = 1,0$ anstatt von $\gamma_{Ed} = 1,1$ angenommen werden, wenn die Berechnung der Spannungen hinreichend genau oder konservativ ist und durch in-situ Beobachtungen überprüft wird.

$$\left(G_{sup} + G_{inf} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (2.27)$$

Beton unter Druckbeanspruchung nach [CEB-FIP, 1990]:

$$\log N_1 = (12 + 16 \cdot S_{c,min} + 8 \cdot S_{c,min}^2)(1 - S_{c,max}) \quad (2.28)$$

$$\log N_2 = 0,2 \cdot \log N_1 \cdot (\log N_1 - 1) \quad (2.29)$$

$$\log N_3 = \log N_2 \cdot (0,3 - 0,375 \cdot S_{c,min}) / \Delta S_c \quad (2.30)$$

mit

$S_{c,max} = |\sigma_{c,max}| / f_{ck,fat}$... maximale bezogene Druckspannung

$S_{c,min} = |\sigma_{c,min}| / f_{ck,fat}$... minimale bezogene Druckspannung

$\Delta S_c = |S_{c,max}| - |S_{c,min}|$... bezogene Spannungsschwingbreite

wobei

(a) wenn $\log N_1 \leq 6$, dann $\log N = \log N_1$

(b) wenn $\log N_1 > 6$ und $\Delta S_c \geq 0,3 - 0,375 \cdot S_{c,min}$, dann $\log N = \log N_2$

(c) wenn $\log N_1 > 6$ und $\Delta S_c < 0,3 - 0,375 \cdot S_{c,min}$, dann $\log N = \log N_3$

Beton unter Druckbeanspruchung nach [fib, 2010]:

$$\log N_1 = \frac{8}{Y-1} \cdot (S_{cd,max} - 1) \quad (2.31)$$

$$\log N_2 = 8 + \frac{8 \cdot \ln(10)}{Y-1} \cdot (Y - S_{cd,min}) \cdot \log \left(\frac{S_{cd,max} - S_{cd,min}}{Y - S_{cd,min}} \right) \quad (2.32)$$

mit

$$Y = \frac{0,45 + 1,8 \cdot S_{cd,min}}{1 + 1,8 \cdot S_{cd,min} - 0,3 \cdot S_{cd,min}^2} \quad (2.33)$$

und

$S_{cd,max} = \gamma_{Ed} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \eta_c / f_{cd,fat}$... maximale bezogene Druckspannung

$S_{cd,min} = \gamma_{Ed} \cdot \sigma_{c,min} \cdot \eta_c / f_{cd,fat}$... minimale bezogene Druckspannung

wobei

(a) wenn $\log N_1 \leq 8$, dann $\log N = \log N_1$

(b) wenn $\log N_1 > 8$, dann $\log N = \log N_2$

Die beiden Wöhlerlinien sind in Abbildung 2.26 gegenübergestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass der Ansatz aus [CEB-FIP, 1990] im relevanten Bereich bis 10^9 Lastspiele konservativer ausfällt, als jener aus [fib, 2010] und entsprechend weniger Lastspiele zulässt. Im Bereich höherer Bruchlastspielzahlen schneiden sich die Kurven und [fib, 2010] markiert den deutlich konservativeren Verlauf. In diesem hohen Bereich sind die Werte kaum durch Versuche bestätigt, weshalb in [fib, 2010] eine auf der sicheren Seite liegende Variante Einzug hielt (vgl. [Lohaus et al., 2011]). Ein horizontaler Ast, respektive eine Dauerschwingfestigkeit, ist in diesen Kurven nicht angegeben.

Der Vollständigkeit halber werden in den Gleichungen (2.34) und (2.35) auch die Wöhlerlinien für Druck-Zug-Wechselbeanspruchung (überwiegend Druck) und Zug-Druck-Wechselbeanspruchung (überwiegend Zug) bzw. reinen Zug angegeben. In allen anderen untersuchten Normen sind für diese Beanspruchungen keine Regelungen getroffen.

Beton unter Wechselbeanspruchung mit $\sigma_{ct,max} \leq 0,026 \cdot |S_{td,max}|$:

$$\log N = 9 \cdot (1 - S_{cd,max}) \quad (2.34)$$

Beton unter Wechselbeanspruchung mit $\sigma_{ct,max} > 0,026 \cdot |S_{td,max}|$:

$$\log N = 12 \cdot (1 - S_{td,max}) \quad (2.35)$$

mit $S_{td,max} = \gamma_{Ed} \cdot \sigma_{ct,max} / f_{ctd,fat}$... maximale bezogene Zugspannung

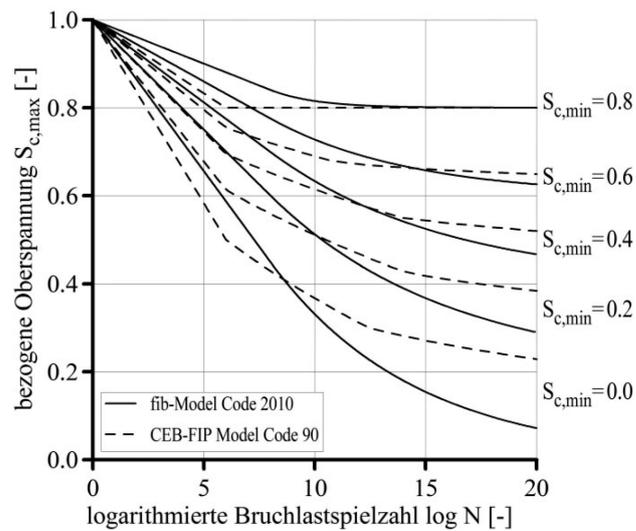


Abbildung 2.26: Wöhlerlinien für Beton unter Druckbeanspruchung nach MC 1990 und MC 2010 aus [Lohaus et al., 2012]

Level III

Level III sieht einen expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis mit einem Mehrstufenkollektiv auf Basis einer linearen Schadensakkumulation nach PALMGREN UND MINER vor. Dabei wird das Belastungsspektrum in j Kollektive unterteilt und für jedes Kollektiv i die Versagenslastspielzahl N_{Ri} ermittelt. Danach werden die einzelnen Belastungskollektive zur Schädigungssumme D aufsummiert und mit einer ertragbaren Schädigungssumme D_{lim} verglichen (2.36). Diese sollte für Beton geeignet gewählt werden und kann auch deutlich unter 1,0 liegen. Die Einwirkungskombinationen und Wöhlerlinien entsprechen jenen aus Level II.

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{n_{Si}}{N_{Ri}} \leq D_{lim} \quad (2.36)$$

D ... Schädigungssumme

n_{Si} ... Anzahl der auftretenden Lastspiele je Kollektiv i

N_{Ri} ... Anzahl der ertragbaren Lastspiele je Kollektiv i

D_{lim} ... ertragbare Schädigungssumme, abhängig von der Belastungsgeschichte

2.7.2 Eurocode 1992-1 und 1992-2

Nach Eurocode 2 [EN1992-1-1, 2015], [EN1992-2, 2012] sind in der Regel Tragwerke und tragende Bauteile, die regelmäßigen Lastwechseln unterworfen sind, gegen Ermüdung zu bemessen. Als Beispiele werden Kranbahnen und Brücken mit hohem Verkehrsaufkommen angegeben, wobei eine Reihe von Bauwerken und Bauelementen ausgenommen werden:

- Fußgängerbrücken, mit der Ausnahme von Tragwerksteilen, die sehr empfindlich auf Windangriff reagieren

- Bogen- und Rahmentragwerke mit einer minimalen Erdüberdeckung von 1,00 m und 1,50 m jeweils für Straßen- und Eisenbahnbrücken
- Gründungen
- Stützkonstruktionen und Pfeiler, die nicht fest mit dem Überbau verbunden sind
- Stützwände von Befestigungen für Straßen und Eisenbahn
- Widerlager von Straßen- und Eisenbahnbrücken, die nicht starr mit dem Überbau verbunden sind; außer Platten von Kastenwiderlagern
- Spann- und Betonstahl in Bereichen, wo unter der häufigen Einwirkungskombination und P_k nur Druckspannungen am Druckrand vorkommen

Der Nachweis gegen Ermüdung ist den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) zuzuordnen. Gemäß dem Sicherheitskonzept der Eurocodes für den GZT werden sowohl die Einwirkungsseite, als auch die Widerstandsseite mit Teilsicherheitsbeiwerten belegt. Für die Einwirkungen wird dieser jedoch mit $\gamma_{Ed,fat} = 1,0$ festgelegt, auf der Widerstandsseite wird $\gamma_{c,fat} = 1,5$ verwendet.

Die Spannungsermittlung erfolgt unter Annahme eines gerissenen Querschnittes und unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit, jedoch bei Erfüllung der Verträglichkeit der Dehnungen – genauere Angaben werden nicht gemacht.

Stufe 1

Kann Ungleichung (2.37) erfüllt werden, kann nach [EN1992-1-1, 2015] für Beton unter Druckbeanspruchung ausreichender Widerstand gegen Ermüdung angenommen werden. Die einwirkenden Spannungen werden unter Berücksichtigung der häufigen Einwirkungskombination ermittelt.

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (2.37)$$

$$\leq 0,9 \text{ für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 0,8 \text{ für } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{c,max}$... max. Spannung in einer Faser unter der häufigen Einwirkungskombination
 $\sigma_{c,min}$... min. Spannung in derselben Faser (wenn Zugspannung, dann gilt $\sigma_{c,min}=0$)
 $f_{cd,fat}$... Bemessungswert der Festigkeit des Betons beim Nachweis gegen Ermüdung

mit

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (2.38)$$

k_1 ... Beiwert für 10^6 Zyklen ($k_1 = 0,85$)

$\beta_{cc}(t_0)$... Beiwert für die Betonfestigkeit bei der Erstbelastung

t_0 ... Zeitpunkt der ersten zyklischen Belastung des Betons in Tagen

Stufe 2

Gelingt der Nachweis in Stufe 1 nicht, ist Stufe 2 anzuwenden. [EN1992-1-1, 2015] und [EN1992-2, 2012] enthalten jeweils für Standardfälle mit bekannten Belastungen einen Nachweis, bei dem der Widerstand gegen Ermüdung mit schädigungsäquivalenten Druckspannungen im Beton sichergestellt werden kann – siehe Gleichungen (2.39) bis (2.42). Hierfür wird ein zu den tatsächlichen Belastungskollektiven äquivalentes Einstufenkollektiv mit 10^6 Lastspielen betrachtet.

$$E_{cd,max,equ} + 0,43 \cdot \sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1 \quad (2.39)$$

mit

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}} \quad (2.40)$$

$$E_{cd,min,equ} = \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}} \quad (2.41)$$

$$E_{cd,max,equ} = \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}} \quad (2.42)$$

R_{equ} ... Verhältnis der Spannungen

$E_{cd,min,equ}$... min. Niveau der Spannungen

$E_{cd,max,equ}$... max. Niveau der Spannungen

$\sigma_{cd,max,equ}$... obere Spannung des schädigungsäquivalenten Spektrums bei $N = 10^6$

$\sigma_{cd,min,equ}$... untere Spannung des schädigungsäquivalenten Spektrums bei $N = 10^6$

Speziell für den Nachweis gegen Ermüdung bei Eisenbahnbrücken wird in [EN1992-2, 2012], Anhang NN eine Methode für die Ermittlung der schädigungsäquivalenten Spannungen beschrieben. In diesem Näherungsverfahren wird der Korrekturfaktor λ_c zur Berücksichtigung von Dauerspannung, Stützweite, Verkehrsaufkommen, Lebensdauer und Gleisanzahl nach Gleichung (2.43) verwendet.

$$\lambda_c = \lambda_{c,0} \cdot \lambda_{c,1} \cdot \lambda_{c,2,3} \cdot \lambda_{c,4} \quad (2.43)$$

$\lambda_{c,0}$... Beiwert zur Berücksichtigung der Dauerspannung

$\lambda_{c,1}$... Beiwert zur Berücksichtigung des Bauteiltyps und der Länge der Einflusslinie

$\lambda_{c,2,3}$... Beiwert zur Berücksichtigung des Verkehrsaufkommens und der Lebensdauer

$\lambda_{c,4}$... Beiwert zur Berücksichtigung mehrgleisiger Belastung

Diese Beiwerte werden nach den in [EN1992-2, 2012] angegebenen Formeln berechnet bzw. sind tabellarisch angegeben.

Die Berechnung der Spannungen des schädigungsäquivalenten Spektrums erfolgt dann nach den Gleichungen (2.44) und (2.45):

$$\sigma_{cd,max,equ} = \sigma_{c,perm} + \lambda_c \cdot (\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm}) \quad (2.44)$$

$$\sigma_{cd,min,equ} = \sigma_{c,perm} - \lambda_c \cdot (\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71}) \quad (2.45)$$

$\sigma_{c,perm}$... Druckspannung infolge charakt. Einwirkungskombination ohne LM 71

$\sigma_{c,max,71}$... max. Spannung infolge charakt. Einwirkungskombination mit LM 71

$\sigma_{c,min,71}$... min. Spannung infolge charakt. Einwirkungskombination mit LM 71

Stufe 3

Laut [EN1992-2, 2012] sollte für den Nachweis von Beton ein Betriebsfestigkeitsnachweis mit der Schadensakkumulationshypothese nach PALMGREN UND MINER geführt werden (2.46).

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (2.46)$$

m ... Anzahl von Intervallen mit konstanter Amplitude

n_i ... tatsächliche Anzahl von Lastzyklen mit konstanter Amplitude im Intervall i

N_i ... max. Zahl von Lastzyklen derselben konstanten Amplitude im Intervall i

$$\log N_i = 14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max,i}}{\sqrt{1 - R_i}} \quad (2.47)$$

mit

$$R_i = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}} \quad (2.48)$$

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}} \quad (2.49)$$

$$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}} \quad (2.50)$$

R_i ... Verhältnis der Spannungen

$E_{cd,min,i}$... min. Niveau der Druckspannungen

$E_{cd,max,i}$... max. Niveau der Druckspannungen

$\sigma_{cd,max,i}$... Oberspannung in einem Lastzyklus

$\sigma_{cd,min,i}$... Unterspannung in einem Lastzyklus

Die maßgebende Einwirkungskombination ohne der zyklischen Einwirkung (Grundkombination) ähnelt formal der häufigen Einwirkungskombination (Formel in der Klammer). Zur Berechnung der Schwingbreiten müssen nach Gleichung (2.51) zusätzlich zyklische, zur Ermüdung führende Einwirkungen Q_{fat} betrachtet werden.

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (2.51)$$

2.7.3 DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen

Nach der Richtlinie für Windenergieanlagen des Deutschen Instituts für Bautechnik [DIBt, 2012] sind bei Türmen und Fundamenten aus Spann- bzw. Stahlbeton Ermüdungsnachweise zu führen. Diese sind im Wesentlichen aus [CEB-FIP, 1990] übernommen und mit den Regeln aus Eurocode 2 [EN1992-1-1, 2015], [EN1992-2, 2012] in Einklang gebracht. Analog werden Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite und auf der Widerstandsseite berücksichtigt und ein Nachweis in Stufen – jedoch nur zwei – angeboten.

Stufe 1

Bis zu einer maximalen Lastspielzahl von $2 \cdot 10^9$ muss kein detaillierter Nachweis geführt werden, wenn folgende Ungleichung (2.52) erfüllt ist.

$$S_{cd,max} \leq 0,4 + 0,46 \cdot S_{cd,min} \quad (2.52)$$

$S_{cd,max}$ = $\gamma_{Ed} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \eta_c / f_{cd,fat}$... maximale bezogene Druckspannung

$S_{cd,min}$ = $\gamma_{Ed} \cdot \sigma_{c,min} \cdot \eta_c / f_{cd,fat}$... minimale bezogene Druckspannung

γ_{Ed} ... Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen ($\gamma_{Ed} = 1,1$)

η_c ... Faktor zur Berücksichtigung der Verteilung der Druckspannungen

$\sigma_{c,max}$... max. Druckspannung unter den Einwirkungskombinationen der Gruppe F

$\sigma_{c,min}$... min. Betondruckspannung an der gleichen Stelle (bei Zug ist $\sigma_{c,min} = 0$)

$f_{cd,fat}$... Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit unter Druckbeanspruchung

mit

$$f_{cd,fat} = 0,85 \cdot \beta_{cc}(t) \cdot f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) / \gamma_c \quad (2.53)$$

$\beta_{cc}(t)$... Koeffizient zur Berücksichtigung des Betonalters nach EC 2 mit $\beta_{cc}(t) < 1,0$

γ_c ... Teilsicherheitsbeiwert für Beton ($\gamma_c = 1,5$)

Stufe 3

Für den genaueren Nachweis wird eine Berechnung der Schädigungen unterschiedlicher Schwingbreiten auf Grundlage der Schadensakkumulationshypothese nach PALMGREN UND MINER notwendig. Die Schädigungssumme darf dabei den Wert 1,0 nicht überschreiten (2.54). Für diesen Betriebsfestigkeitsnachweis werden die Wöhlerlinien für Beton unter Druckbeanspruchung aus [CEB-FIP, 1990] verwendet.

$$D_{Ed} = \sum \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1,0 \quad (2.54)$$

$n(\Delta\sigma_i)$... Zahl der aufgebrauchten Lastwechsel für eine Schwingbreite $\Delta\sigma_i$

$N(\Delta\sigma_i)$... Zahl der aufnehmbaren Lastwechsel für eine Schwingbreite $\Delta\sigma_i$

2.7.4 Norwegische Normung

Die Norwegische Normung [DNV-OS-C502, 2012], [DNV-OS-J101, 2014] sieht für Offshore-Anlagen nur vergleichsweise detaillierte Nachweise auf Stufe III vor. Die Ermittlung der Schädigung soll nach [DNV-OS-C502, 2012] aufgrund der Regel von PALMGREN UND MINER nach Gleichung (2.55) erfolgen.

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \leq \eta \quad (2.55)$$

- k ... Anzahl der Spannungskollektive ($k \geq 10$)
- n_i ... Anzahl der Lastspiele für Kollektiv i
- N_i ... Bruchlastspielzahl für Kollektiv i
- η ... zulässige Schädigungssumme

Die zulässige Schädigungssumme ist dabei von der Möglichkeit der Wartung und vom Zutritt von Spritzwasser abhängig:

- $\eta=0,33$: kein Zutritt für Inspektion und Wartung
- $\eta=0,50$: unterhalb oder in der Spritzwasserzone
- $\eta=1,00$: oberhalb der Spritzwasserzone

Die Wöhlerlinien sind in den Gleichungen (2.56) bis (2.58) angegeben. Übersteigt die geplante Lebensdauer $\log N$ den Wert X , darf die Kurve mit dem Faktor C_2 multipliziert und die Lebensdauer entsprechend erhöht werden. Im Vergleich zu den zuvor genannten Regelwerken sind zwei wesentliche Unterschiede festzustellen. Zum einen hängt der Verlauf der Wöhlerlinien von den Umgebungsbedingungen (Faktor C_1) ab und zum anderen wird der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit abhängig von der Beanspruchungsart ermittelt. Während bei zentrischem Druck $f_{rd} = f_{cd}$ verwendet wird, wird der Widerstand bei Biegebeanspruchung mit dem Faktor $\alpha = 1,3 - 0,3 \cdot \beta > 1$ erhöht, sodass gilt $f_{rd} = \alpha \cdot f_{cd}$. Der Faktor β gibt das Verhältnis zwischen der kleinsten und größten gleichzeitig wirkenden Spannung in der Betondruckzone an. Der Abstand zwischen den beiden zur Berechnung verwendeten Punkten darf maximal 300 mm betragen.

Der Teilsicherheitsbeiwert für das Material wird mit $\gamma_c = 1,35$ festgelegt, wenn die Bemessung vorgegebene Toleranzen hinsichtlich Imperfektionen und Positionierung der Bewehrung enthält. Andernfalls muss $\gamma_c = 1,5$ verwendet werden. Diese Bemessung ermöglicht alternative Querschnittsabmessungen und eine abweichende Anordnung der Bewehrung, sofern sie den Widerstand um nicht mehr als 10% verringert. Auf der Einwirkungsseite beträgt der Teilsicherheitsbeiwert für alle Lasten $\gamma_{Ed} = 1,0$.

Die Spannungsermittlung soll anhand einer realistischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung erfolgen. Wird keine genauere Berechnung durchgeführt, dürfen die Betonspannungen mit einer linearen Spannungsverteilung in der Druckzone angenommen werden. Der Berechnung soll dann ein abgeminderter E-Modul von $0,8 \cdot E_{ck}$ zu Grunde gelegt werden.

$$\log N = C_1 \cdot \frac{\left(1 - \frac{\sigma_{max}}{C_5 \cdot f_{rd}}\right)}{\left(1 - \frac{\sigma_{min}}{C_5 \cdot f_{rd}}\right)} \quad (2.56)$$

f_{rd} ... Bemessungswert der Betondruckfestigkeit

σ_{max} ... maximale Betondruckspannung

σ_{min} ... minimale Betondruckspannung (bei Zug ist $\sigma_{min} = 0$)

$C_1 = 12$... für Konstruktionen an der Luft

$C_1 = 10$... für Konstruktionen unter Wasser unter Druckschwellbeanspruchung

$C_1 = 8$... für Konstruktionen unter Wasser unter Druck-Zug-Wechselbeanspruchung

C_5 ... Ermüdungsfestigkeitsparameter (für Beton $C_5 = 1,0$)

$$X = \frac{C_1}{1 - \frac{\sigma_{min}}{f_{rd}} + 0,1 \cdot C_1} \quad (2.57)$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \cdot (\log N - X) > 1,0 \quad (2.58)$$

2.7.5 Nordamerikanische Normung

Obwohl in der Amerikanischen Stahlbetonnorm [ACI318-08, 2008] kein Ermüdungsnachweis enthalten ist, wird dieser indirekt durch die Begrenzung der Betondruckspannungen erbracht (vgl. [Hegger et al., 2012]). Diese Begrenzung kommt einem Nachweis auf Stufe 1 gleich. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind bei vorgespannten Bauteilen die Randspannungen σ_1 und σ_2 nach den Ungleichungen (2.59) und (2.60) zu begrenzen.

$$\sigma_1 \leq 0,45 \cdot f'_c \quad (2.59)$$

$$\sigma_2 \leq 0,60 \cdot f'_c \quad (2.60)$$

σ_1 ... Randspannung in der Druckzone infolge Vorspannung und ständigen Lasten

σ_2 ... Randspannung in der Druckzone unter Vollast

f'_c ... Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen

2.7.6 Wöhlerlinien für Beton- und Spannstahl

Für die Ermüdungsnachweise von Beton- und Spannstahl sind in den aktuellen Normen bilineare Wöhlerlinien in doppelt logarithmischem Maßstab enthalten (Abbildung 2.27). Für deren Festlegung sind 4 Parameter notwendig: Der Knickpunkt, gekennzeichnet mit der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Rsk}$ bei N^* Lastwechseln, und die beiden Spannungsexponenten k_1 und k_2 für die Bereiche $N < N^*$ bzw. $N \geq N^*$. Die Wöhlerlinien wurden mit Hilfe statistischer Verfahren aus Versuchen abgeleitet und können nach [Zilch und Zehetmaier, 2010] vor allem in Bereichen für die keine ausreichende Datenbasis vorhanden ist nur als eine

auf der sicheren Seite liegende Abschätzung angesehen werden. Bis $N = N^*$ sollen sie die Versuchsergebnisse jedoch in guter Näherung widerspiegeln.

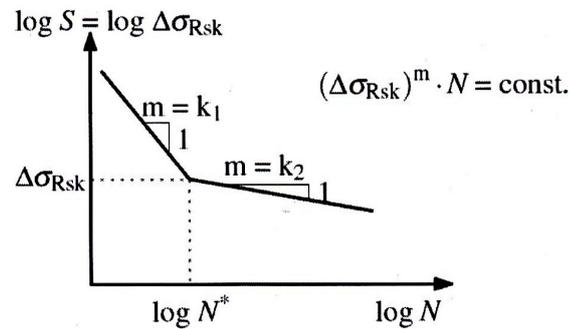


Abbildung 2.27: Form der Wöhlerlinie für Beton- und Spannstahl aus [fib, 2010]

Bei Betonstahl wird grundsätzlich zwischen geraden, gebogenen und geschweißten Stäben unterschieden. Zusätzliche Unterscheidungen zwischen den Stabdurchmessern sind in [CEB-FIP, 1990] und [fib, 2010] enthalten. Ebenfalls nur in [CEB-FIP, 1990] und [fib, 2010] werden abweichende Wöhlerlinien für Meeresumgebung angegeben, um einem möglichen Korrosionsrisiko durch Spritzwasser oder Meerwasserangriff in Wechselbereichen Rechnung zu tragen. Die Regelungen aus [DIBt, 2012] sind nicht eigenständig angeführt, da in diesem Regelwerk auf die Festlegungen in [EN1992-1-1, 2015] verwiesen wird. Eine Übersicht über Wöhlerlinien für Betonstahl unterschiedlicher Regelwerke ist in Tabelle 2.3 gegeben.

Tabelle 2.3: Parameter für die Wöhlerlinien von Betonstahl

Betonstahl	Model Code 1990/2010				EN 1992-1/EN 1992-2				
	N^*	k_1	k_2	$\Delta\sigma_{Rsk,N^*}$	$\Delta\sigma_{Rsk,10^8}$	N^*	k_1	k_2	$\Delta\sigma_{Rsk,N^*}$
Gerade und gebogene Stäbe $D \geq 25\phi$									
$\phi \leq 16$ mm	10^6	5	9	210	125	10^6	5	9	$162,5^{(1)}$
$\phi > 16$ mm	10^6	5	9	160	95	10^6	5	9	$162,5^{(1)}$
Gebogene Stäbe $D < 25\phi$	10^6	5	9	$-(1)$	$-(1)$	10^6	5	9	$-(1)$
Geschweißte Stäbe	10^7	3	5	50	30	10^7	3	5	58,5
Kopplungen	10^7	3	5	50	30	10^7	3	5	35
Marine Umwelt	10^7	3	5	$65^{(1)}$	$40^{(1)}$	–	–	–	–
$\Delta\sigma_{Rsk}$ in N/mm ²									
<i>(1) Für gebogene Stäbe sind die Werte der geraden Stäbe mit $\xi = 0,35 + 0,026D/\phi$ abzumindern.</i>									

Aufgrund der zahlreich vorhandenen Spannverfahren kann in Normen nicht auf jedes einzelne eingegangen werden. Deshalb sind auch die Wöhlerlinien für Spannstahl aus einer Zusammenfassung von Versuchsergebnissen abgeleitet und liegen entsprechend auf der sicheren Seite (vgl. [Zilch und Zehetmaier, 2010]). Unterschieden wird im Allgemeinen zwischen sofortigem und nachträglichem Verbund und gerader bzw. gekrümmter Spanngliedführung. Durch bauaufsichtliche Zulassungen können produktspezifisch günstigere Werte verwendet werden. Eine Übersicht über Wöhlerlinien für Spannstahl unterschiedlicher Regelwerke ist in Tabelle 2.4 gegeben.

Tabelle 2.4: Parameter für die Wöhlerlinien von Spannstahl

Spannstahl	Model Code 1990			Model Code 2010			EN 1992-1/EN 1992-2						
	N^*	k_1	k_2	$\Delta\sigma_{Rsk,N^*}$	$\Delta\sigma_{Rsk,10^8}$	N^*	k_1	k_2	$\Delta\sigma_{Rsk,N^*}$	N^*	k_1	k_2	$\Delta\sigma_{Rsk,N^*}$
<i>Sofortiger Verbund:</i>													
Gerade Litzen und Drähte	10^6	5	9	160	95	10^6	5	9	185	10^6	5	9	185
<i>Nachträglicher Verbund:</i>													
Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren	–	–	–	–	–	10^6	5	9	185	10^6	5	9	185
Gerade Spannglieder in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	160	95	10^6	5	10	150	10^6	5	10	150
Gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren	10^6	3	7	120	65	10^6	5	10	150	10^6	5	10	150
Gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren	10^6	3	7	120	65	10^6	5	7	120	10^6	5	7	120
Kopplungen	10^6	3	5	80	30	10^6	5	5	80	10^6	5	5	80
$\Delta\sigma_{Rsk}$ in N/mm ²													

2.7.7 Zusammenfassung und Vergleich

Im Hinblick auf die enthaltenen Nachweiskonzepte gegen Ermüdung der unterschiedlichen Normungen kann festgehalten werden, dass sich diese grundsätzlich kaum unterscheiden. Die Nachweise in Stufe 1 fordern eine Begrenzung der Betondruckspannungen ohne Berücksichtigung der Spannungsschwingbreite und der Lastspielzahl. Die zulässigen Betondruckspannungen liegen dabei in etwa auf Höhe der Begrenzungen im Gebrauchszustand. In Stufe 2 wird ein (zu den realen Lasten äquivalentes) Einstufenkollektiv betrachtet und die maximale Lastspielzahl direkt aus der jeweiligen Wöhlerlinie abgelesen. Bei den Nachweisen in Stufe 3 wird einheitlich eine Schädigungsberechnung mit der linearen Schadensakkumulationshypothese nach PALMGREN UND MINER empfohlen. Diese Regelung ist prinzipiell zu hinterfragen, werden doch weder Reihenfolge der Belastungen noch Beanspruchungsfrequenz oder Ruhepausen erfasst. Nach Meinung zahlreicher AutorInnen führen solche Berechnungen für Beton zu unzutreffenden Ergebnissen, die sowohl auf der sicheren, als auch auf der unsicheren Seite liegen können.

Die Unterschiede zwischen den einzelnen Normen liegen zum Teil in den verschiedenen Wöhlerlinien, wengleich die wichtigsten Einflüsse jeweils ähnlich abgebildet werden. Neben hoher bezogener Oberspannung reduziert auch eine große Spannungsschwingbreite, ausgedrückt durch die bezogene Unterspannung, die Versagenslastspielzahl. Ein Vergleich der Bruchlastspielzahlen bei verschiedenen Ober- bzw. Unterspannungen ist in Tabelle 2.5 gegeben. Die Richtlinie für Windenergieanlagen des Deutschen Instituts für Bautechnik ist nur der Vollständigkeit halber angeführt, die Wöhlerlinien sind – wie bereits erwähnt – mit jenen aus [CEB-FIP, 1990] identisch. Gerade diese zeigen im Vergleich die größten Abweichungen. Auffällig ist die enorme Differenz bei $S_{max} = 0,4$ und $S_{min} = 0,3$. Bei den anderen Regelwerken zeigen sich Unterschiede in einer Größenordnung von 10^1 bis maximal 10^2 . Zu erkennen ist eine hohe Sensibilität der Versagenslastspielzahl vor allem im Bereich hoher bezogener Unterspannungen. Insgesamt wird in allen Regelwerken der These Rechnung getragen, dass es vor allem hohe bezogene Spannungen sind, die den Beton schädigen und nur untergeordnet große Schwingbreiten.

Weitere Unterschiede ergeben sich durch die verwendeten Sicherheitskonzepte. In Tabelle 2.6 sind die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungs- und Widerstandsseite vergleichend gegenübergestellt. Auf der Einwirkungsseite werden sowohl Teilsicherheitsbeiwerte mit $\gamma_{Ed} = 1,1$ als auch mit $\gamma_{Ed} = 1,0$ verwendet, die abhängig von der Genauigkeit des Berechnungsverfahrens sein können. Auf der Widerstandsseite wird für den Beton fast einheitlich $\gamma_c = 1,5$ angenommen, eine Ausnahme stellt nur die Norwegische Norm [DNV-OS-C502, 2012] mit $\gamma_c = 1,35$ bei entsprechender Berechnung dar. Dasselbe Bild zeichnet sich bei der Betrachtung des Teilsicherheitsbeiwertes für die Bewehrung. Sämtliche Regelwerke verwenden $\gamma_s = 1,15$, bis auf die [DNV-OS-C502, 2012], hier wird abweichend $\gamma_s = 1,00$ zugelassen.

Signifikante Unterschiede sind bei der Ermittlung von $f_{ck,fat}$ festzustellen. In Tabelle 2.7 sind die Ermüdungsfestigkeiten für ausgewählte Betongüten ausgewertet. In Klammer ist der prozentuale Anteil von $f_{ck,fat}$ an f_{ck} angegeben. Der Beiwert β_{cc} zur Berücksichtigung des

Tabelle 2.5: Vergleich der Wöhlerlinien der untersuchten Regelwerke anhand verschiedener bezogener Spannungen und der Bruchlastspielzahl

		Model Code	Model Code	EN	DIBt-	DNV-OS-
		1990	2010	1992-2	Richtlinie	C502
$S_{max} = 0,4$	$S_{min} = 0,1$	10^{12}	10^{11}	10^{10}	10^{12}	10^{12}
	$S_{min} = 0,3$	10^{37}	10^{18}	10^{17}	10^{37}	10^{18}
$S_{max} = 0,6$	$S_{min} = 0,1$	10^5	10^7	10^6	10^5	10^5
	$S_{min} = 0,3$	10^8	10^9	10^8	10^8	10^8
	$S_{min} = 0,5$	10^{15}	10^{14}	10^{14}	10^{15}	10^{14}
$S_{max} = 0,8$	$S_{min} = 0,1$	10^3	10^3	10^3	10^3	10^3
	$S_{min} = 0,3$	10^4	10^5	10^4	10^4	10^3
	$S_{min} = 0,5$	10^4	10^6	10^5	10^4	10^5
	$S_{min} = 0,7$	10^5	10^8	10^8	10^5	10^8

Tabelle 2.6: Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte der untersuchten Regelwerke

		Model Code	Model Code	EN	EN	DIBt-	DNV-OS-
		1990	2010	1992-1	1992-2	Richtlinie	C502
Einwirkungsseite							
$\gamma_{Ed} =$	1,1 (1,0)	1,1 (1,0)	1,0	1,0	1,1	1,0	
Widerstandsseite							
$\gamma_c =$	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,35 (1,5)	
$\gamma_s =$	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,00 (1,10)	

Betonalters wird nicht in Rechnung gestellt und mit 1,0 angenommen. Nach Norwegischer Normung wird von zentrischer Druckschwellbeanspruchung ausgegangen bzw. $\alpha = 1,00$ gesetzt. Es fällt auf, dass [CEB-FIP, 1990], [EN1992-1-1, 2015], [EN1992-2, 2012] und [DIBt, 2012] den gleichen, vergleichsweise konservativen Ansatz verwenden. In [fib, 2010] wird $f_{ck,fat}$ abhängig von der Betongüte um bis zu 10% höher angegeben. Um bis zu 30% höhere Werte im Vergleich zu [CEB-FIP, 1990] sind in [DNV-OS-C502, 2012] ausgewiesen.

Ein wesentlicher Parameter ist der Beiwert β_{cc} zur Berücksichtigung des Erstbelastungsalters, der bei der Berechnung von $f_{ck,fat}$ in [CEB-FIP, 1990], [fib, 2010], [EN1992-1-1, 2015], [EN1992-2, 2012] und [DIBt, 2012] enthalten ist. Dieser wird gemäß Gleichung (2.61) ermittelt und nimmt nach 28 Tagen den Wert 1,0 an. Danach berücksichtigt er den Festigkeitsanstieg infolge fortschreitender Hydratation. In einer Berechnung der Schädigungssumme für einen Hybridturm einer Windenergieanlage variiert [Seidel, 2002] diesen Beiwert und stellt eine äußerst starke Abhängigkeit fest. Während bei einem Belastungsbeginn von 40 Tagen eine Schädigungssumme D von 1,0 und damit das rechnerische Ermüdungsversa-

Tabelle 2.7: Vergleich von $f_{ck,fat}$ der untersuchten Regelwerke mit $\beta_{cc} = 1,0$, der Klammerwert gibt den prozentualen Anteil von $f_{ck,fat}$ an f_{ck} an

	Model Code 1990	Model Code 2010	EN 1992	DIBt- Richtlinie	DNV-OS- C502
C20/25	15,6 (78%)	16,2 (81%)	15,6 (78%)	15,6 (78%)	–
C25/30	19,1 (77%)	19,9 (80%)	19,1 (77%)	19,1 (77%)	24,0 (96%)
C30/37	22,4 (75%)	23,6 (79%)	22,4 (75%)	22,4 (75%)	28,5 (95%)
C35/45	25,6 (73%)	27,1 (78%)	25,6 (73%)	25,6 (73%)	33,0 (94%)
C40/50	28,6 (71%)	30,6 (77%)	28,6 (71%)	28,6 (71%)	37,3 (93%)
C45/55	31,4 (70%)	33,9 (75%)	31,4 (70%)	31,4 (70%)	41,6 (93%)
C50/60	34,0 (68%)	37,2 (74%)	34,0 (68%)	34,0 (68%)	45,8 (92%)
C55/67	36,5 (66%)	40,3 (73%)	36,5 (66%)	36,5 (66%)	50,0 (91%)
C60/75	38,8 (65%)	43,4 (72%)	38,8 (65%)	38,8 (65%)	54,0 (90%)
C70/85	42,8 (61%)	49,1 (70%)	42,8 (61%)	42,8 (61%)	61,8 (88%)
C80/95	46,2 (58%)	54,4 (68%)	46,2 (58%)	46,2 (58%)	69,3 (87%)
C90/105	–	59,3 (66%)	49,0 (54%)	49,0 (54%)	76,5 (85%)
C100/115	–	63,8 (64%)	–	–	–

gen erreicht ist, beträgt diese bei einer Erstbelastung nach 80 Tagen lediglich 0,11. Dieser Sachverhalt, der in Abbildung 2.28 dargestellt ist, wirft natürlich die Frage auf, ob die Ermüdungsschädigung tatsächlich so stark vom Belastungsbeginn abhängig ist. Für den Nachweis gegen Ermüdung bietet sich durch eine spätere Erstbelastung die zweifelhafte Möglichkeit einer deutlich wirtschaftlicheren Bemessung.

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \cdot (1 - \sqrt{28/t})} \quad (2.61)$$

t ... Alter des Betons in Tagen

$s = 0,20$... für Zement der Klasse R

$s = 0,25$... für Zement der Klasse N

$s = 0,38$... für Zement der Klasse S

Regelungen zum Steifigkeitsverlust infolge Ermüdungsbeanspruchung und zu den Einflüssen aus Umgebungsbedingungen werden nur in [DNV-OS-C502, 2012] getroffen. Vor allem letztere beeinflussen die rechnerischen Bruchlastspielzahlen aber in erheblichem Maße. Spannungsumlagerungen im Querschnitt können nur durch [CEB-FIP, 1990] bzw. [fib, 2010] und [DNV-OS-C502, 2012] in begrenztem Umfang erfasst werden, indem die äußeren 300 mm der Betondruckzone betrachtet werden. Die Beschränkung wird u. a. von [Grünberg und Göhlmann, 2006] als unbegründet kritisiert. Eine umfangreichere Be-

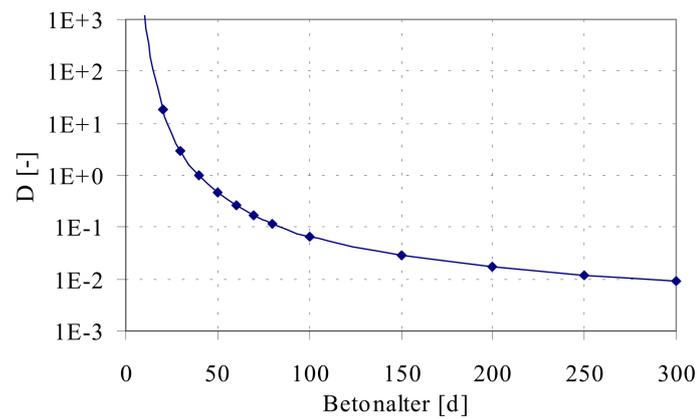


Abbildung 2.28: Verlauf der Schädigungssumme D in Abhängigkeit vom Belastungsbeginn aus [Seidel, 2002]

rücksichtigung würde zu weitaus höheren rechnerischen Versagenslastspielzahlen führen. Die Parameter Belastungsgeschwindigkeit bzw. -frequenz, die Belastungsfunktion, Ruhephasen oder mehraxiale Beanspruchung finden keinen Eingang in eines der untersuchten Regelwerke.

Ermüdungswiderstand unter Momenten-Normalkraft-Momentenspiel-Interaktion von Ringquerschnitten zufolge Model Code 2010

In diesem Kapitel soll der Einfluss der wesentlichen Bemessungsparameter auf den Ermüdungswiderstand von Ringquerschnitten nach den Vorgaben aus Model Code 2010 analysiert werden, wobei auf Basis der Erkenntnisse aus der Literaturstudie ein verfeinertes Materialmodell zur Spannungsermittlung entwickelt wird. Anhand von typischen Querschnitten zyklisch beanspruchter Turmbauwerke werden unterschiedliche Konfigurationen gegenübergestellt und deren Ermüdungswiderstand verglichen.

3.1 Einführung

Der Ermüdungswiderstand von Ringquerschnitten aus Beton unter Normalspannungen gewinnt in den letzten Jahren durch die Errichtung immer größerer zyklisch beanspruchter Turmbauwerke zunehmend an Bedeutung. Der Wunsch nach einer Energiewende erfordert den raschen Ausbau erneuerbarer Energien, wie z.B. in Form von leistungsfähigen Windenergieanlagen mit großen Nabenhöhen. Getrieben durch die Folgen des Klimawandels, wird das Thema Betonermüdung deshalb in naher Zukunft Gegenstand intensiver Forschung sein.

Hinsichtlich der Bauweisen von ermüdungsbeanspruchten Türmen mit Ringquerschnitten existieren unterschiedliche Konzepte. Bei einer, vor allem im deutschsprachigen Raum, sehr beliebten Bauweise werden vollständige Fertigteil-Betonkreislänge verwendet, die aufeinander gestapelt werden [Bögl et al., 2013]. Die Fugen zwischen den Ringen sind unbewehrt und die Türme erlangen ihre Tragfähigkeit erst durch eine vertikale Vorspannung. Alternativ dazu wurden früher oft durchgehend bewehrte Turmbauwerke in Ortbetonbauweise – auch ohne Vorspannung – hergestellt. Diese Methode ist heute jedoch

unüblich [Hau, 2017]. Eine ähnliche Tragfähigkeit haben polygonale Halbfertigteiltürme aus Doppelwänden mit einer monolithischen Betonfüllung und kontinuierlicher Bewehrung [Fischer und Schönweger, 2017].

In diesem Kapitel sollen die beiden Konzepte gegenübergestellt und der Einfluss der wesentlichen Bemessungsparameter untersucht werden. Dabei werden den Vergleichsrechnungen die Vorschriften aus [fib, 2010] zu Grunde gelegt, da in diesem Regelwerk die aktuellsten und umfangreichsten Regelungen für eine Ermüdungsbemessung enthalten sind. Diese wurden in Abschnitt 2.7 ausführlich diskutiert. Für die Ermittlung der Spannungen sollen die Erkenntnisse aus der Literaturlauswertung herangezogen werden, um die Veränderung der Materialkennwerte unter zyklischer Beanspruchung entsprechend den Versuchsergebnissen zu berücksichtigen.

Tabelle 3.1: Zu untersuchende Parameter und deren Bandbreite

PARAMETER		BANDBREITE DES PARAMETERS	
<i>Geometrie</i>			
Außendurchmesser	D	4,0 – 12,0 m	
Wanddicke	d	0,3 – 0,5 m	
Ecken	k	12 – 60 (\approx Kreisring)	
<i>Bewehrung</i>			
Bewehrungsgrad	ρ	0% – 4%	
<i>Beton</i>			
Festigkeit	f_{ck}	30 – 90 N/mm ²	
Erstbelastung	t	28 – 100 Tage	
<i>Bemessung</i>			
Lastspiele	n	10 ⁰ – 10 ⁹	

Die Bandbreiten der Einflussfaktoren werden von Vorgaben unterschiedlichster Natur eingegrenzt. Aufgrund der erforderlichen Nabenhöhen der Türme ergeben sich für den Betonquerschnitt Außendurchmesser D von 4,0 m bis 12,0 m mit Wandstärken d von 0,3 m bis 0,5 m. Nicht zuletzt aus ausführungstechnischen Gründen stellt sich für durchgehend bewehrte Türme in Halbfertigteilbauweise, v.a. mit Hohlwänden, nach [Fischer und Schönweger, 2017] eine Eckenanzahl $k = 12$ als sinnvoll heraus. Der Bewehrungsgrad ρ wird durch die Vorgaben aus den einschlägigen Normen auf maximal 4% beschränkt. Die Bandbreite der Betondruckfestigkeit f_{ck} wird bei Fertigteilen mit rund 90 N/mm² und bei Ortbeton mit circa 50 N/mm² nach oben begrenzt. Für besondere Elemente, wie beispielsweise jene, wo die Vorspannung verankert wird, kommen auch höhe-

re Festigkeiten zum Einsatz. Die sinnvolle untere Schranke für Konstruktionsbeton liegt etwa bei etwa 30 N/mm². Die Erstbelastung von Windenergieanlagen erfolgt keinesfalls vor 28 Tagen nach dem Betonieren, aber jedenfalls vor 100 Tagen. Bei einer geplanten Lebensdauer von 20 bis 25 Jahren müssen derartige Turmbauwerke bis zu $n = 10^9$ Lastspielen widerstehen, weswegen die Spanne 10^0 bis 10^9 betrachtet wird. Die Bandbreiten der untersuchten Parameter sind in Tabelle 3.1 zusammengestellt.

3.2 Vorstudie

Im Vorfeld der Parameterstudie werden die Auswirkungen der Eckenanzahl bei polygonaler Grundrissform und der Einfluss des Außendurchmessers im Vergleich zur Wandstärke untersucht. Insbesondere soll geklärt werden, ob eine polygonale Form der Segmentquerschnitte bei der nachfolgenden Parameterstudie berücksichtigt werden muss.

3.2.1 Einfluss der Eckenanzahl

Die für das Turmbauwerk nach [Fischer und Schönweger, 2017] aufeinander gestapelten Ringsegmente werden in Halbfertigteilbauweise aus ebenen Doppelwänden hergestellt und weisen deshalb im Grundriss 12 Ecken auf. Daneben sind auch andere Systeme mit mehr oder weniger Ecken am Markt vertreten. Vorab sollen die Auswirkungen dieses Charakteristikums analysiert werden.

Die Biegetragfähigkeit des Querschnittes wird durch das Flächenträgheitsmoment I_y und die Normalkrafttragfähigkeit durch die Querschnittsfläche A bestimmt. Um den Einfluss der Anzahl der Ecken zu untersuchen, wird das Flächenträgheitsmoment und die Querschnittsfläche der Ringsegmente mit doppelt symmetrischem polygonalem Grundriss einem Kreisring gegenübergestellt (Abbildung 3.2 und 3.3). Dabei wird das Polygon dem Außendurchmesser D eingeschrieben. Diese Zusammenhänge gelten unabhängig vom Außendurchmesser D und von der Wandstärke d . Die Ermittlung des Flächenträgheitsmomentes und der Querschnittsfläche erfolgt nach Gleichung (3.1) bzw. (3.2) mit den geometrischen Definitionen nach Abbildung 3.1.

$$I_y = \frac{k}{96} \cdot a_a^4 \cdot \frac{2 + \cos\alpha}{(1 - \cos\alpha)^2} \cdot \sin\alpha - \frac{k}{96} \cdot a_i^4 \cdot \frac{2 + \cos\alpha}{(1 - \cos\alpha)^2} \cdot \sin\alpha \quad (3.1)$$

$$A = \frac{k \cdot a_a^2}{4 \cdot \tan(\pi/k)} - \frac{k \cdot a_i^2}{4 \cdot \tan(\pi/k)} \quad (3.2)$$

mit

$$\alpha = \frac{360}{k} \quad (3.3)$$

k ... Anzahl der Ecken

a_a ... Seitenlänge außen

a_i ... Seitenlänge innen

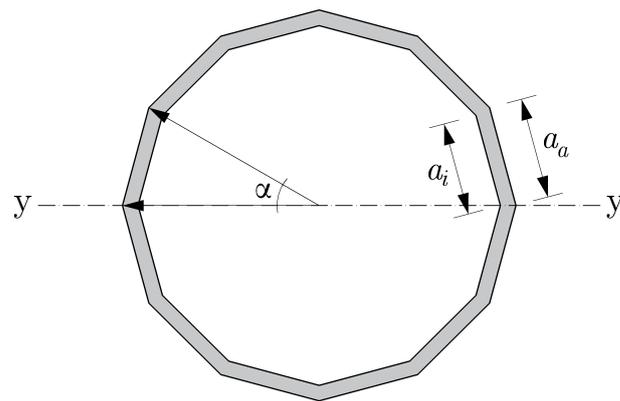


Abbildung 3.1: Seitenlängen a_a bzw. a_i und Winkel α des doppelt symmetrischen Querschnittes mit k Ecken

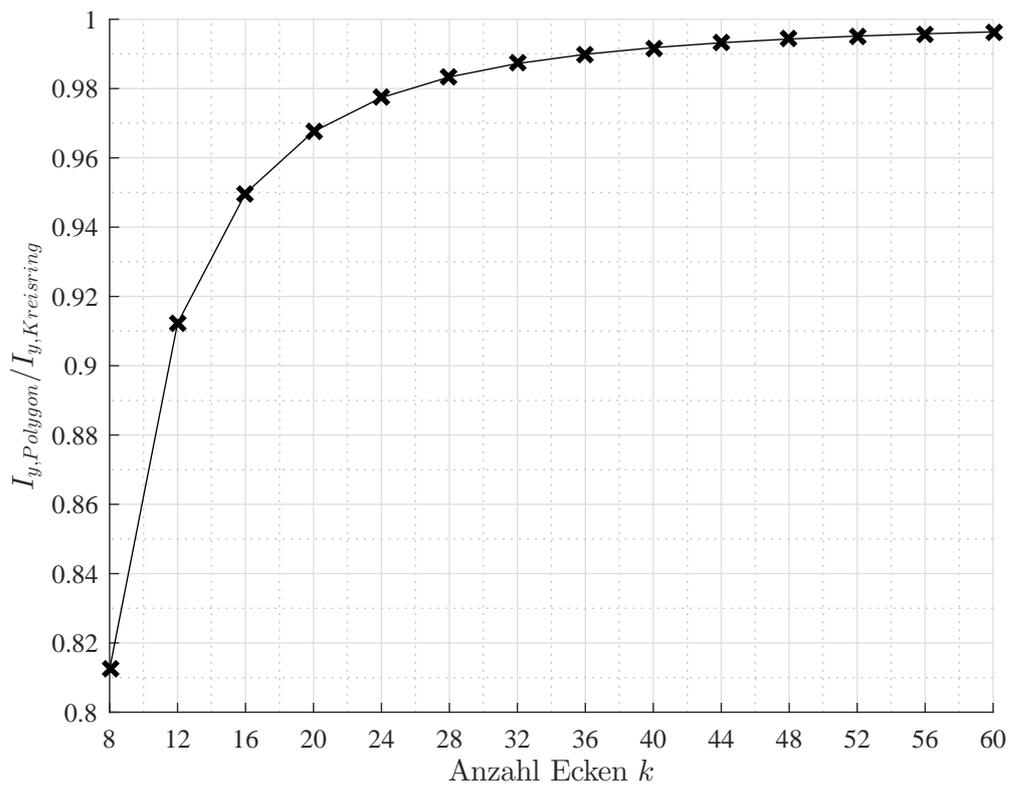


Abbildung 3.2: Abweichung des Flächenträgheitsmomentes I_y zwischen polygonaler Näherung und Kreisring in Abhängigkeit von der Anzahl der Ecken k

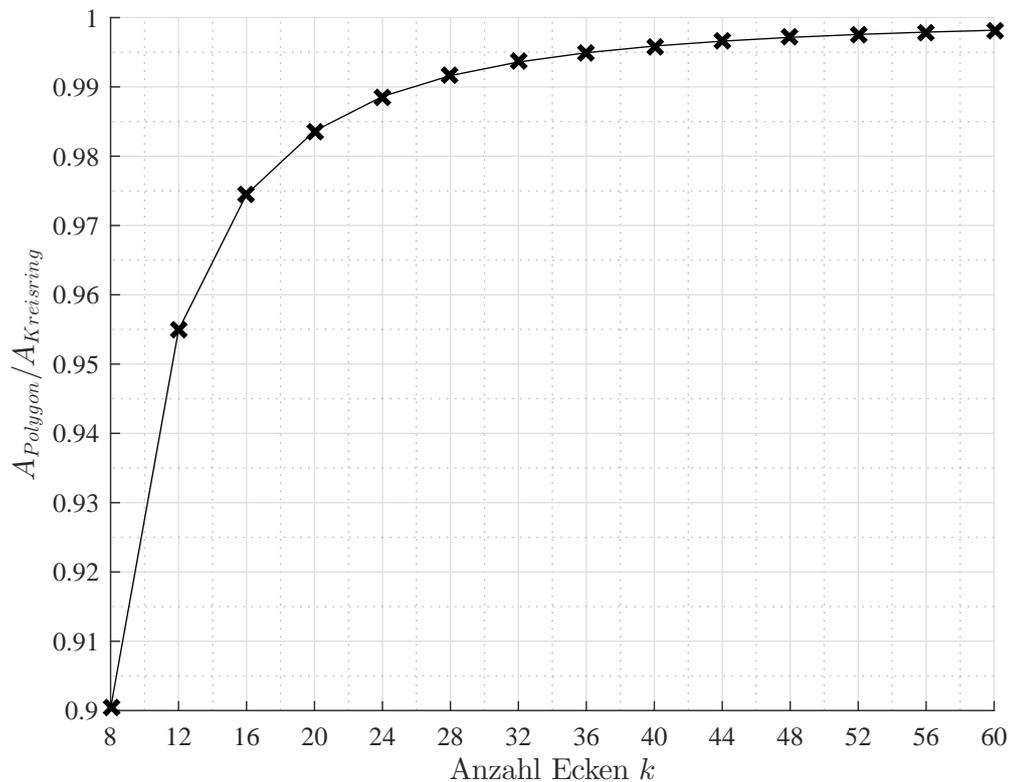


Abbildung 3.3: Abweichung der Querschnittsfläche A zwischen polygonaler Näherung und Kreisring in Abhängigkeit von der Anzahl der Ecken k

Im direkten Vergleich fällt auf, dass sich beim Flächenträgheitsmoment I_y die größeren Differenzen ergeben. Diese betragen bei 8 Ecken knapp 20% und bei 12 Ecken knapp 10%. Aufgrund der doch beträchtlichen Abweichungen bei Querschnitten mit geringer Anzahl an Ecken ist es unerlässlich, die polygonale Form bei der Ermittlung des Flächenträgheitsmomentes zu berücksichtigen.

3.2.2 Einfluss der Belastungsrichtung

Da die Ringsegmente einen polygonalen Grundriss besitzen und einen Kreis nur annähern, spielt neben der Anzahl der Ecken auch die Belastungsrichtung eine Rolle. Die Relevanz des Einflusses dieses Faktors soll ebenfalls im Vorfeld der Parameterstudie geklärt werden.

Anhand eines doppelt symmetrischen Querschnittes eines Ringsegmentes lässt sich der Einfluss der Belastungsrichtung verdeutlichen. Verläuft die Schwerachse durch zwei gegenüberliegende Ecken, erhält man als Abstand zur äußersten Faser den Radius jenes Kreises, dem das Polygon eingeschrieben ist. Dreht man die Schwerachse allerdings so, dass diese normal auf zwei gegenüberliegende Seitenwände steht, ergibt sich ein geringerer Abstand zur Schwerachse. Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 3.4 veranschaulicht.

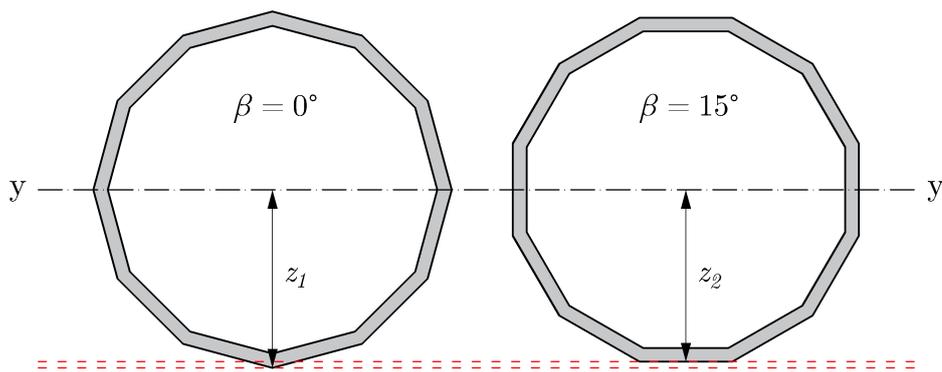


Abbildung 3.4: Abstände z_1 und z_2 zur Schwerachse bei 0° und 15° Drehung für einen Querschnitt mit $k = 12$ Ecken

Da das Flächenträgheitsmoment I_y stets dasselbe bleibt, hängt das Widerstandsmoment W_y nur vom Abstand z zur Schwerachse ab. Aus $z_1 > z_2$ folgt nach Gleichung (3.4), dass der Querschnitt bei $\beta = 0^\circ$ das geringere Widerstandsmoment aufweist.

$$W_{y,1} = \frac{I_y}{z_1} < W_{y,2} = \frac{I_y}{z_2} \quad (3.4)$$

Mit steigender Anzahl an Ecken nimmt der Einfluss der Belastungsrichtung ab. Um die Größenordnung des Einflusses zu untersuchen, werden verschiedene doppelt symmetrische Ringsegmente betrachtet. Mit $z_1 = D/2$ folgt nach Abbildung 3.5 der trigonometrische Zusammenhang zwischen z_1 und z_2 nach Gleichung (3.5). Der Winkel β wird nach Gleichung (3.6) ermittelt.

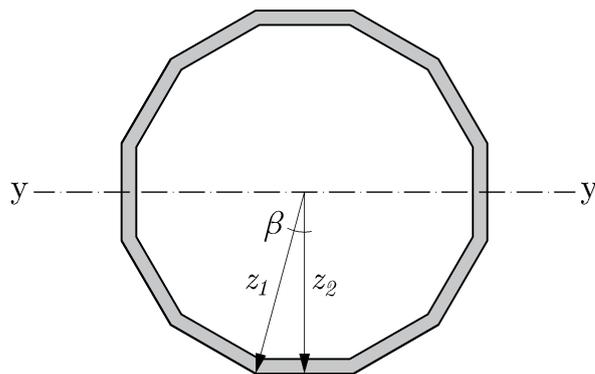


Abbildung 3.5: Zusammenhang zwischen z_1 und z_2

$$z_2 = \cos\beta \cdot D/2 \quad (3.5)$$

$$\beta = \frac{\pi}{k} \cdot \frac{180}{\pi} = \frac{180}{k} \quad (3.6)$$

Da, wie oben erwähnt, das Flächenträgheitsmoment von einer Drehung unabhängig ist, lässt sich das Verhältnis der Widerstandsmomente unabhängig vom Außenradius D nach Gleichung (3.7) angeben.

$$\frac{W_{y,1}}{W_{y,2}} = \frac{I_y/z_1}{I_y/z_2} = \frac{z_2}{z_1} = \frac{\cos\beta \cdot D/2}{D/2} = \cos\beta \quad (3.7)$$

Wertet man das Verhältnis der Widerstandsmomente für doppelt symmetrische Ringsegmente mit $k = 8$ bis 60 Ecken aus, so erkennt man, dass bei 8 Ecken 7,6% und bei 12 Ecken 3,4% Abweichung beim Widerstandsmoment zwischen minimalem und maximalem Abstand zur Schwerachse z festzustellen sind. Dieser Sachverhalt ist in Abbildung 3.6 wiedergegeben.

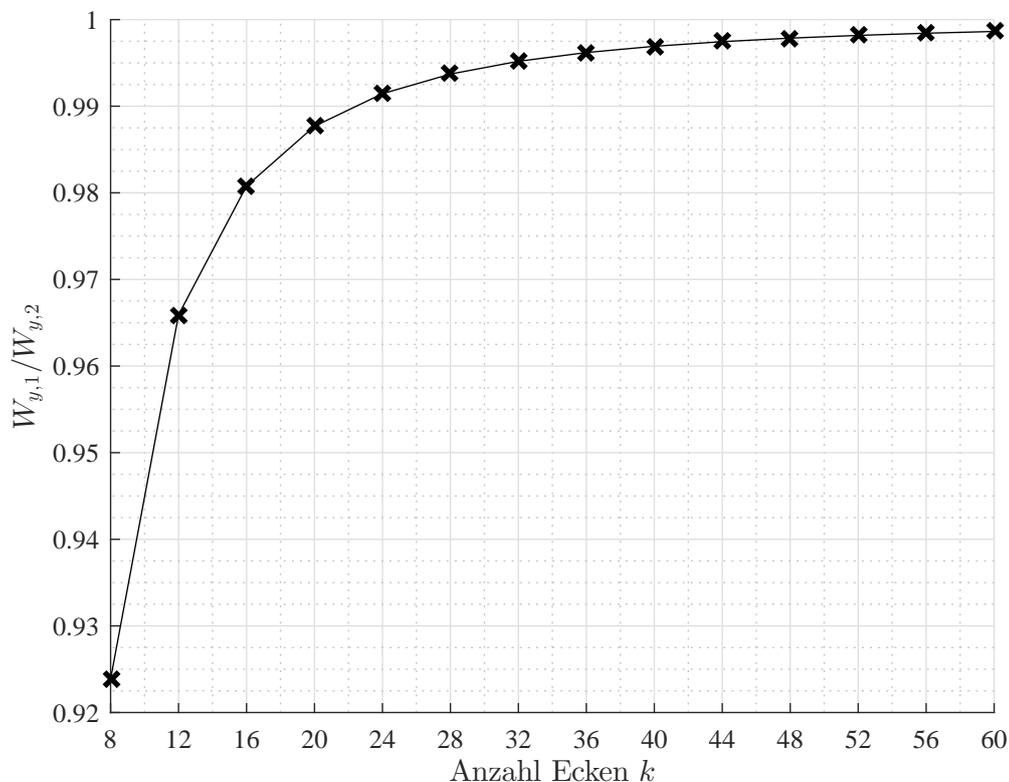


Abbildung 3.6: Abweichung des Widerstandsmomentes W_y zwischen maximalem und minimalem Abstand z zur Schwerachse in Abhängigkeit von der Anzahl der Ecken k

Aufgrund der Abweichung bei Querschnitten mit wenigen Ecken muss die polygonale Form bei der Berechnung berücksichtigt werden. Um auf der sicheren Seite zu liegen, wird für die Parameterstudie stets jene Geometrie verwendet, bei der der Abstand z zur Schwerachse maximal ist.

3.2.3 Einfluss des Zementtyps und des Erstbelastungszeitpunktes

Die beiden Parameter Zementtyp und Erstbelastungszeitpunkt werden durch den Faktor $\beta_{cc}(t)$ nach Gleichung (3.8) bei der Ermittlung des Bemessungswertes der Betonfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung $f_{cd,fat}$ berücksichtigt. Nach 28 Tagen nimmt dieser den Wert 1,0 an und drückt danach den Festigkeitsanstieg infolge fortschreitender Hydratation aus, der vom verwendeten Zement abhängig ist.

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \cdot (1 - \sqrt{28/t})} \quad (3.8)$$

- t ... Alter des Betons in Tagen
- $s = 0,20$... für Zement der Klasse R
- $s = 0,25$... für Zement der Klasse N
- $s = 0,38$... für Zement der Klasse S

Bis zu einem Belastungsbeginn nach 28 Tagen, weist Beton mit Zement der Klasse R den höchsten β_{cc} -Faktor, respektive die höchste Festigkeit, auf. Bei späteren Erstbelastungszeitpunkten ist es Beton mit Zement der Klasse S, Beton mit Zement der Klasse N liegt jeweils dazwischen. Die Entwicklung des Faktors β_{cc} für die drei verschiedenen Zementtypen ist in Abbildung 3.7 veranschaulicht.

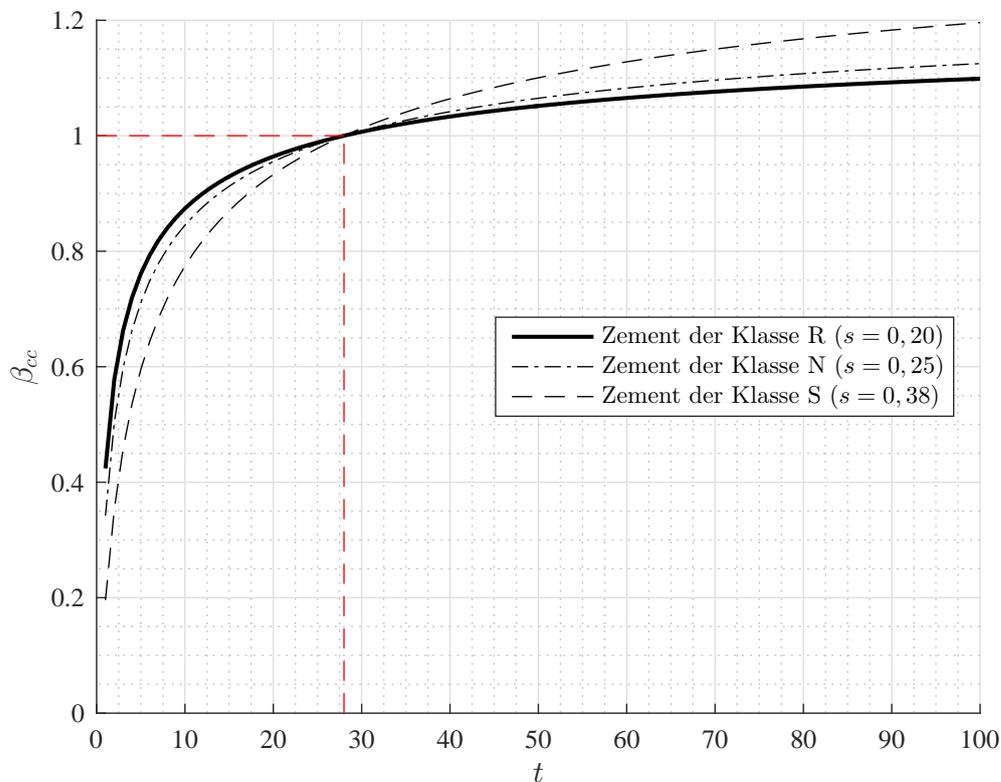


Abbildung 3.7: Faktor β_{cc} zur Berücksichtigung des Erstbelastungszeitpunktes für verschiedene Zementtypen

Wie bereits in Abschnitt 2.7 festgestellt, hat der Erstbelastungszeitpunkt einen enormen Einfluss auf die Schädigungssumme. In [Seidel, 2002] wird dieser als einziger variiert und die starke Abhängigkeit aufgezeigt: Während bei einem Belastungsbeginn von 40 Tagen eine Schädigungssumme von 1,0 – und damit rechnerisches Ermüdungsversagen – erreicht ist, beträgt dieser bei einer Erstbelastung nach 80 Tagen lediglich 0,11. Diese, von [Seidel, 2002] in Frage gestellte, große Abhängigkeit ist in Abbildung 2.28 dargestellt. Bei der folgenden Parameterstudie wird der Erstbelastungszeitpunkt deshalb nicht mehr gesondert untersucht und mit 60 Tagen als praxisorientierte Annahme festgelegt und der Kennwert für Zement der Klasse R verwendet, der in diesem Bereich den geringsten Festigkeitsanstieg aufweist bzw. dieser überall erhältlich und üblich ist.

3.2.4 Einfluss des Außendurchmessers und der Wanddicke

Im Vergleich zur Wanddicke kann dem Durchmesser der wesentlich größere Einfluss beige-messen werden. Dieser Umstand lässt sich anhand des Flächenträgheitsmomentes und der Querschnittsfläche sehr anschaulich erklären.

Bei der Berechnung des Flächenträgheitsmomentes gilt für dünnwandige Kreisringquer-schnitte Gleichung (3.9) in guter Näherung. Während bei dieser Näherung der Durchmesser mit der dritten Potenz in die Rechnung eingeht, besitzt die Wanddicke nur linearen Einfluss. Das Flächenträgheitsmoment lässt sich also mit dem Außendurchmesser wesentlich stärker steigern als mit der Wanddicke. Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 3.8a dargestellt.

$$I_y = \frac{\pi}{4} \cdot [(D/2)^4 - (D/2 - d)^4] \approx \pi \cdot [(D/2)^3 - d] \quad (3.9)$$

Betrachtet man die Querschnittsfläche nach Gleichung (3.10), so erkennt man, dass auch hier der Durchmesser den wesentlich größeren Einfluss besitzt. Im Vergleich zur Wanddicke kann die Querschnittsfläche mit dem Außendurchmesser etwa doppelt so schnell gesteigert werden. Die entsprechenden Verläufe sind in Abbildung 3.8b wiedergegeben.

$$A = \pi \cdot [(D/2)^2 - (D/2 - d)^2] \quad (3.10)$$

3.3 Spannungsermittlung

Aus einer sorgfältigen Auswertung der in der Literatur verwendeten Materialmodelle bei der Spannungsermittlung unter Ermüdungsbeanspruchung konnte keine eindeutige Empfehlung gewonnen werden. Während einige AutorInnen mit einer linear elastischen Spannungsermittlung ihrer Meinung nach das Auslangen finden, verwenden andere nicht lineare Materialmodelle mit und ohne Reduktion der Steifigkeit. Eine Übersicht der in der Literatur verwendeten Materialmodelle ist in Tabelle 3.2 gegeben.

Die relevanten Regelwerke enthalten nur wenige Hinweise zur Ermittlung der Spannungen. Nach Model Code 1990 [CEB-FIP, 1990] und Model Code 2010 [fib, 2010] ist ein linear elastisches Materialmodell zulässig und Spannungsumlagerungen dürfen mit dem

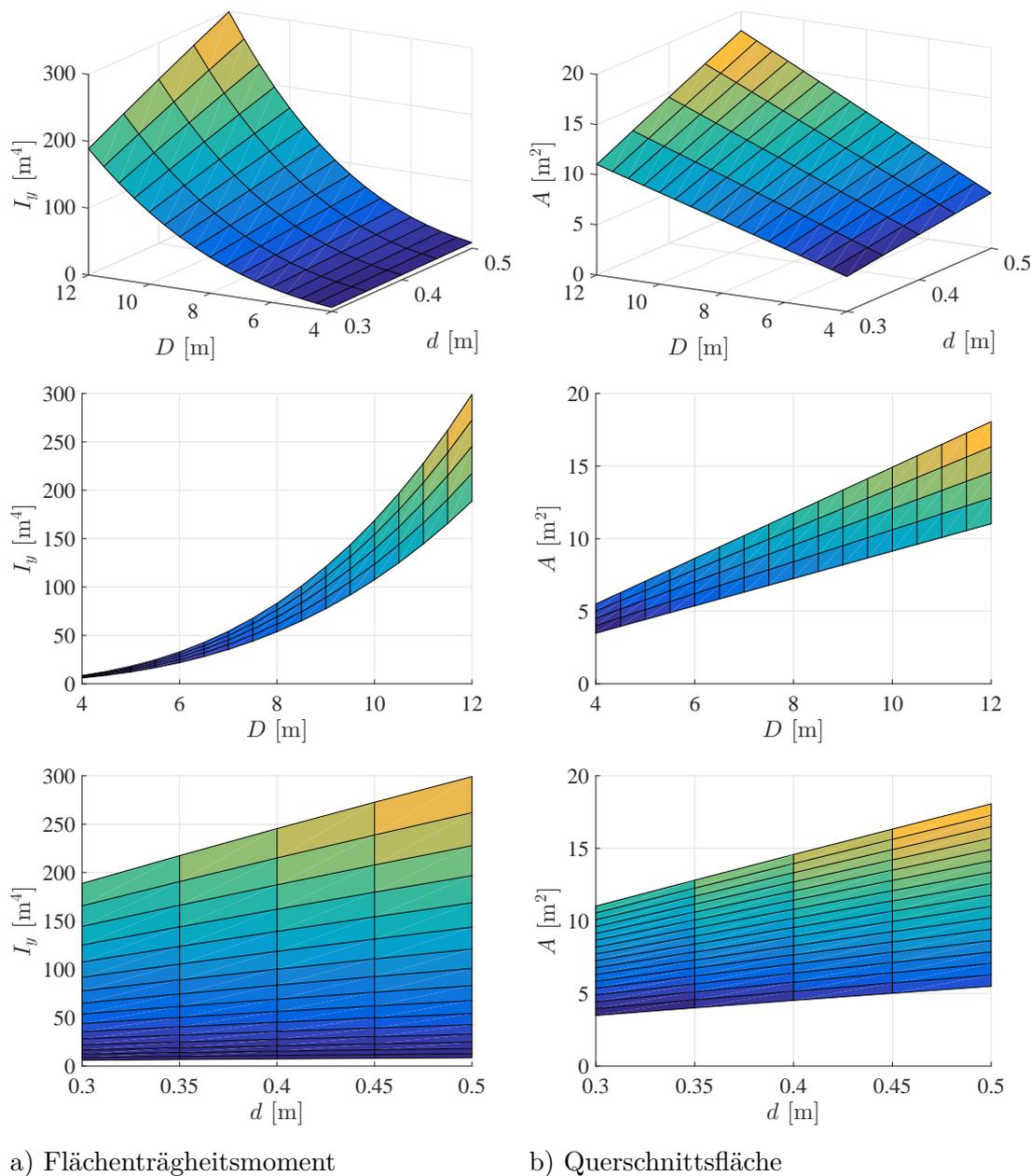


Abbildung 3.8: Einfluss des Durchmessers D und der Wanddicke d auf das Flächenträgheitsmoment I_y und die Querschnittsfläche A

Faktor η_c berücksichtigt werden. Allerdings beziehen sich diese Angaben nur auf das Gebrauchslastniveau (vgl. [Zilch und Zehetmaier, 2010]). In Eurocode 2 [EN1992-1-1, 2015] bzw. [EN1992-2, 2012] wird lediglich angemerkt, dass die Spannungsermittlung unter Annahme eines gerissenen Querschnittes erfolgen und die Betonzugfestigkeit vernachlässigt werden soll. Nach [DNV-OS-C502, 2012] soll der Berechnung eine realistische Spannungs-Dehnungs-Beziehung zu Grunde gelegt werden. Es kann eine lineare Spannungsverteilung in der Betondruckzone angenommen werden, wenn der E-Modul auf 80% reduziert wird.

Tabelle 3.2: In der Literatur verwendete Materialmodelle zur Spannungsermittlung unter Ermüdungsbeanspruchung

QUELLE	MATERIALMODELL
[CEB-FIP, 1990], [fib, 2010]	Zur Ermittlung der Spannungen unter Ermüdungsbeanspruchung ist ein linear elastisches Materialmodell zulässig. Das Verhältnis der E-Moduli von Stahl und Beton darf mit $\alpha = 10$ angenommen werden. Spannungsumlagerungen dürfen mit dem Faktor $\eta_c \leq 1$ berücksichtigt werden.
[Hegger et al., 2012]	Für die Spannungsermittlung unter Ermüdungsbeanspruchung bei einer WEA wird ein nicht lineares Materialmodell mit der Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach DIN 1045-1 verwendet.
[Urban et al., 2012]	Für den Ermüdungsnachweis eines Testfundamentes einer WEA wird eine lineare Spannungsermittlung mit einer Reduzierung des E-Moduls durchgeführt, um Spannungsumlagerungen zu berücksichtigen.
[Grünberg und Göhlmann, 2006]	Ein adaptiertes elasto-plastisches Materialgesetz des FE-Programmes ABAQUS wird benützt, um die Materialschädigung in Form der reduzierten elastischen Steifigkeit bei der Ermittlung der Spannungen unter Ermüdungsbeanspruchung einer WEA zu berücksichtigen.
[Seidel, 2002]	Für den Ermüdungsnachweis eines Hybridturmes für WEA werden die Spannungen linear ohne Umlagerung oder Reduktion des E-Moduls ermittelt.
[Fehlmann, 2012]	Für die Nachrechnung von Stahlbetonbrücken unter Ermüdungsbelastung wird für die Spannungsermittlung ein linear elastisches Materialgesetz verwendet. Um Kriechverformungen zu berücksichtigen, wird der E-Modul reduziert.
[Teworte, 2014]	Um das Querkrafttragverhalten unter Ermüdungsbeanspruchung abzubilden, wird für die Spannungsermittlung ein nicht lineares Materialmodell mit Berücksichtigung der Degradation der Zugfestigkeit und des E-Moduls verwendet.

WEA ... Windenergieanlagen

3.3.1 Definition des E-Moduls

Obwohl der E-Modul eines der Grundelemente der konstitutiven Beziehungen darstellt, ist dieser in den vorhandenen Regelwerken nicht einheitlich definiert. Überhaupt stehen mit dem Tangentenmodul und dem Sekantenmodul zwei unterschiedliche Moduli zur Verfügung. Deren Definition ist in Abbildung 3.9 ersichtlich.

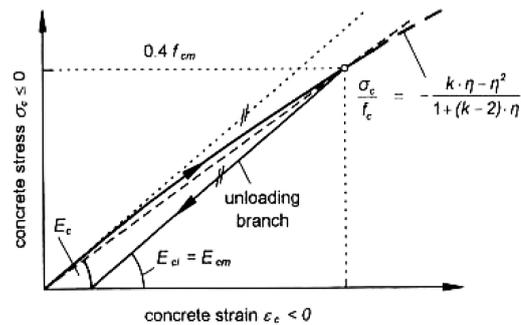


Abbildung 3.9: Definition des Tangentenmoduls (E_{ci}) und des Sekantenmoduls (E_c) aus [fib, 2010]

In [CEB-FIP, 1990] wird für den E-Modul der mittlere Tangentenmodul angegeben, der nach Gleichung (3.11) bestimmt werden kann.

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot [(f_{ck} + \Delta f) / f_{cm0}]^{1/3} \quad (3.11)$$

mit

$$E_{c0} = 2,15 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$\Delta f = 8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

Ähnlich ist der Tangentenmodul in [DIN1045-1, 2008] definiert, wie in Gleichung (3.12) zu erkennen ist. Zusätzlich ist in [DIN1045-1, 2008] auch ein Sekantenmodul angegeben, der nach Gleichung (3.13) ermittelt werden kann.

$$E_{c0m} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (3.12)$$

$$E_{cm} = \alpha_i \cdot E_{c0m} \quad (3.13)$$

mit

$$\alpha_i = (0,8 + 0,2 \cdot f_{cm}/88) \leq 1,0$$

In [EN1992-1-1, 2015] wird der Sekantenmodul mit dem Sekantenwert zwischen $\sigma_c = 0$ und $0,4 \cdot f_{cm}$ durch die Formel (3.14) angegeben. Leicht abweichend wird dieser in [fib, 2010] mit Gleichung (3.15) definiert.

$$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} \quad (3.14)$$

$$E_{cm} = 21,5 \cdot (f_{cm}/10)^{1/3} \quad (3.15)$$

mit

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

Ist der E-Modul von Beton ohnehin eine relativ stark streuende Größe, die hauptsächlich von den verwendeten Zuschlagstoffen abhängt, ergibt sich auch aufgrund des verwendeten Regelwerkes zum Teil eine signifikante Abweichung, die es zu beachten gilt. In den nachfolgenden Berechnungen wird die Beziehung aus [fib, 2010] nach Gleichung (3.15) verwendet, da diese die aktuellste Definition darstellt.

3.3.2 Steifigkeitsverlust

Im Zuge der Literaturrecherche (siehe Abschnitt 2.5) konnte festgestellt werden, dass es unter zyklischer Beanspruchung zu Veränderungen in den makroskopischen Materialkennwerten kommt. Von besonderer Bedeutung für die Spannungsermittlung ist dabei die Veränderung der Steifigkeit. Während der Ermüdungsbeanspruchung kommt es mit fortschreitender Lebensdauer zu einem kontinuierlichen Steifigkeitsverlust. Analog zur Entwicklung der Dehnungen infolge zyklischer Beanspruchung weist die Entwicklungskurve der Steifigkeit einen 3-phasigen Verlauf auf. Nach [CEB-FIP, 1990] bzw. [fib, 2010] darf das gegenüber Kurzzeitbeanspruchung vergrößerte Verhältnis der E-Moduli von Stahl und Beton mit $\alpha = 10$ angenommen werden, falls keine detaillierteren Betrachtungen angestellt werden. Durch die Auswertung von Versuchen aus der Literatur soll die Anwendbarkeit dieser Empfehlung überprüft und gegebenenfalls ein alternativer Vorschlag zur Berücksichtigung des Steifigkeitsverlustes gegeben werden.

In den meisten der vorliegenden Versuche wurden die E-Moduli als Sekantenmodul am Wendepunkt und am Versagenspunkt, seltener auch an den Phasenübergängen, angegeben. Da Phase II den wesentlichsten Anteil an der Lebensdauer hat, wird der E-Modul am Wendepunkt der S-förmigen Entwicklungskurve ausgewertet (Abbildung 3.10). Aufgrund der geringen Dehnungsraten in der zweiten Phase gilt dieser Wert in guter Näherung über 60% bis 90% der Lebensdauer. Die Steifigkeitsabnahme während Phase II beträgt in der Regel nicht mehr als 5% bis 10%. Beim Versagen scheint sich der Sekantenmodul von Normalbeton einem Wert von etwa 60% des Ausgangswertes anzunähern. Bei höherfesten Betonen, die durch spröderes Materialverhalten gekennzeichnet sind, liegt dieser Endwert etwas höher (vgl. [Holmen, 1979], [Petkovic et al., 1990], [Do et al., 1993], [Hohberg, 2004], [Oneschkow, 2014]).

Die Steifigkeitsreduktion wird in Form des auf den Ausgangswert bei Erstbelastung bezogenen Sekantenmoduls am Wendepunkt betrachtet. Dazu wird der Sekantenmodul

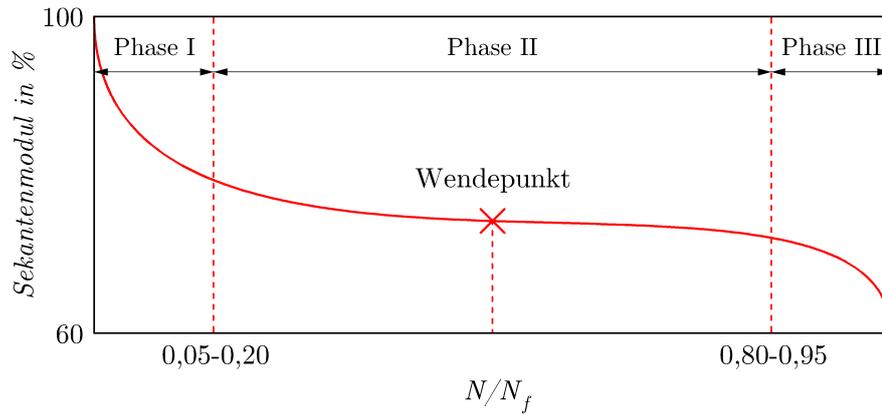


Abbildung 3.10: Steifigkeitsabminderung von Normalbeton über die Lebensdauer unter Ermüdungsbeanspruchung mit Wendepunkt der, S-förmigen Entwicklungskurve

unter Ermüdungsbeanspruchung $E_{c,fat}$ nach Gleichung (3.16) eingeführt, der mit dem Abminderungsfaktor α_{fat} berechnet werden kann.

$$E_{cm,fat} = \alpha_{fat} \cdot E_{cm} \quad (3.16)$$

$E_{cm,fat}$... Sekantenmodul am Wendepunkt der S-förmigen Entwicklungskurve

α_{fat} ... Abminderungsfaktor

E_c ... Sekantenmodul bei Erstbelastung

Für die Ermittlung der Abminderungsfaktoren zur Reduzierung des E-Moduls werden die Versuche aus [Holmen, 1979], [Petkovic et al., 1990], [Do et al., 1993], [Hohberg, 2004], [Oneschkow, 2014] und [Thiele, 2015] ausgewertet. In [Holmen, 1979] wurden Zylinder mit 100x250 mm und einer mittleren Zylinderdruckfestigkeit von etwa 45 N/mm² mit einem Alter zwischen 57 und 162 Tagen geprüft. Die bezogene Oberspannung betrug – je nach Versuchsreihe – 0,675, 0,750, 0,825, 0,900 oder 0,950, während die bezogene Unterspannung mit 0,050 und die Belastungsfrequenz mit 5 Hz konstant blieben. Zwei höherfeste Betone mit mittleren Zylinderdruckfestigkeiten von 55 N/mm² und 75 N/mm² wurden anhand von 100x300 mm großen Zylindern in [Petkovic et al., 1990] geprüft. Das Hauptaugenmerk dieser Versuche lag auf der Untersuchung des Einflusses der Unterspannung, weswegen sowohl die Ober- als auch die Unterspannung variiert wurden. Über das Alter der Proben und die Belastungsfrequenz werden keine Angaben gemacht. Zwischen 11 und 15 Wochen alte Zylinderproben mit 100x200 mm wurden in [Do et al., 1993] getestet. Dabei handelte es sich mit 92 N/mm² bzw. 112 N/mm² mittlerer Zylinderdruckfestigkeit um hochfeste Betone. Die aufgebrauchte bezogene Oberspannung betrug 0,700, 0,750, 0,850 oder 0,950 und die bezogene Unterspannung konstant 0,050. Konstant war auch die Belastungsfrequenz mit 1 Hz. Die umfangreichen Versuche in [Hohberg, 2004] wurden an drei verschiedenen Betonen ($f_{cm} = 32$ N/mm², 48 N/mm² und 98 N/mm²) mit Probekörperabmessungen von

100x300 mm durchgeführt. Die maschinenbedingte Unterspannung betrug konstant 2 MPa, was für die untersuchten Betone eine bezogene Unterspannung von 0,063, 0,042 bzw. 0,020 bedeutet. Die bezogenen Oberspannungen wurden in der Spanne von 0,590–0,870 verändert. Da auch ein möglicher Frequenzeinfluss geprüft wurde, betrug die Belastungsfrequenz 0,1 Hz bis 20 Hz. Über das Alter der Proben wird lediglich angemerkt, dass sie zum Zeitpunkt der Prüfung allesamt über 100 Tage alt waren. Die Versuche in [Thiele, 2015] wurden mehr als 200 Tage nach dem Betonieren an Proben mit Abmessungen von 100x200 mm und einer mittleren Zylinderdruckfestigkeit von 56 N/mm² durchgeführt. Sowohl Ober- als auch Unterspannung waren mit 0,750 und 0,350 konstant. Aufgrund der relativ hohen Unterspannung dürfte ein vergleichsweise geringer Steifigkeitsverlust beobachtet worden sein. Probekörper hochfester Betone ($f_{cm} = 113$ N/mm²) mit Abmessungen von nur 60x180 mm wurden in [Oneschkow, 2014] nach 28–100 Tagen bei variabler Oberspannung (0,600–0,950) und konstanter Unterspannung (0,050) getestet. Die Belastungsfrequenz wurde von 0,1 Hz bis 10 Hz variiert. Eine Zusammenstellung der für die Auswertung verwendeten Versuche ist in Tabelle 3.3 gegeben. Die Ergebnisse aus [Ibuk, 2008] und [Jiang et al., 2017] können leider nicht herangezogen werden, da die Versuche nicht bis zum Versagen gefahren worden sind. Eine Einordnung der Steifigkeitsdegradation am Wendepunkt ist daher nicht möglich.

Tabelle 3.3: Übersicht über die Versuche zur Ermittlung der Steifigkeitsreduktion

QUELLE	PROBEKÖRPER			BELASTUNG	
	Abmessungen [mm]	Alter [d]	f_{cm} [N/mm ²]	S_{max} [-]	S_{min} [-]
[Hohberg, 2004]	100x300	>100	32	0,600–0,840	0,063
[Holmen, 1979]	100x250	57–162	45	0,675–0,950	0,050
[Hohberg, 2004]	100x300	>100	48	0,590–0,840	0,042
[Petkovic et al., 1990]	100x300	k.A.	55	0,550–0,850	0,050–0,400
[Thiele, 2015]	100x300	>200	56	0,750	0,350
[Petkovic et al., 1990]	100x300	k.A.	75	0,600–0,950	0,050–0,600
[Do et al., 1993]	100x200	77–105	92	0,700–0,950	0,050
[Hohberg, 2004]	100x300	>100	98	0,600–0,870	0,020
[Do et al., 1993]	100x200	77–105	112	0,700–0,950	0,050
[Oneschkow, 2014]	60x180	28-100	113	0,600–0,950	0,050

Wie in Abschnitt 2.5.3 im Zuge der Literaturlauswertung bereits festgestellt, scheint die Abnahme der Steifigkeit weitestgehend frequenzunabhängig zu sein (vgl. [Holmen, 1979], [Pfanter, 2003], [Schwabach, 2005]). Nur in [Oneschkow, 2014] konnten Hinweise gefunden werden, dass die Steifigkeitsdegradation von der Belastungsgeschwindigkeit beeinflusst wird. Dieser Parameter wird deshalb für die folgenden Überlegungen außer Acht gelassen.

Über den Einfluss der Ober- und Unterspannung bzw. der Spannungsschwingbreite finden sich in der Literatur zum Teil widersprüchliche Ergebnisse. Im Allgemeinen erzeugen jedoch hohe Belastungsniveaus eine geringere Steifigkeitsabnahme. Deshalb werden für die Auswertung die Ergebnisse aus Versuchen mit vergleichsweise sehr hohen bezogenen Unterspannungen, wie in [Petkovic et al., 1990] mit $S_{min} = 0,400$ bis $S_{min} = 0,600$, nicht berücksichtigt.

Über die Auswirkung des Alters sind in der Literatur kaum Forschungsergebnisse vorhanden. Da die vorgestellten Versuche tendenziell an älter als zwei Monate altem Beton durchgeführt worden sind, wird dem Betonalter aber kaum Einfluss beigemessen.

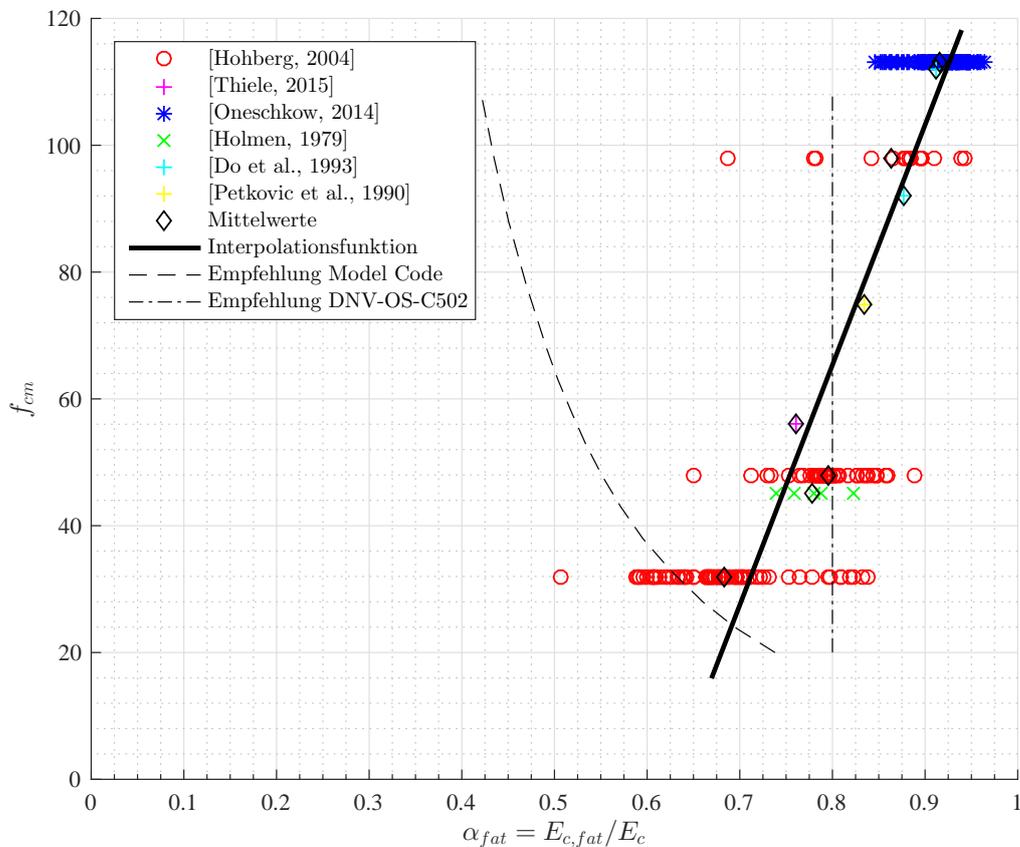


Abbildung 3.11: Funktion zur Abminderung der Steifigkeit, abgeleitet aus den Versuchen aus [Holmen, 1979], [Petkovic et al., 1990], [Do et al., 1993], [Hohberg, 2004] sowie [Oneschkow, 2014] und [Thiele, 2015] und verglichen mit den Vorgaben aus [CEB-FIP, 1990] bzw. [fib, 2010] und [DNV-OS-C502, 2012]

Die Auswertung der Versuche ist in Abbildung 3.11 graphisch dargestellt. Mit Hilfe einer linearen Interpolationsfunktion, die mit den Mittelwerten der Versuchsergebnisse bestimmt wird, kann für jede Betondruckfestigkeit der Abminderungsfaktor α_{fat} ermittelt werden. Im Vergleich zur Empfehlung aus [CEB-FIP, 1990] bzw. [fib, 2010] ist zu erkennen, dass die Abminderungsfunktionen gegenteilige Verläufe aufweisen. Mit steigender Betondruckfes-

tigkeit würde nach [CEB-FIP, 1990] bzw. [fib, 2010] auch eine höhere Steifigkeitsreduktion einhergehen. Diese Entwicklung steht in krassem Gegensatz zu den in Versuchen gemachten Beobachtungen, bei denen mit steigender Betonfestigkeit die Steifigkeitsreduktion abnimmt. Dass diese Vorgabe den Regelungen zur Spannungsermittlung unter Gebrauchslasten entstammt und bei der Berechnung der Betonspannungen unter Ermüdungsbeanspruchung zu widersprüchlichen Ergebnissen führen kann, wird auch in [Zilch und Zehetmaier, 2010] kritisch angemerkt.

Da die Empfehlung aus [CEB-FIP, 1990] bzw. [fib, 2010], das Verhältnis der E-Moduli von Stahl und Beton mit $\alpha = 10$ anzunehmen, zu unzutreffenden Ergebnissen führt, wird für die folgenden Berechnungen die Steifigkeitsreduktion nach der in Abbildung 3.11 dargestellten Interpolationsfunktion verwendet. Die Abminderungsfaktoren sind in Tabelle 3.4 für verschiedene Betondruckfestigkeiten angegeben.

Tabelle 3.4: Abminderungsfaktor α_{fat} für die Steifigkeit ausgewertet für verschiedene Betondruckfestigkeiten

f_{ck} [N/mm ²]	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100
f_{cm} [N/mm ²]	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	108
α_{fat}	0,73	0,74	0,75	0,77	0,78	0,79	0,81	0,83	0,86	0,89	0,91

3.3.3 Materialmodell

Obwohl die Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton einen charakteristischen, nichtlinearen Verlauf aufweist, darf nach [CEB-FIP, 1990] bzw. [fib, 2010] für die Spannungsermittlung unter Ermüdungsbeanspruchung trotzdem ein linear elastisches Materialmodell verwendet werden. Diese Regelung bezieht sich nach [Zilch und Zehetmaier, 2010] analog zur Spannungsermittlung unter Gebrauchslast auf den Bereich bis $0,4 \cdot f_{cm}$, in dem näherungsweise das Hook'sche Gesetz gilt. Die Spannungen unter Ermüdungsbeanspruchung können aber deutlich über jenen unter Gebrauchslasten liegen. Wachsende Mikrorisse im Zementstein und in der Verbundzone verursachen die Krümmung der Spannungs-Dehnungs-Linie und rechtfertigen ein linear elastisches Modell nicht. [Hegger et al., 2012] hält für die Ermittlung einer realistischen Spannungsverteilung die Verwendung eines physikalisch nicht linearen Werkstoffverhaltens für notwendig. Ebenso wie [Göhlmann, 2009] verwendet er die Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus der mittlerweile nicht mehr aktuellen Norm [DIN1045-1, 2008] für nichtlineare Berechnungen.

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung für nichtlineare Berechnungen aus [fib, 2010] ist in Gleichung (3.17) gegeben und in Abbildung 3.12 graphisch dargestellt. Diese Beziehung ist mit der Definition in [EN1992-1-1, 2015] identisch. Mit dem Parameter k wird die Elastizität des Betons ausgedrückt und die mittlere Zylinderdruckfestigkeit wird mit $f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa ermittelt.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (3.17)$$

mit

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$$k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$$

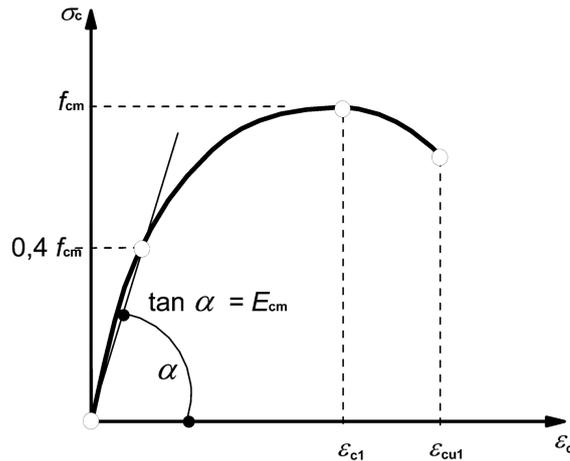


Abbildung 3.12: Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus [fib, 2010]

Da die vereinfachte Annahme aus [CEB-FIP, 1990] bzw. [fib, 2010], das gegenüber Kurzzeitbeanspruchung vergrößerte Verhältnis der E-Moduli von Stahl und Beton mit $\alpha = 10$ anzunehmen, zu unzutreffenden Ergebnissen führt, wurde im vorhergehenden Abschnitt eine detailliertere Methode zur Berücksichtigung der Steifigkeitsdegradation erarbeitet. Die aus Versuchen abgeleitete Funktion zur Reduzierung der Steifigkeit ist in Abbildung 3.11 dargestellt. Die Abminderungsfaktoren für den Sekantenmodul sind in Tabelle 3.4 für verschiedene Betondruckfestigkeiten angegeben.

Das Materialmodell für die Berechnung wird in Anlehnung an das nicht lineare Materialmodell aus [fib, 2010] definiert. Zur Berücksichtigung der Steifigkeitsdegradation wird der Sekantenmodul mit dem oben eingeführten Abminderungsfaktor α_{fat} multipliziert und als Zylinderdruckfestigkeit des Betons der Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit $f_{cd,fat}$ verwendet. Die Zusammenhänge sind in Gleichung (3.18) bis (3.20) angegeben und in Abbildung 3.13 graphisch dargestellt.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd,fat}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (3.18)$$

mit

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$$k = 1,05 \cdot E_{cm,fat} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cd,fat}$$

wobei

$$E_{cm,fat} = \alpha_{fat} \cdot E_{cm} \quad (3.19)$$

α_{fat} ... Abminderungsfaktor nach Tabelle 3.4

und

$$f_{cd,fat} = 0,85 \cdot \beta_{cc}(t) \cdot \left[f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{400} \right) \right] / \gamma_{c,fat} \quad (3.20)$$

$\beta_{cc}(t)$... Koeffizient zur Berücksichtigung des Betonalters

$\gamma_{c,fat}$... Teilsicherheitsbeiwert für Beton ($\gamma_{c,fat} = 1,5$)

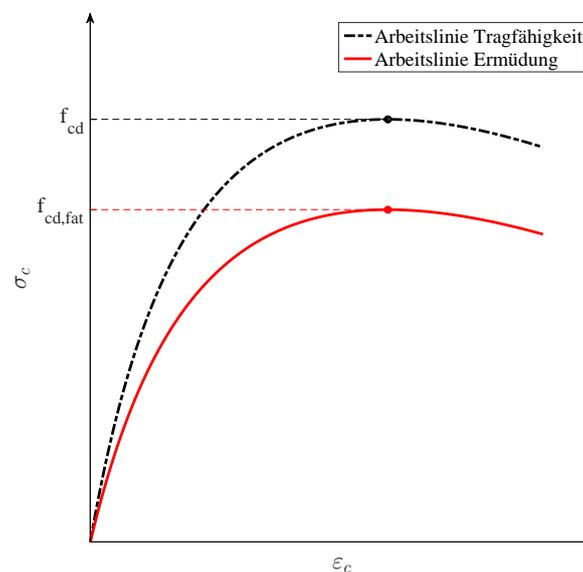


Abbildung 3.13: Nicht lineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die Berechnung der Spannungen für die Tragfähigkeit und für Ermüdung

3.4 Berechnungsablauf

Die Berechnung des Momentenspiels unter Ermüdungsbeanspruchung erfolgt nach dem Ansatz aus [Fischer und Schönweger, 2017] und wird mit dem der Mathematik-Software MATLAB umgesetzt. Da Ermüdungsnachweise stets auf Spannungsebene durchgeführt werden, wird in einem ersten Schritt die Momenten-Krümmungs-Beziehung für den Ringquerschnitt bestimmt, um einen Zusammenhang zwischen Schnittkräften und Spannungen zur Verfügung zu haben. Dies kann wahlweise mit einem bilinearen, parabel-förmig-linearen oder plastischen Materialmodell erfolgen. Im zweiten Schritt wird die Momenten-Krümmungs-Beziehung benutzt, um Spannungen zu berechnen und das maximale Momentenspiel nach den Vorgaben aus [fib, 2010] zu ermitteln. Alternativ können auch die Regelungen aus [CEB-FIP, 1990] verwendet werden.

Spannungen infolge Normalkraft und Biegemoment können für komplexe Stahlbetonquerschnitte aufgrund des nicht linearen Materialverhaltens nicht analytisch ermittelt werden. Nur mit einem Näherungsverfahren kann eine Dehnungsverteilung über den Querschnitt für jede beliebige Kombination aus Biegemoment und Normalkraft gefunden werden. Unter Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese ist ein Dehnungszustand z.B. durch die Dehnung im Schwerpunkt und die Krümmung bestimmt. Durch die Verwendung eines geeigneten Materialmodells lässt sich daraus der Spannungszustand berechnen. Die erforderlichen Eingabeparameter sind neben der Normalkraft und der Krümmung die Geometrie, die Materialmodelle, Beton und Stahlbewehrung. Die geometrischen Eingabedaten sind der Außendurchmesser D , die Wanddicke d und die Eckenanzahl k , der Randabstand der Bewehrung d_1 bzw. d_2 und die Drehung des Querschnittes β (Abbildung 3.14). Die Bewehrung wird mit dem Bewehrungsgrad ρ definiert. Für den Beton stehen alle drei Materialmodelle nach [fib, 2010] zur Verfügung, während für den Stahl ein linear elastisches ideal plastisches Werkstoffmodell ohne Wiederverfestigung verwendet wird. Eine Zugversteifung wird nicht berücksichtigt.

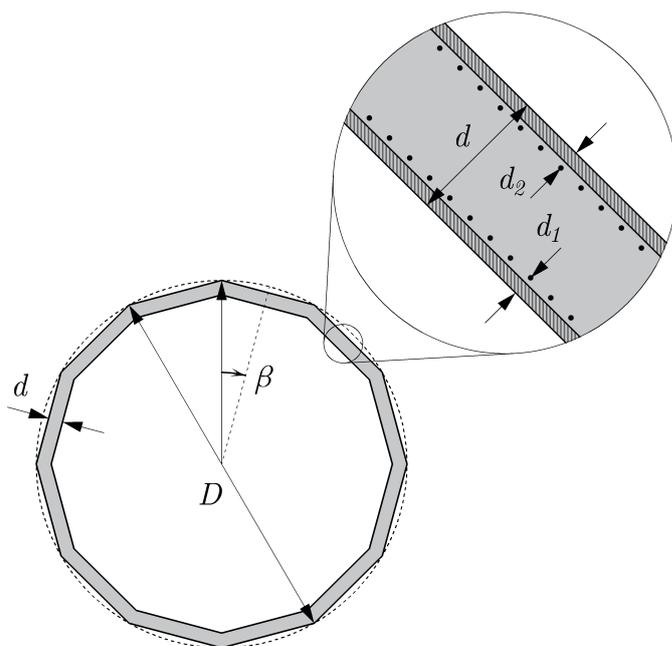


Abbildung 3.14: Geometrische Eingabedaten am Beispiel eines Querschnittes einer Halbfertigteiltbauweise nach [Fischer und Schönweger, 2017]

Der Ansatz zur Berechnung der Momenten-Krümmungs-Beziehung ist ähnlich dem Vorschlag von [Grünberg und Göhlmann, 2011] aufgebaut. Der Querschnitt wird in endlich viele Elemente unterteilt wobei die Berechnung des halben Querschnittes bei einachsiger Biegung genügt, da die zweite Hälfte dieselbe Spannungsverteilung aufweist. Mit einer gewählten Krümmung κ und einer Dehnung am Schwerpunkt ε_0 lässt sich aufgrund des linearen Dehnungszustandes die Dehnung an jeder beliebigen Stelle des Querschnittes bestimmen. Mittels konstitutiver Beziehungen können Spannungen berechnet und zu Normalkräften und Momenten je Element für Beton und Stahl zusammengefasst werden.

Die Anteile von Beton und Stahl werden anschließend über den halben Querschnitt aufintegriert.

Dies wird in einer Schleife vollzogen, bei der zum Schluss für jeden gewählten Dehnungszustand verglichen wird, ob die resultierende Normalkraft gleich der gesuchten ist. Entspricht die ermittelte Normalkraft N_k nicht innerhalb einer numerischen Toleranz laut Gleichung (3.21) der gesuchten Normalkraft N , wird die Dehnung am Schwerpunkt $\varepsilon_{0,i}$ mit Hilfe einer EULER-Methode für einen weiteren Rechenschritt aktualisiert. Dies wird so lange wiederholt bis eine Lösung gefunden bzw. eine finite Anzahl an Rechenschritten erreicht ist.

$$|N_k/N| - 1 < 0,001 \quad (3.21)$$

Wird diese Berechnung für alle möglichen Krümmungen durchgeführt, erhält man die Momenten-Krümmungs-Beziehung. Durch Variation der Normalkraft kann diese zur Momenten-Normalkraft-Krümmungs-Beziehung erweitert werden (Abbildung 3.15).

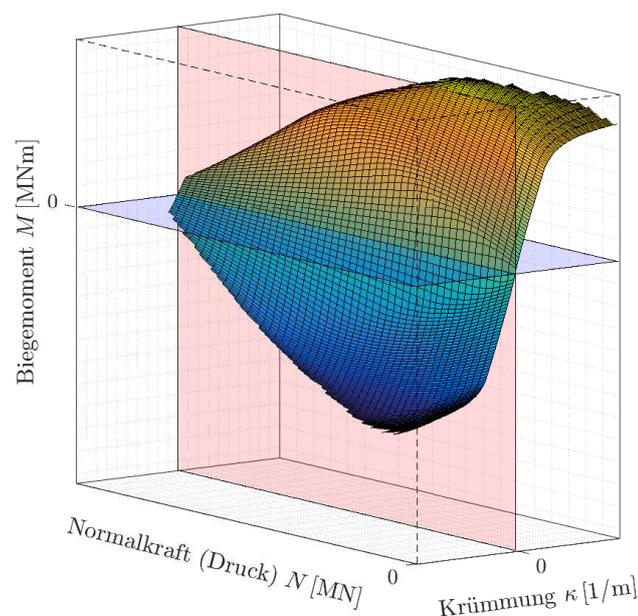


Abbildung 3.15: Typische Momenten-Normalkraft-Krümmungs-Beziehung eines Kreisringquerschnittes

Verfügt man über einen allgemein gültigen Zusammenhang zwischen Schnittkräften und Spannungen, so kann auf Basis von Wöhlerlinien für beliebige Ringquerschnitte ein maximales Momentenspiel M_{range} zufolge einer bestimmten Lastspielzahl n und einem bestimmten Mittelmoment M_{mean} unter gleichzeitiger Wirkung einer Normalkraft N ermittelt werden. Dabei müssen die extremalen Spannungsfasern betrachtet werden, die bei einer Momentenbeanspruchung um die y-Achse den größten Abstand in z-Richtung von der Schwerachse aufweisen. Die Berechnung erfolgt nach den Wöhlerlinien aus [fib, 2010] (vgl. Abschnitt 2.7) getrennt für Beton und Bewehrungsstahl. Deshalb muss anschließend das Minimum dieser beiden Ergebnisse bestimmt werden. Wird dieses Prozedere für alle

möglichen Mittelmomente und Normalkräfte wiederholt, erhält man ein Flächengebirge mit dem maximalen Momentenspiel aller Kombinationen. Wie in Abbildung 3.16 zu erkennen ist, stellt der Beton über weite Strecken die limitierende Komponente dar. Aus diesem Grund ist für eine Bestimmung des Ermüdungswiderstandes eine möglichst exakte Ermittlung der Betonspannungen von entscheidender Bedeutung.

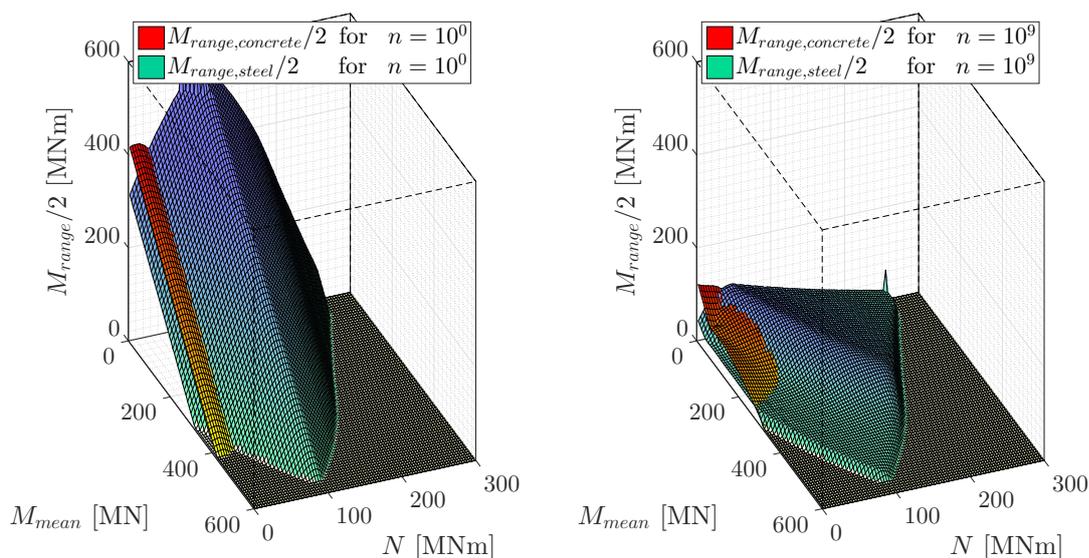


Abbildung 3.16: Maximales Momentenspiel für Beton und Bewehrungsstahl für $n = 10^0$ und $n = 10^9$ Lastzyklen in Abhängigkeit vom Mittelmoment M_{mean} und von der Normalkraft N

3.5 Parameterstudie

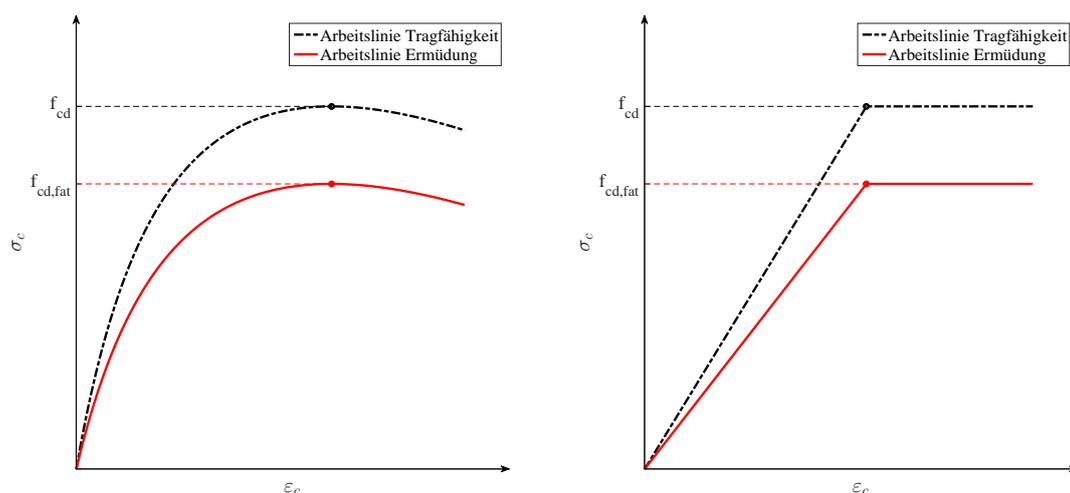
Im Rahmen der Parameterstudie werden die für den Ermüdungsnachweis maßgebenden Einflussfaktoren Betondruckfestigkeit, Bewehrungsgrad und Lastspiele auf Grundlage der in der Vorstudie festgestellten Zusammenhänge analysiert. Für typische Querschnitte zyklisch beanspruchter Turmbauwerke werden verschiedene Konfigurationen untersucht und sowohl qualitativ als auch quantitativ gegenübergestellt.

3.5.1 Einfluss der Betondruckfestigkeit und des Bewehrungsgrades

Die Einflüsse der beiden Parameter Betondruckfestigkeit und Bewehrungsgrad sind bereits bei der Betrachtung der Momenten-Normalkraft-Krümmungs-Beziehung, welche die Grundlage für die Ermüdungsberechnung in der Mathematik-Software MATLAB bildet, zu erkennen. Für die folgenden Untersuchungen wurden die Momenten-Normalkraft-Krümmungs-Beziehungen für Querschnitte mit einer Wanddicke $d = 0,3$ m und einem Außendurchmesser D von 4, 6, 8, 10 und 12 m ausgewertet. Die charakteristische Beton-

druckfestigkeit wird dabei zwischen 30 und 90 N/mm² und der Bewehrungsgrad zwischen 0% und 4% variiert. Die Eckenanzahl bleibt mit $k = 12$ unverändert.

Das eingangs entwickelte Materialmodell erweist sich bei den folgenden Untersuchungen als sehr rechenintensiv. Deshalb wird das vorgestellte Konzept zur Berücksichtigung der Steifigkeitsdegradation unter Ermüdungsbeanspruchung auf die bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus [fib, 2010] bzw. [CEB-FIP, 1990] und [EN1992-1-1, 2015] angewendet (Abbildung 3.17b).

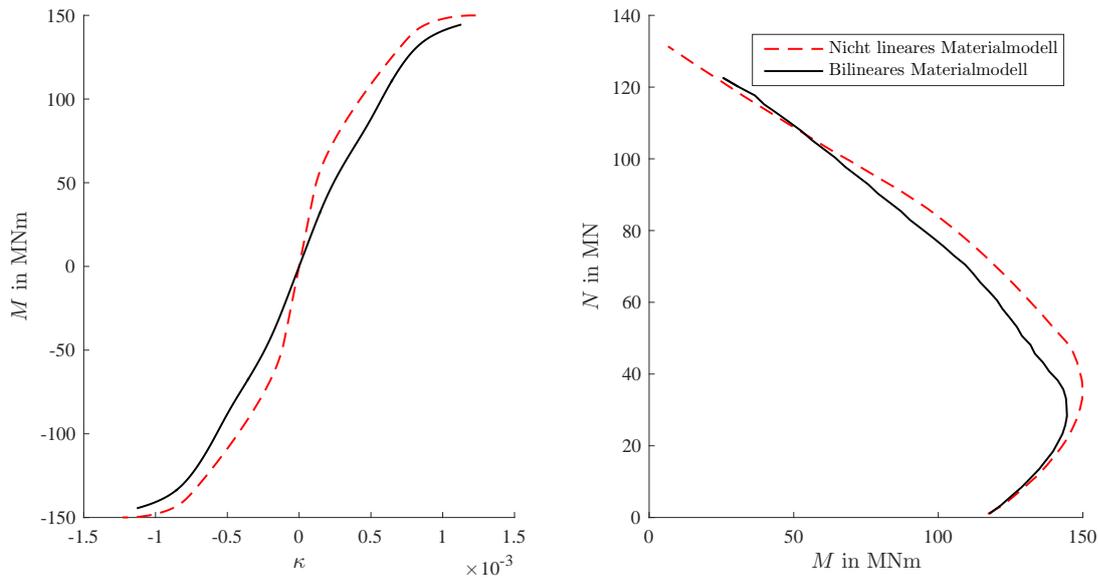


a) Nicht lineares Materialmodell

b) Bilineares Materialmodell

Abbildung 3.17: Nicht lineare und bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die Berechnung der Momenten-Normalkraft-Krümmungs-Beziehung

Die Momenten-Krümmungs-Beziehung und die Momenten-Normalkraft-Beziehung, ermittelt mit dem nicht linearen Materialmodell und dem bilinearen Materialmodell, sind in Abbildung 3.18 beispielhaft für einen Querschnitt mit 12 Ecken, einem Außendurchmesser von $D = 6$ m, einer Wanddicke von $d = 0,3$ m, einer Betondruckfestigkeit von $f_{ck} = 30$ N/mm² und einem Bewehrungsgrad von $\rho = 2\%$ bei einem Erstbelastungszeitpunkt von $t = 60$ Tagen gegenübergestellt. Vor allem in dem für die Ermüdungsberechnung relevanten Bereich mit Normalkräften unterhalb des Momentenmaximums zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung in der Momenten-Normalkraft-Linie. Überhaupt wird das maximal aufnehmbare Biegemoment für alle untersuchten Querschnitte um weniger als 5% unterschätzt. Im weiteren Verlauf sind geringe Abweichungen festzustellen. Wie in Abschnitt 3.3.1 erläutert, besitzt das Materialmodell mit dem E-Modul eine stark streuende Eingangsgröße. Vor diesem Hintergrund handelt es sich um geringe Abweichungen, die durch die Wahl des Materialmodells verursacht werden.



a) Momenten-Krümmungs-Beziehung

b) Momenten-Normalkraft-Beziehung

Abbildung 3.18: Momenten-Normalkraft-Krümmungs-Beziehung ermittelt mit dem nicht linearen Materialmodell und dem bilinearen Materialmodell für Ermüdung laut Abbildung 3.17 für $D = 6$ m, $d = 0,3$ m, $k = 12$, $f_{ck} = 30$ N/mm² und $\rho = 2\%$ bei $t = 60$ Tage

Aufgrund dieser Überlegungen wird der Auswertung der Momenten-Normalkraft-Linien das bilineare Materialmodell zugrunde gelegt. Da die Abweichungen zum nicht linearen Materialmodell im Vergleich zur Streuung des E-Moduls von Beton gering sind, lassen sich die wesentlichen Zusammenhänge auch mit dem bilinearen Materialmodell mit ausreichender Genauigkeit untersuchen. Die Erzielung einer signifikant kürzeren Rechenzeit ermöglicht eine Untersuchung einer größeren Bandbreite an Parametern.

Um die Auswirkungen der Regelungen im Ermüdungsnachweis gemäß [fib, 2010] auf die Momenten-Normalkraft-Beziehung zu erheben, erfolgt zunächst eine Auswertung mit dem Materialmodell für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, bei dem weder die im Ermüdungsnachweis reduzierte Druckfestigkeit des Betons, noch die degradierte Steifigkeit berücksichtigt werden. Dieses Modell ist in Abbildung 3.17b schwarz dargestellt. Die Ergebnisse entsprechen den durchgehenden Linien in den folgenden Diagrammen. Diesen werden die Momenten-Normalkraft-Linien, ermittelt mit dem Materialmodell für Ermüdung gemäß Abbildung 3.17b rot, in Form von strichlierten Linien gegenübergestellt. Dabei wird ein Erstbelastungszeitpunkt von 60 Tagen berücksichtigt. Die so ermittelten Momenten-Normalkraft-Beziehungen sind für die untersuchten Durchmesser in den Abbildungen 3.19 bis 3.28 dargestellt.

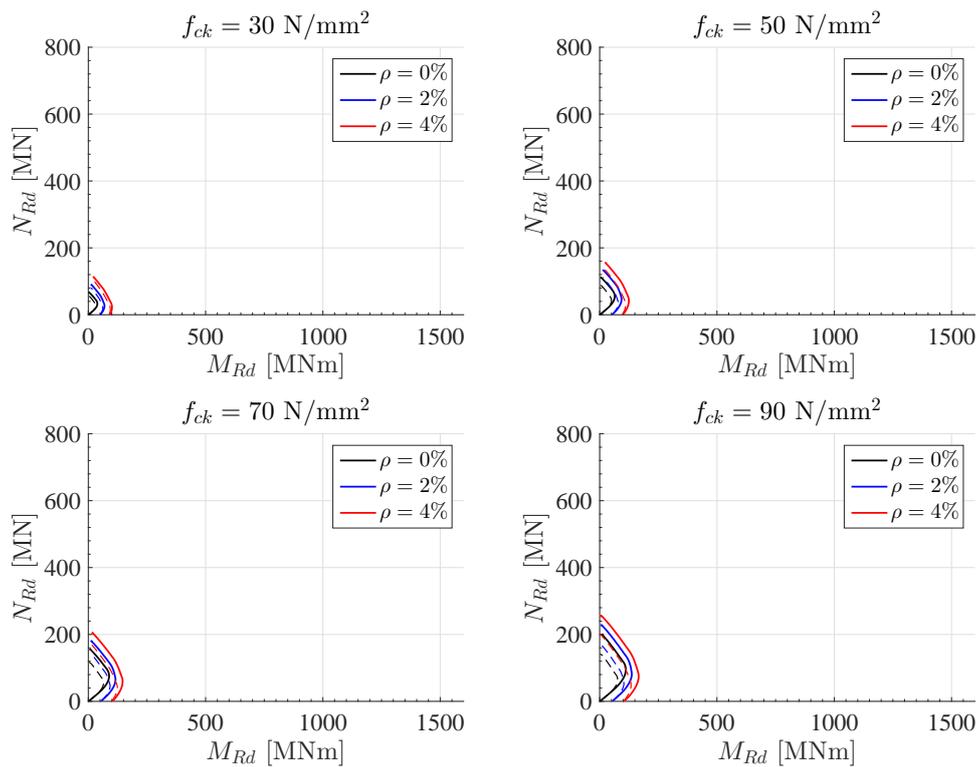


Abbildung 3.19: M-N-Beziehungen für $D = 4$ m mit variiertem Bewehrungsgrad (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd,fat}$ gemäß Abbildung 3.17)

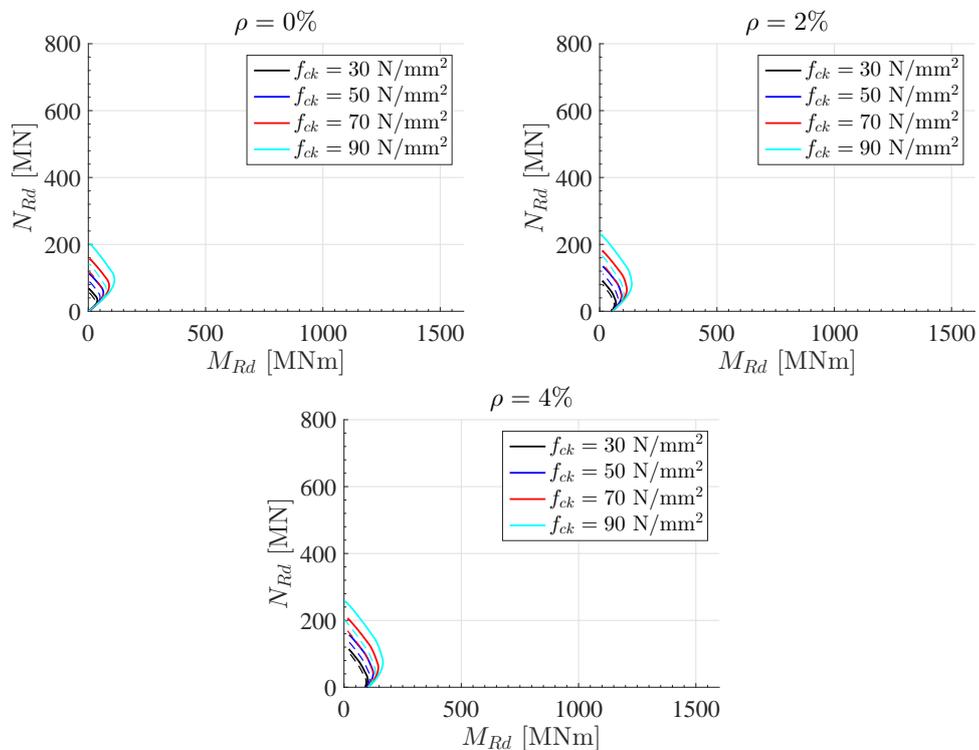


Abbildung 3.20: M-N-Beziehungen für $D = 4$ m mit variiertes Betondruckfestigkeit (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd,fat}$ gemäß Abbildung 3.17)

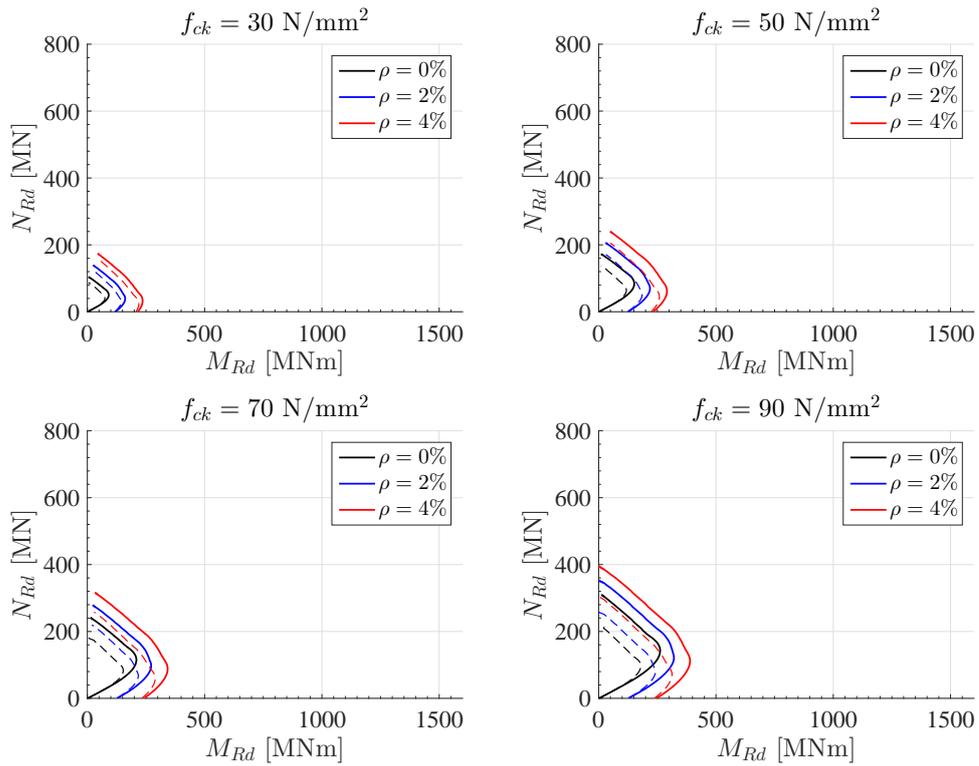


Abbildung 3.21: M-N-Beziehungen für $D = 6 \text{ m}$ mit variiertem Bewehrungsgrad (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd,fat}$ gemäß Abbildung 3.17)

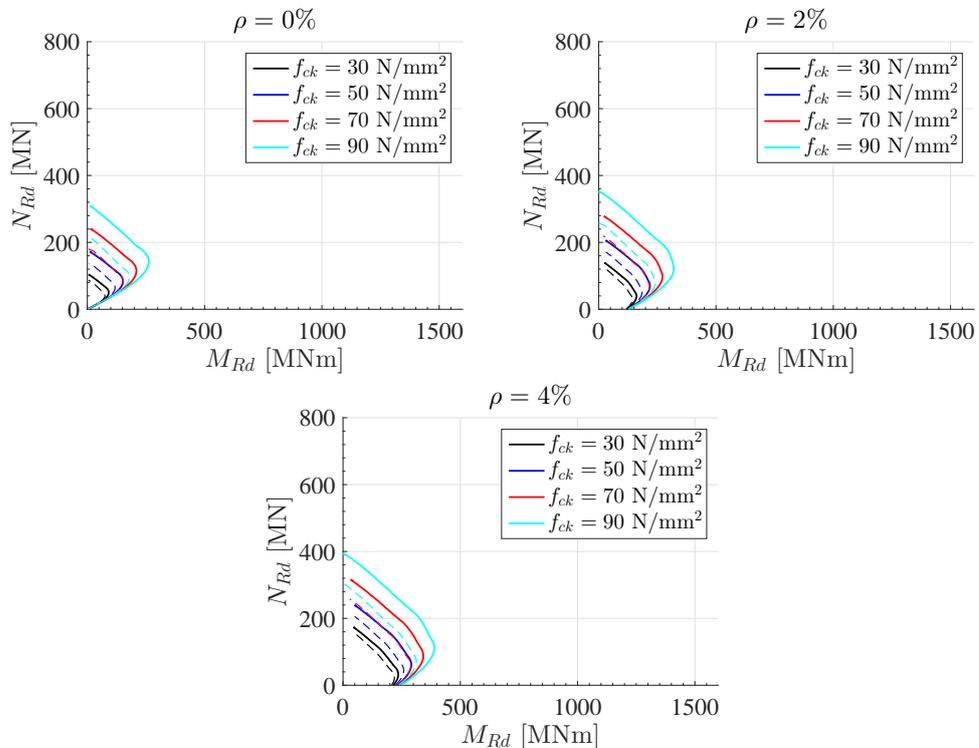


Abbildung 3.22: M-N-Beziehungen für $D = 6 \text{ m}$ mit variierter Betondruckfestigkeit (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd,fat}$ gemäß Abbildung 3.17)

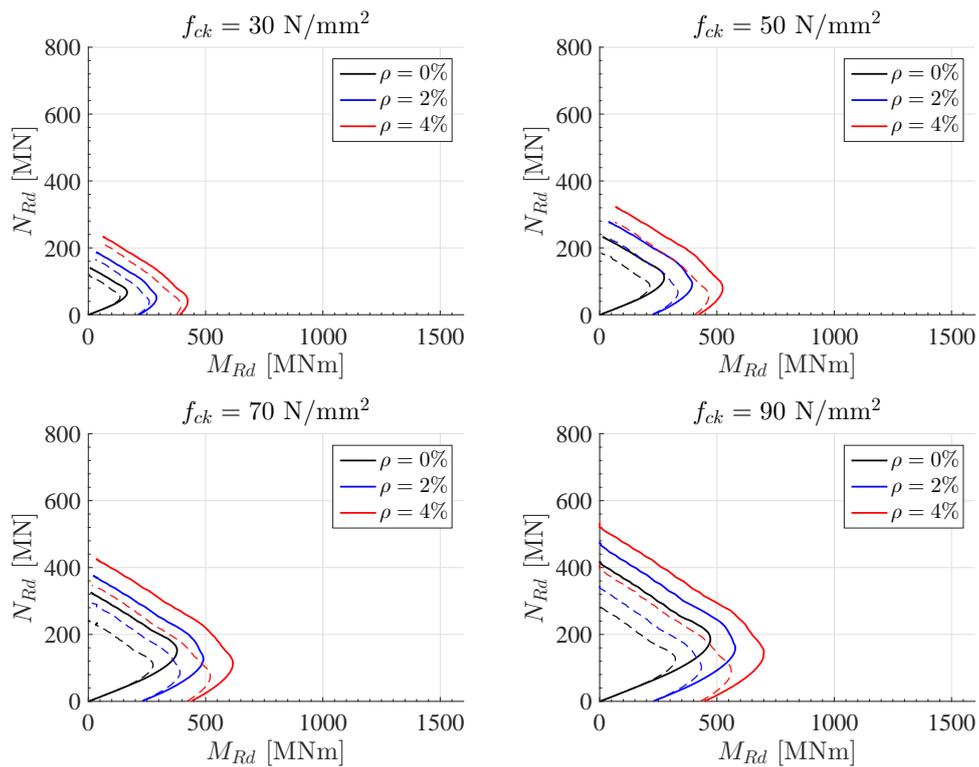


Abbildung 3.23: M-N-Beziehungen für $D = 8 \text{ m}$ mit variiertem Bewehrungsgrad (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd, fat}$ gemäß Abbildung 3.17)

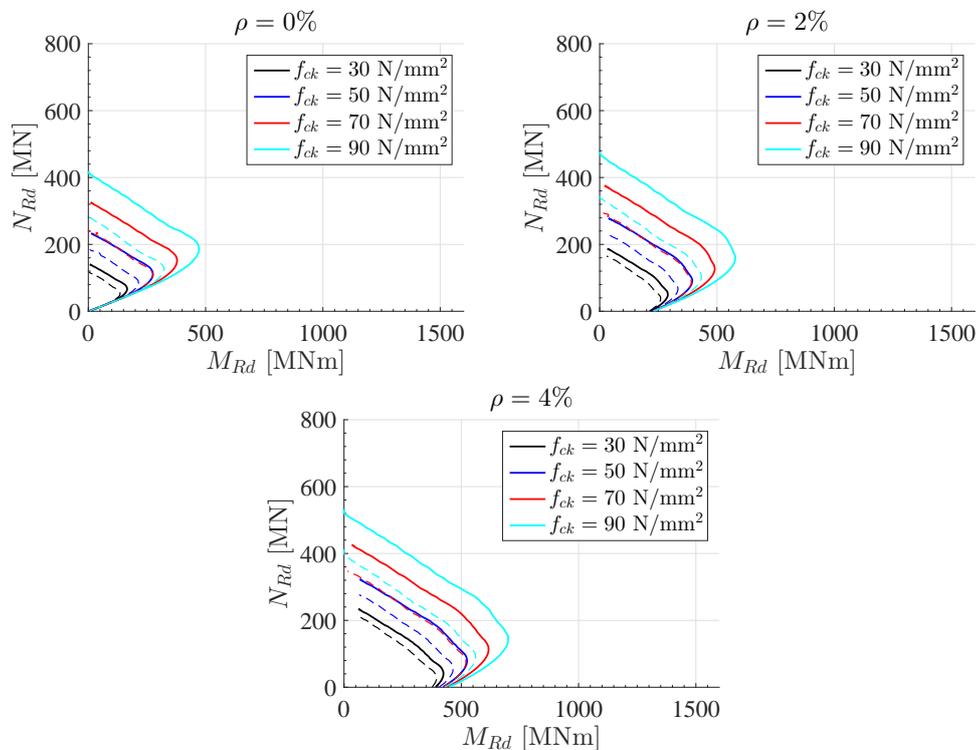


Abbildung 3.24: M-N-Beziehungen für $D = 8 \text{ m}$ mit variiertem Betondruckfestigkeit (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd, fat}$ gemäß Abbildung 3.17)

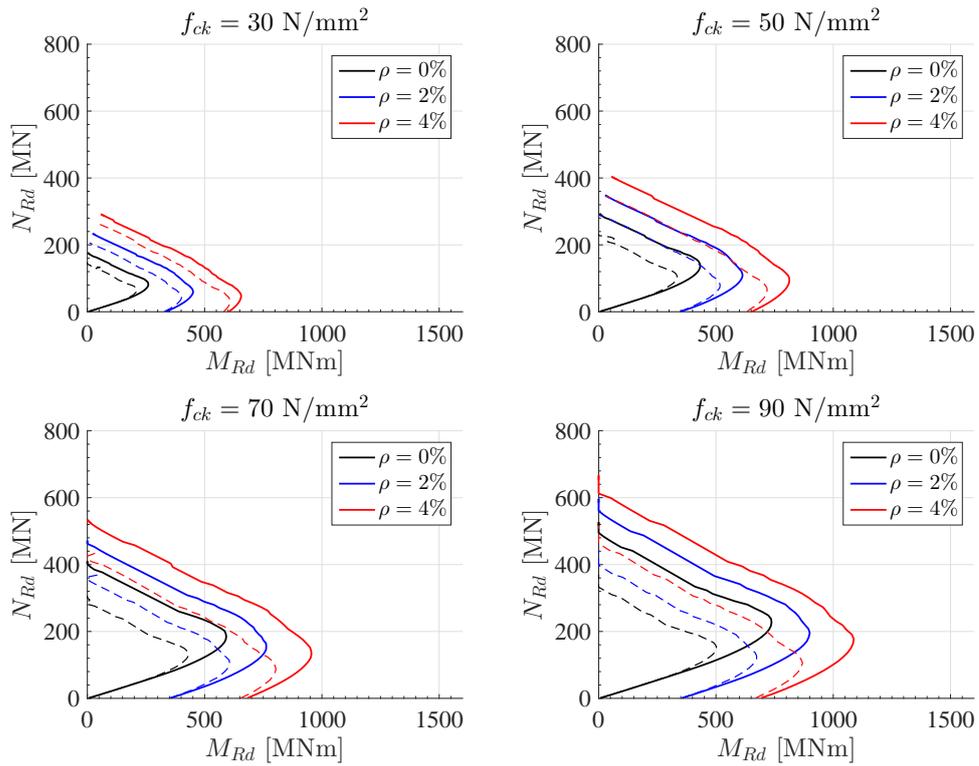


Abbildung 3.25: M-N-Beziehungen für $D = 10$ m mit variiertem Bewehrungsgrad (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd, fat}$ gemäß Abbildung 3.17)

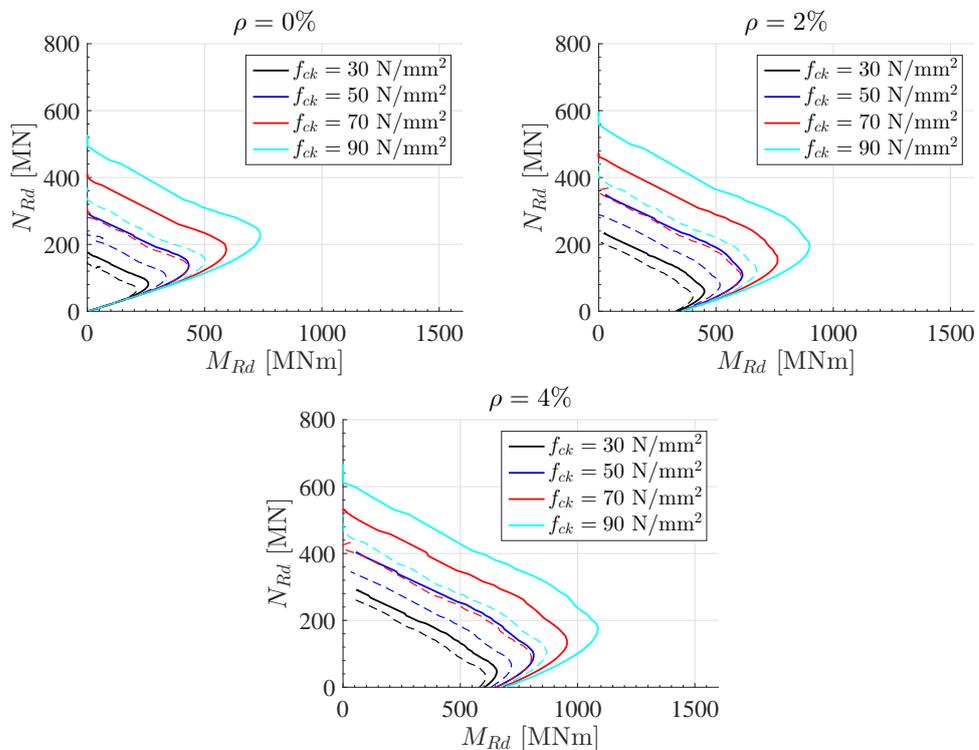


Abbildung 3.26: M-N-Beziehungen für $D = 10$ m mit variiertem Betondruckfestigkeit (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd, fat}$ gemäß Abbildung 3.17)

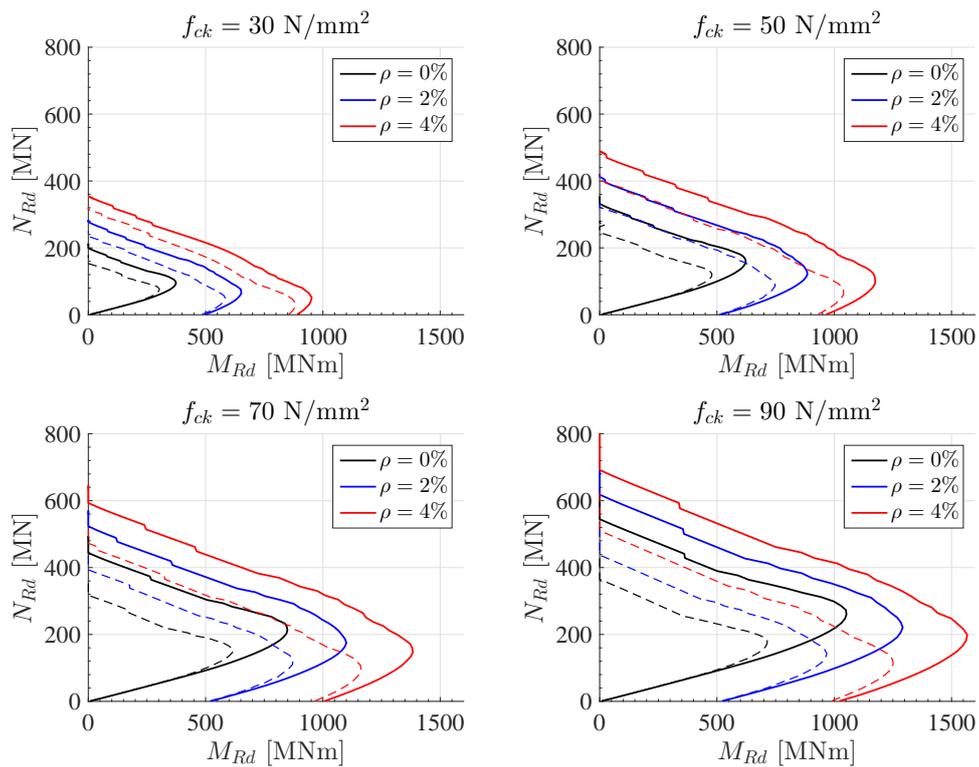


Abbildung 3.27: M-N-Beziehungen für $D = 12$ m mit variiertem Bewehrungsgrad (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd, fat}$ gemäß Abbildung 3.17)

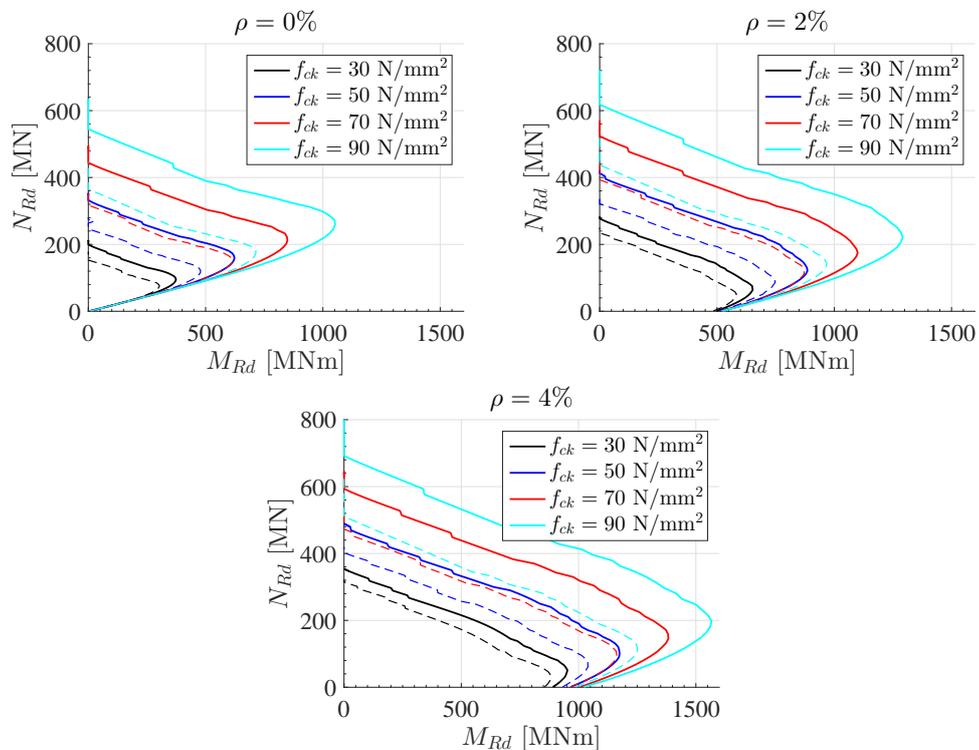


Abbildung 3.28: M-N-Beziehungen für $D = 12$ m mit variiertem Betondruckfestigkeit (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd, fat}$ gemäß Abbildung 3.17)

Um die Einflüsse der Parameter Betondruckfestigkeit und Bewehrungsgrad genauer zu analysieren, werden drei ausgezeichnete Punkte der Momenten-Normalkraft-Linie betrachtet, die in Abbildung 3.29 veranschaulicht sind:

- **P1:** In Punkt P1 wirkt kein Biegemoment. Der Querschnitt kann hier die größte Normalkraft N_{max} aufnehmen.
- **P2:** In Punkt P2 kann der Querschnitt bei fehlender Normalkraft das Biegemoment M_0 ertragen.
- **P3:** In Punkt P3 erreicht der Querschnitt bei gleichzeitiger Wirkung der zugehörigen Normalkraft N_{zgh} das größte aufnehmbare Biegemoment M_{max} .

Die Punkte P1 und P2 stellen Sonderfälle dar, da nur jeweils eine der beiden Komponenten Normalkraft und Biegemoment wirkt. In allen anderen Punkten auf der Momenten-Normalkraft-Linie kommt es zu einer Kombination der beiden Komponenten.

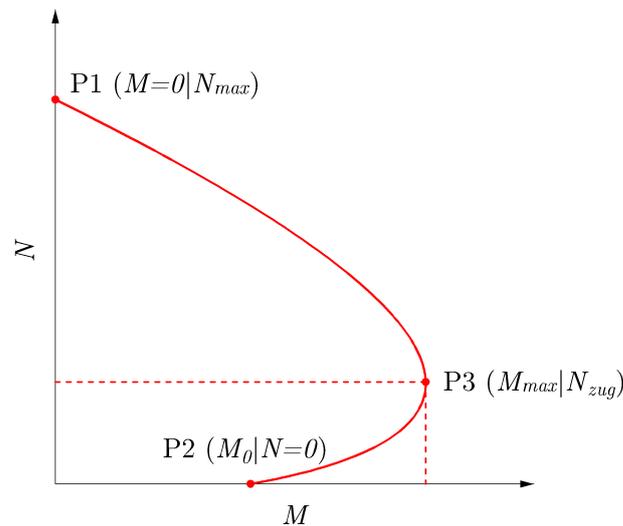


Abbildung 3.29: Zu untersuchende Punkte der Momenten-Normalkraft-Beziehung

Betrachtet man den Punkt P1 für der Momenten-Normalkraft-Beziehung, so erkennt man, dass die maximal aufnehmbare Normalkraft mit dem Bewehrungsgrad nur moderat gesteigert werden kann. Dies liegt an der Tatsache, dass die Betonfläche A_c den Großteil der Querschnittsfläche ausmacht. Außerdem wird der Bewehrungsstahl durch die Verbundwirkung an einer stärkeren theoretisch möglichen Dehnung und damit einer größeren Mitwirkung gehindert. Nach Gleichung (3.22) besteht ein linearer Zusammenhang zwischen N_{max} und der Querschnittsfläche bzw. dem Durchmesser. Hintergrund dafür ist die mit dem Durchmesser D linear zunehmende Querschnittsfläche, was bereits im Zuge der Vorstudie festgestellt werden konnte (vgl. Abbildung 3.8).

$$N_{max} = A_c \cdot f_c + A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{c,max} \quad (3.22)$$

Die Abhängigkeit von N_{max} vom Außendurchmesser D ist in Abbildung 3.30 dargestellt. Dabei sind die ausgezogenen Linien wieder mit dem Materialmodell gemäß Abbildung 3.17b schwarz ermittelt. Zum Vergleich sind die Verläufe, berechnet mit dem Materialmodell gemäß Abbildung 3.17b rot, strichliert dargestellt. In diesem Zusammenhang ist festzustellen, dass die Reduzierung der Tragfähigkeit durch das Materialmodell der Ermüdung bei höheren Betongüten stärker zu Buche schlägt. Wie in Abschnitt 2.7 beschrieben, hängt diese Reduzierung vor allem vom verwendeten Regelwerk und vom Erstbelastungszeitpunkt ab. In Tabelle 2.7 ist ein Vergleich von $f_{ck,fat}$ der untersuchten Regelwerke für verschiedene Betondruckfestigkeiten gegeben, wobei der Erstbelastungszeitpunkt bei dieser Darstellung 28 Tage beträgt. Der prozentuale Anteil von $f_{ck,fat}$ an f_{ck} variiert nach [fib, 2010] zwischen 79% (C30/37) und 66% (C90/105). Nach den Regelungen in [CEB-FIP, 1990], [EN1992-1-1, 2015] und [DIBt, 2012] hingegen würde der Anteil lediglich zwischen 75% (C30/37) und 54% (C90/105) betragen und der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung stärker reduziert werden. Durch die Verwendung anderer Wöhlerlinien in diesen Regelwerken relativiert sich dieser Unterschied allerdings etwas.

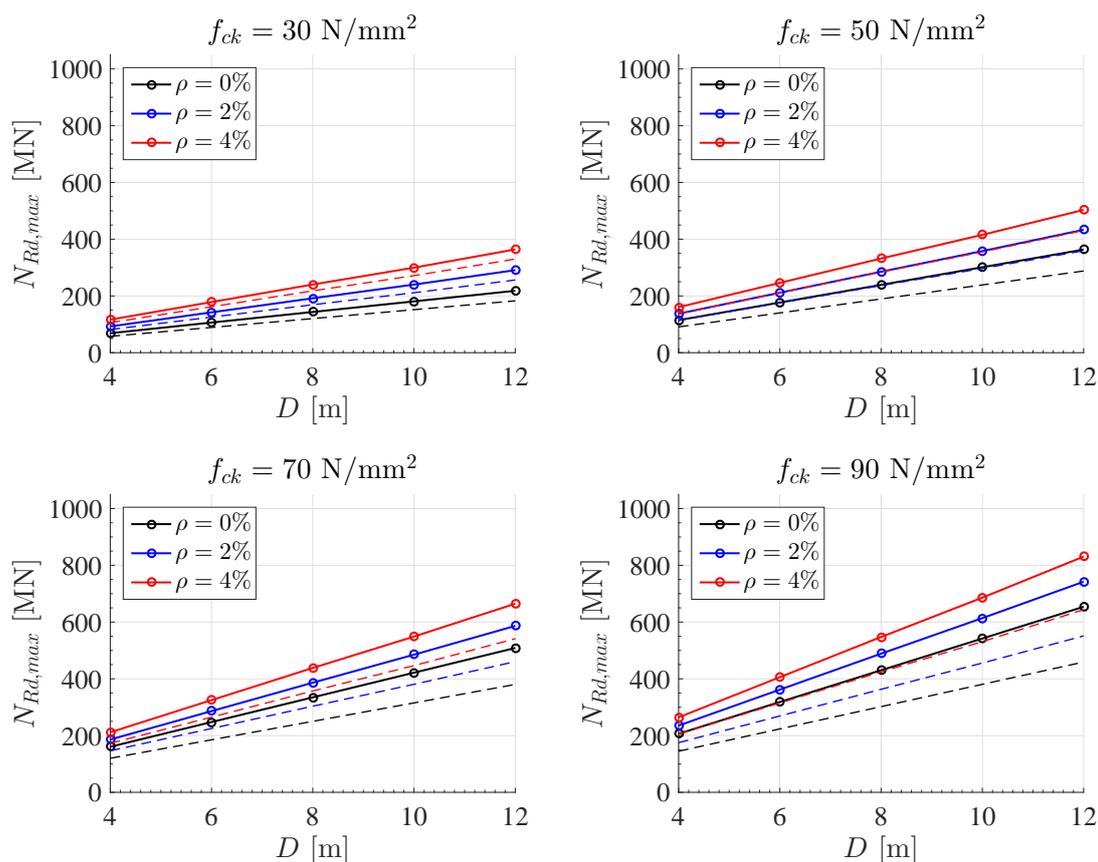


Abbildung 3.30: N_{max} (Punkt P1) in Abhängigkeit des Außendurchmessers D mit variiertem Bewehrungsgrad für die verschiedenen Betondruckfestigkeiten (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd,fat}$ gemäß Abbildung 3.17)

Um einen besseren Vergleich zu schaffen, sind alle Betondruckfestigkeiten samt variierten Bewehrungsgraden in Abbildung 3.31 in einem Bild zusammengefasst. Die Verläufe, berechnet mit dem Materialmodell mit $f_{cd,fat}$ gemäß Abbildung 3.17b rot entfallen hierbei. Durch diese Darstellung fällt auf, dass die Steigerung der Betondruckfestigkeit um 20 N/mm^2 durch die Erhöhung des Bewehrungsgrades von 0% auf 4% bei jedem beliebigen Außendurchmesser D kompensiert werden kann.

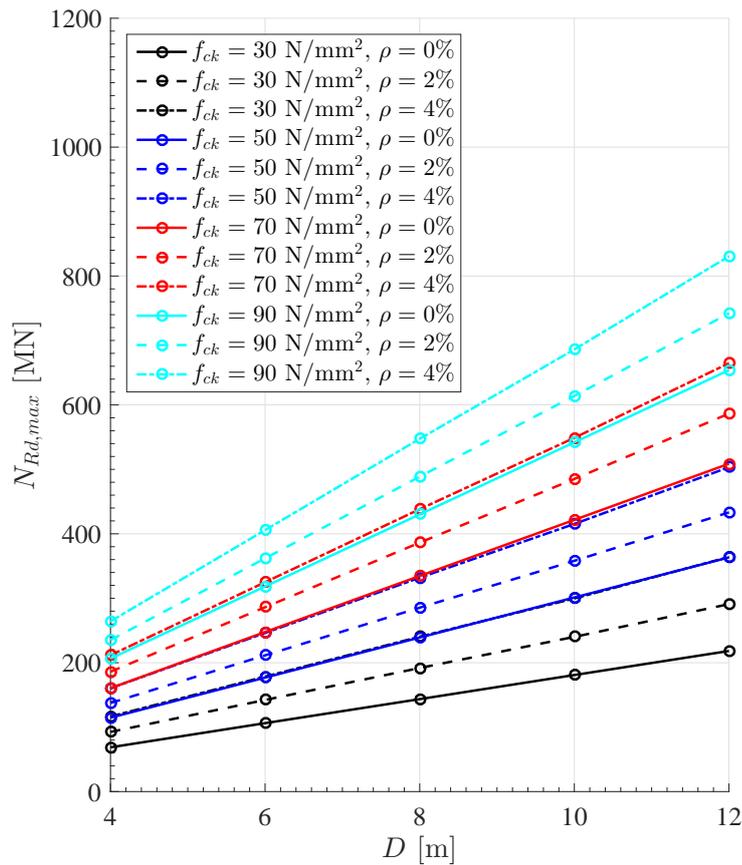


Abbildung 3.31: N_{max} (Punkt P1) in Abhängigkeit des Außendurchmessers D mit variiertem Bewehrungsgrad und verschiedenen Betondruckfestigkeiten

Exemplarisch ist der Zusammenhang zwischen N_{max} und dem Bewehrungsgrad bzw. der Betondruckfestigkeit am mittleren Querschnitt mit einem Durchmesser von $D = 8 \text{ m}$ in Abbildung 3.32 ausgewertet. Die Verläufe bestätigen die aus Gleichung (3.22) abgeleitete Relation: Die maximal aufnehmbare Normalkraft kann mit der Betondruckfestigkeit wesentlich stärker gesteigert werden als mit dem Bewehrungsgrad. Beide Parameter haben einen linearen Einfluss auf N_{max} .

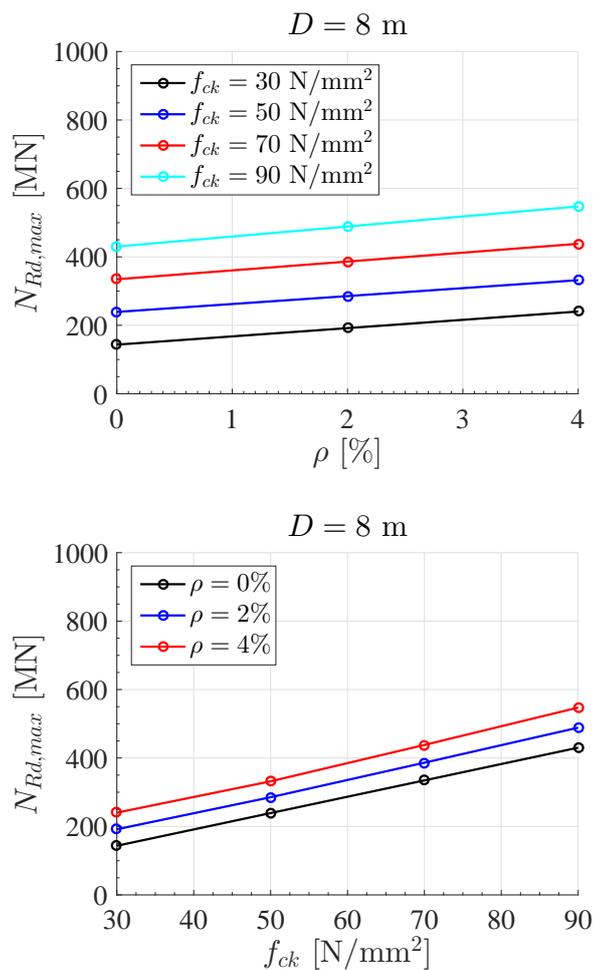


Abbildung 3.32: N_{max} (Punkt P1) in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad bzw. von der Betondruckfestigkeit für $D = 8 \text{ m}$

Im Punkt P2, also in jenem Punkt, in dem keinerlei Normalkraft wirkt, hängt die Momententragfähigkeit in erster Linie vom Bewehrungsgrad ab. Durch eine höhere Betongüte kann kaum eine Steigerung von M_0 erreicht werden. Da die Betongüte nur geringfügigen Einfluss auf die Momententragfähigkeit in Punkt P2 hat, wirkt sich auch die Reduzierung von f_{cd} auf $f_{cd,fat}$ kaum auf M_0 aus. Die Verläufe von M_0 in Abhängigkeit vom Außendurchmesser D sind für die unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten in Abbildung 3.33 enthalten.

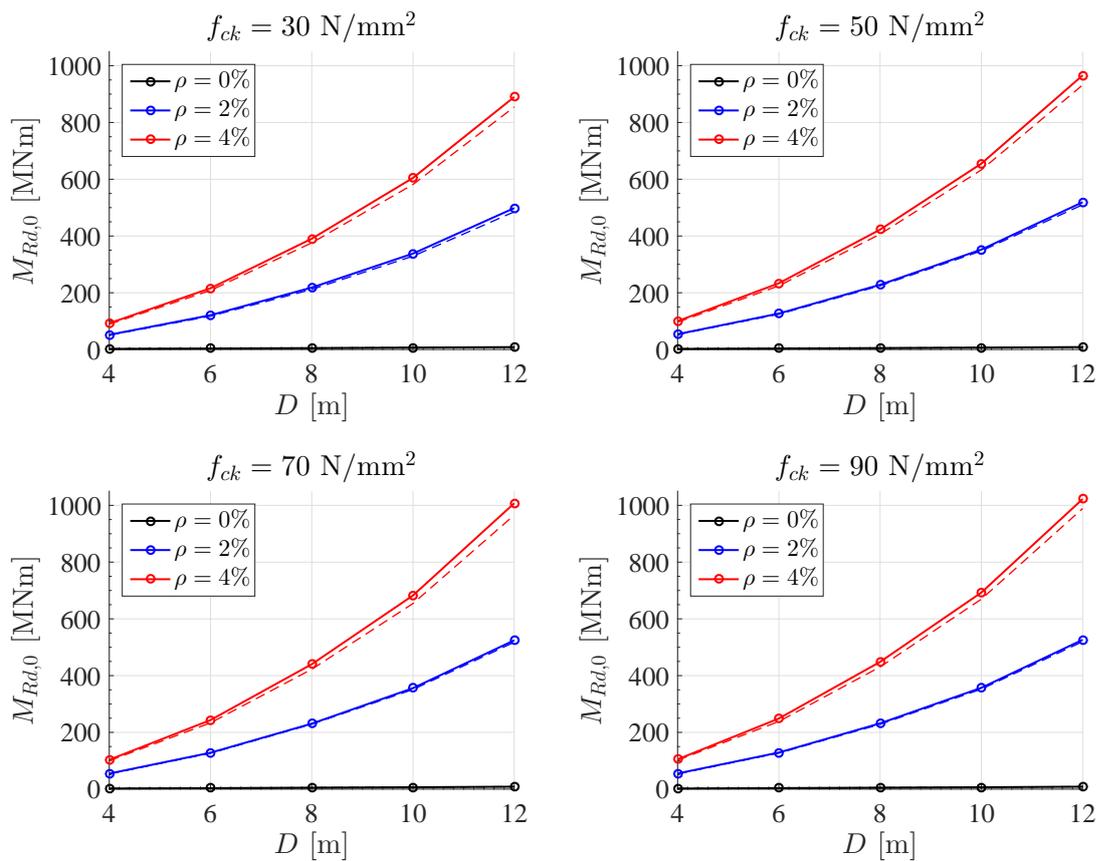


Abbildung 3.33: M_0 (Punkt P2) in Abhängigkeit des Außendurchmessers D mit variiertem Bewehrungsgrad für die verschiedenen Betondruckfestigkeiten (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd, fat}$ gemäß Abbildung 3.17)

Für bessere Vergleichbarkeit sind die Verläufe aller Betondruckfestigkeiten und Bewehrungsgraden in Abbildung 3.34 gemeinsam dargestellt. Die Verläufe, berechnet mit dem Materialmodell mit $f_{cd, fat}$ gemäß Abbildung 3.17b rot entfallen. Dabei zeigt sich, dass das maximal ertragbare Moment bei fehlender Normalkraft mit der Betondruckfestigkeit um allerhöchstens etwa 10% ($D = 12 \text{ m}$) gesteigert werden kann.

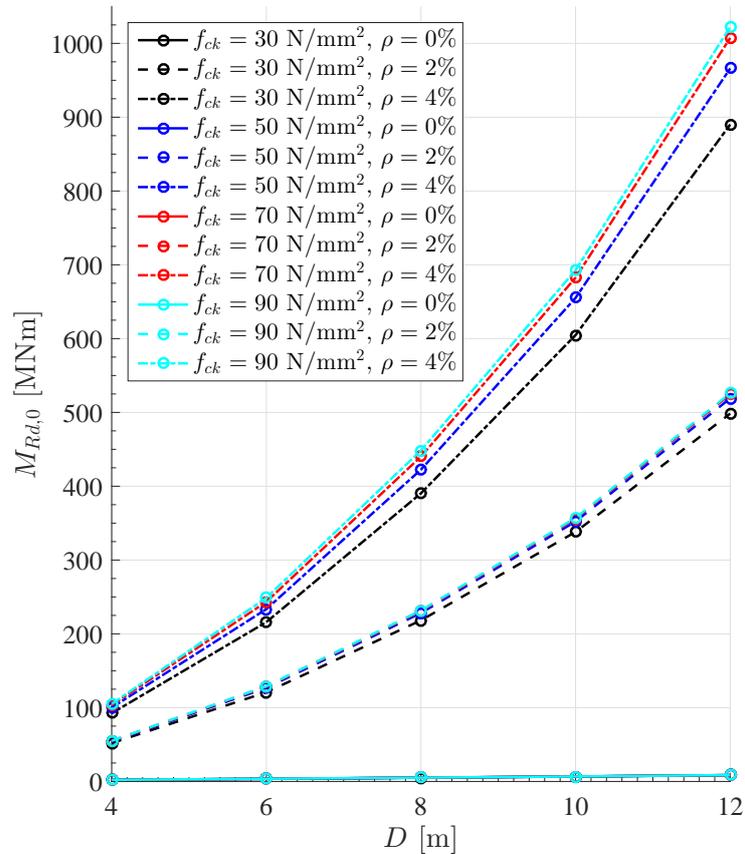


Abbildung 3.34: M_0 (Punkt P2) in Abhängigkeit des Außendurchmessers D mit variiertem Bewehrungsgrad und verschiedenen Betondruckfestigkeiten

Das Verhältnis zwischen M_0 und dem Bewehrungsgrad bzw. der Betondruckfestigkeit ist in Abbildung 3.35 beispielhaft wieder für den mittleren Querschnitt mit $D = 8 \text{ m}$ wiedergegeben. Während die Betondruckfestigkeit – wie bereits festgestellt – kaum Einfluss besitzt, scheint der Bewehrungsgrad nahezu linear mit M_0 zusammenzuhängen.

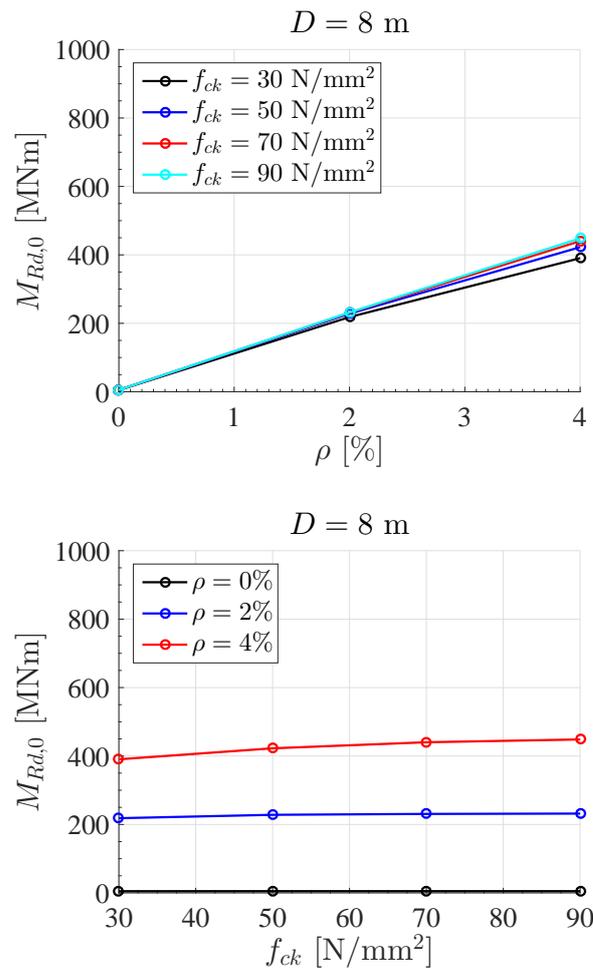


Abbildung 3.35: M_0 (Punkt P2) in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad bzw. von der Betondruckfestigkeit für $D = 8 \text{ m}$

In Punkt P3 kommt es im Gegensatz zu P1 und P2 zu einer kombinierten Wirkung von Normalkraft und Biegemoment, weswegen diese nicht getrennt voneinander betrachtet werden können. Die Untersuchung der maximal ertragbaren Biegemomente M_{max} mit den zugehörigen Normalkräften N_{zgh} ist in Abbildung 3.36 dargestellt. In den Kurven ist zu erkennen, dass ein geringer Bewehrungsgrad im Bereich des Momentenmaximums eine höhere Normalkraft als bei höherem Bewehrungsgrad erfordert. M_{max} wächst mit dem Durchmesser exponentiell an, während der Verlauf der zugehörigen Normalkraft eine gegenteilige Krümmung aufweist. Im Verhältnis zum maximal aufnehmbaren Biegemoment wird die erforderliche Normalkraft in der Ermüdungsberechnung durch die Verwendung des Materialmodells mit $f_{cd,fat}$ gemäß Abbildung 3.17b rot im Vergleich zu jenem gemäß Abbildung 3.17b schwarz deutlicher reduziert. Wie schon bei der Betrachtung von Punkt P1 näher ausgeführt, wird die maximale Momententragfähigkeit und die zugehörige Normalkraft bei höheren Betondruckfestigkeiten stärker herabgesetzt.

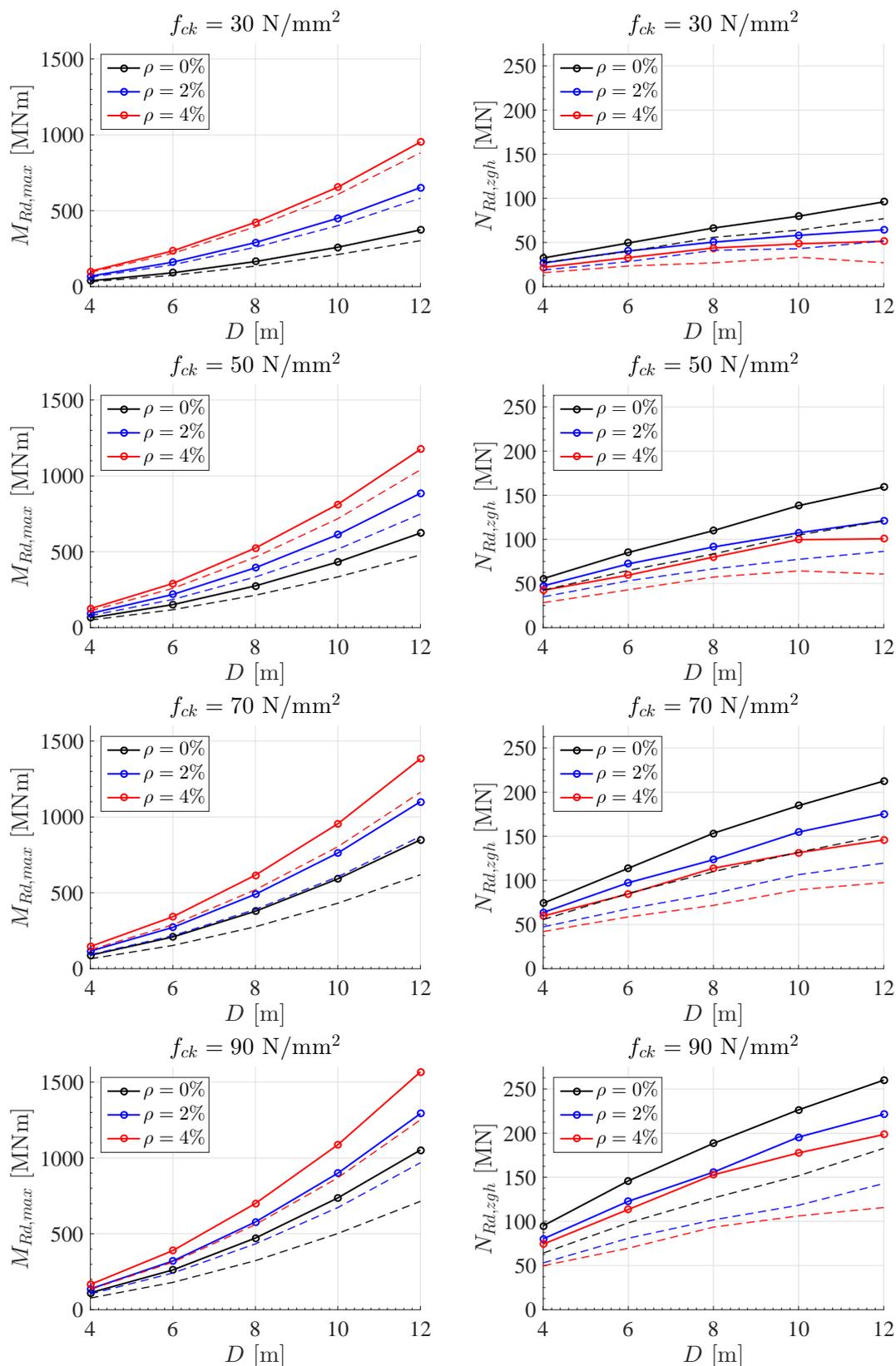


Abbildung 3.36: M_{max} (Punkt P3) in Abhängigkeit des Außendurchmessers D mit variiertem Bewehrungsgrad für die verschiedenen Betondruckfestigkeiten mit der zugehörigen Normalkraft N_{zgh} (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd,fat}$ gemäß Abbildung 3.17)

Betrachtet man die Verläufe aller Betondruckfestigkeiten und Bewehrungsgrade in einem Bild, erkennt man, dass der Einfluss des Bewehrungsgrades im Vergleich zu P1 wesentlich stärker ausgeprägt ist (Abbildung 3.37). Entspricht dort eine Erhöhung des Bewehrungsgrades von 0% auf 4% etwa einer Steigerung der Betondruckfestigkeit um 20 N/mm^2 , sind es hier mehr als 40 N/mm^2 . Zur Wahrung der Übersichtlichkeit werden jene Verläufe, berechnet mit dem Materialmodell mit $f_{cd, fat}$ gemäß Abbildung 3.17b rot, wieder weggelassen.

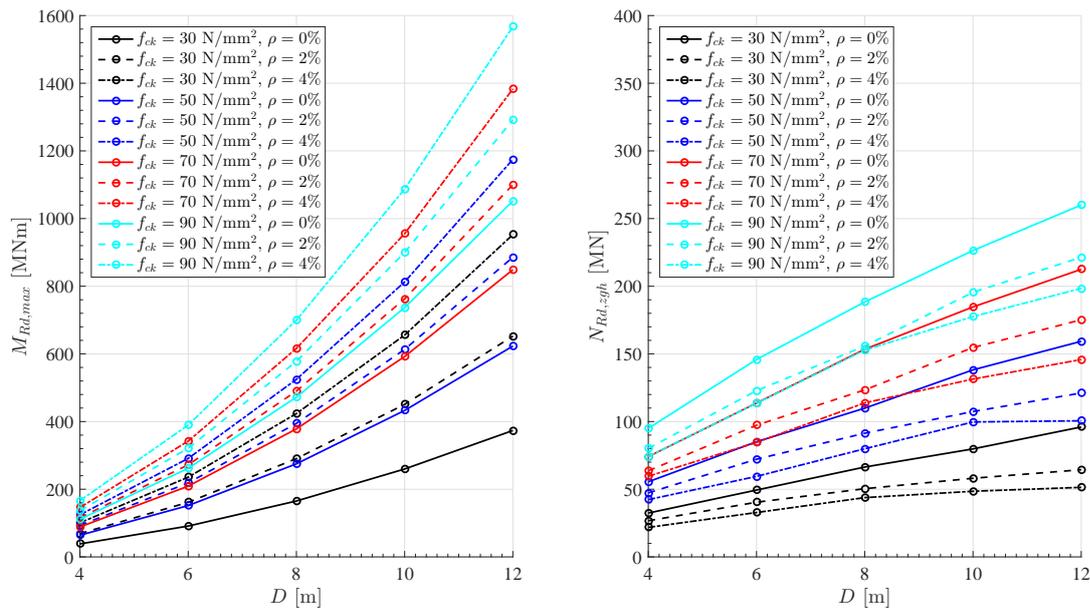


Abbildung 3.37: M_{max} (Punkt P3) in Abhängigkeit des Außendurchmessers D mit variiertem Bewehrungsgrad und verschiedenen Betondruckfestigkeiten mit der zugehörigen Normalkraft N_{zgh}

Der Zusammenhang zwischen M_{max} bzw. N_{zgh} und dem Bewehrungsgrad bzw. der Betondruckfestigkeit wird stellvertretend wieder am mittleren Querschnitt mit $D = 8 \text{ m}$ dargestellt (Abbildung 3.38). Die beiden Parameter ρ und f_{ck} scheinen innerhalb der untersuchten Bandbreite etwa gleich großen, nahezu linearen, Einfluss auf das maximale Biegemoment zu besitzen. Ein wesentlicher Unterschied offenbart sich hingegen bei der zugehörigen Normalkraft: Während diese mit der Erhöhung des Bewehrungsgrades gesenkt werden kann (ca. 30%), wird sie mit der Steigerung der Betondruckfestigkeit massiv erhöht. Zwischen $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ und $f_{ck} = 90 \text{ N/mm}^2$ wird die zugehörige Normalkraft ungefähr verdreifacht.

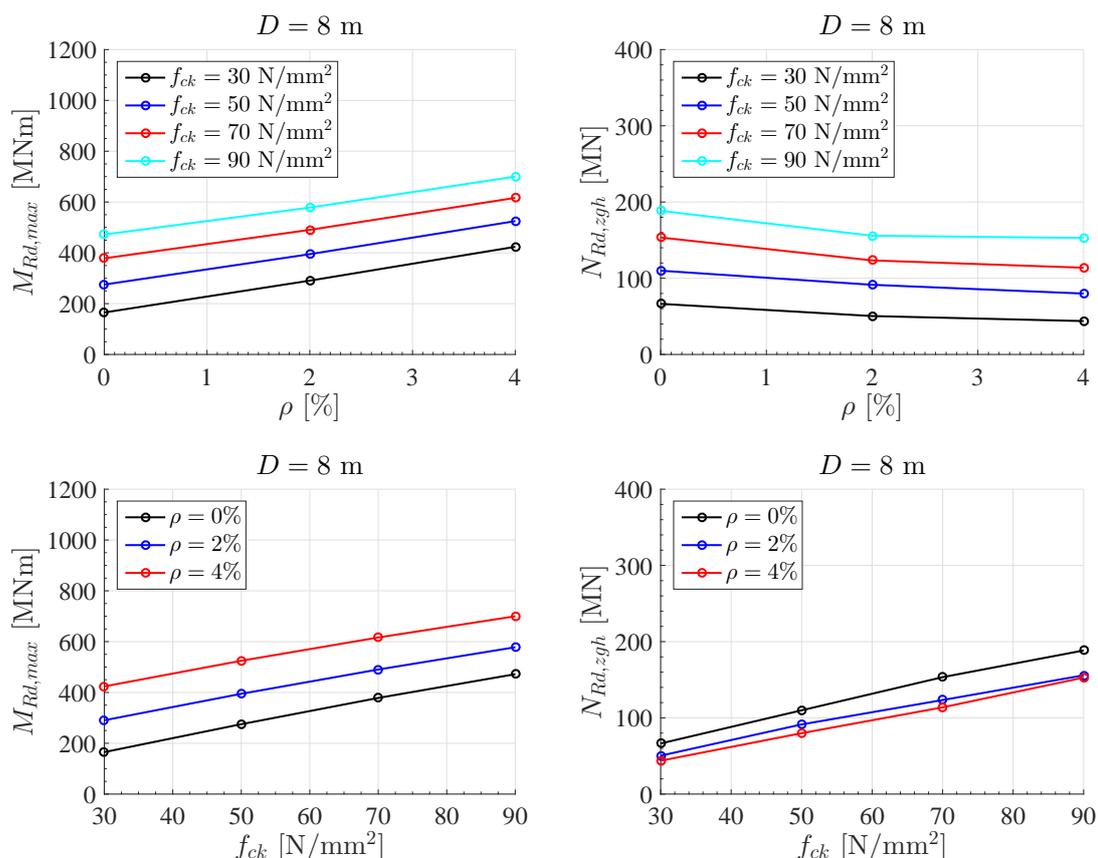


Abbildung 3.38: M_0 (Punkt P2) in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad bzw. von der Betondruckfestigkeit für $D = 8$ m mit der zugehörigen Normalkraft N_{zgh}

Für den Ringsegmentquerschnitt können nach der Untersuchung der Momenten-Normalkraft-Beziehung eine Reihe von Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Die maximal ertragbare Normalkraft hängt vor allem von der Betondruckfestigkeit und in weit geringerem Maße vom Bewehrungsgrad ab.
- N_{max} kann mit dem Außendurchmesser D linear gesteigert werden.
- Je höher die Betongüte, desto stärker wird M_{max} durch die Verwendung des Materialmodells der Ermüdung gemäß Abbildung 3.17b rot im Vergleich zu jenem gemäß Abbildung 3.17b schwarz reduziert.
- Während sich M_{max} mit dem Durchmesser exponentiell steigert, vergrößert sich die erforderliche Normalkraft nicht einmal linear.
- Je geringer der Bewehrungsgrad, desto höher muss die Normalkraft im Bereich des Momentenmaximums sein.
- Mit schlaffer Bewehrung lassen sich hohe zugehörige Normalkräfte (Vorspannkkräfte) nicht nur kompensieren, die zugehörige Normalkraft sinkt mit der Erhöhung des

Bewehrungsgrades sogar. Eine Steigerung der Betondruckfestigkeit hat eine erhebliche Erhöhung der zugehörigen Normalkraft zum Erreichen von M_{max} zur Folge.

- Die maximale Momententragfähigkeit ohne gleichzeitig wirkender Normalkraft hängt beinahe ausschließlich vom Bewehrungsgrad ab.

Diese Studie kann durch analoge Vorgehensweise für andere Wandstärken erweitert werden. An dieser Stelle sei jedoch angemerkt, dass die Ergebnisse mit dieser Berechnung nicht direkt Rückschlüsse auf den Einfluss der Wanddicke erlauben, da durch die Verwendung des Bewehrungsgrades mit der Wanddicke auch die Bewehrungsstahlfläche in erheblichem Maße gesteigert wird. Eine sinnvolle Erweiterung der Berechnung wäre demnach die Möglichkeit der direkten Eingabe der Stahlfläche.

3.5.2 Einfluss der Lastspielzahl

Für die Untersuchung des Einflusses der Lastspielzahl werden drei repräsentative Querschnitte einer Windenergieanlage mit 140 m Nabenhöhe, die sich zu zwei Drittel aus Betonringsegmenten und zu einem Drittel aus Stahlrohrsegmenten zusammensetzt, betrachtet. Querschnitt 1 mit einem Außendurchmesser D von 11,47 m stellt den Querschnitt unten am Fußpunkt des Turmes dar. Querschnitt 3 mit $D = 4,46$ m befindet sich am oberen Ende der Betonringsegmente direkt unterhalb des Stahlschaftes und Querschnitt 2 mit $D = 8,10$ m liegt genau in der Mitte. Die drei Querschnitte sind mit ihren Hauptabmessungen in Abbildung 3.39 dargestellt.

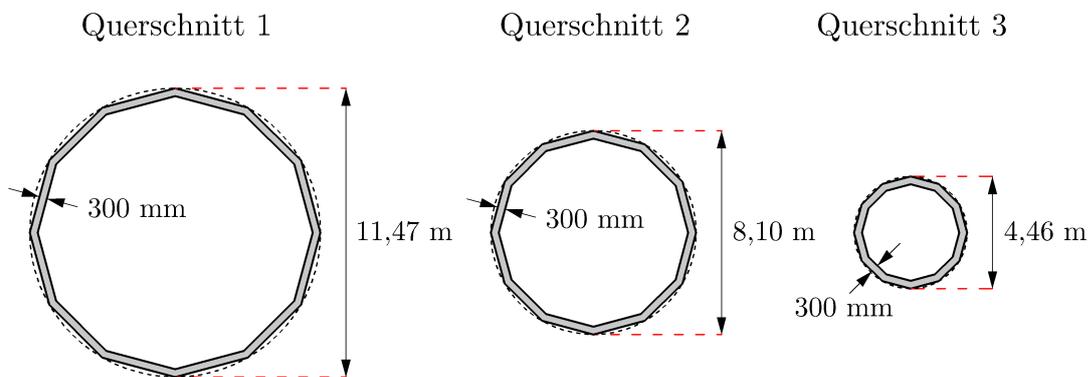


Abbildung 3.39: Hauptabmessungen der untersuchten Querschnitte eines Turmes einer typischen Windenergieanlage mit 140 m Nabenhöhe

Diese Querschnitte werden für zwei Konfigurationen nach Tabelle 3.5 für die Lastspielzahlen von 10^0 bis 10^9 ausgewertet und verglichen. Konfiguration A ist dabei ein Fertigteilverquerschnitt mit einer typischen Betondruckfestigkeit, der zumindest in den Segmentfugen keinerlei schlaife Bewehrung besitzt. Konfiguration B ist ein durchgehend bewehrter Ortbetonquerschnitt mit einem Bewehrungsgrad von 2%, für den eine Betondruckfestigkeit bestimmt werden soll mit der ungefähr dasselbe Momentenspiel wie vom

unbewehrten Querschnitt aufgenommen werden kann. Da – wie in der Diskussion der Momenten-Normalkraft-Beziehung gezeigt – eine geringere Betondruckfestigkeit erheblich weniger Normalkraft, eingepreßt durch vor allem eine Vorspannung, erfordert und zusätzlich mit der Erhöhung des Bewehrungsgrades eine niedrigere erforderliche Vorspannkraft einhergeht, wird das Spannungsniveau für den Ermüdungsnachweis nachhaltig gesenkt. Mit einer wesentlich geringeren Betondruckfestigkeit kann also demselben Biegemoment widerstanden werden.

Tabelle 3.5: Betondruckfestigkeit und Bewehrungsgrad der untersuchten Querschnitte eines Turmes einer typischen Windenergieanlage mit 140 m Nabenhöhe

	QUERSCHNITT 1	QUERSCHNITT 2	QUERSCHNITT 3
D [m]	11,47	8,10	4,46
d [mm]	300	300	300
<i>Konfiguration A</i>			
f_{ck} [N/mm ²]	C45/55	C70/85	C80/95
ρ [%]	0	0	0
<i>Konfiguration B</i>			
f_{ck} [N/mm ²]	C30/37	C45/50	C50/60
ρ [%]	2	2	2

Die Berechnung des Momentenspiels erfolgt – wie erwähnt – auf Basis der Regelungen aus [fib, 2010], die in Abschnitt 2.7 ausführlich kommentiert sind. Hierfür wird das nicht lineare Materialmodell, das in Abschnitt 3.3.3 vorgestellt wird und in Abbildung 3.13 veranschaulicht ist, verwendet. Die Festlegungen aller wesentlichen Parameter der Berechnung sind in Tabelle 3.6 zusammengefasst.

Tabelle 3.6: Festlegung der wesentlichen Berechnungsparameter für die Ermittlung des Momentenspiels der untersuchten Querschnitte nach [fib, 2010]

BERECHNUNGSPARAMETER		FESTLEGUNG
Außendurchmesser	D	gem. Tabelle 3.5
Wanddicke	d	0,3 m
Ecken	k	12
Drehung	β	0°
Char. Streckgrenze des Betonstahls	f_{yk}	500 N/mm ²
E-Modul Betonstahl	E_s	200 000 N/mm ²
Bewehrungsgrad	ρ	gem. Tabelle 3.5
Randabstand	d_1, d_2	75 mm

Tabelle 3.6: Festlegung der wesentlichen Berechnungsparameter für die Ermittlung des Momentenspiels der untersuchten Querschnitte nach [fib, 2010] (Fortsetzung)

BERECHNUNGSPARAMETER		FESTLEGUNG	
Stababstand	e		100 mm
Teilsicherheitsbeiwert Betonstahl	γ_s		1,15
Spannungsexponent	k_1		5
Spannungsexponent	k_2		9
Spannungsschwingbreite	$\Delta\sigma_{Rsk,N^*}$		210 N/mm ²
Char. Zylinderdruckfestigkeit	f_{ck}		gem. Tabelle 3.5
E-Modul Beton	E_c		gem. Model Code 2010
Abminderungsfaktor	α_{fat}		gem. Tabelle 3.4
Teilsicherheitsbeiwert Beton	γ_s		1,5
Zement Klasse R	s		0,20
Erstbelastungszeitpunkt	t		60 Tage

Die maximal ertragbaren Momentenspiele M_{range} sind in Abhängigkeit von der Normalkraft N und dem Mittelmoment M_{mean} für die drei Querschnitte in beiden Konfigurationen in den Abbildungen 3.40 bis 3.42 ausgewertet. Die Betondruckfestigkeit kann bei Konfiguration B für Querschnitt 1 um drei Klassen und für Querschnitt 2 & 3 sogar um vier Stufen reduziert werden, ohne im Vergleich zu Konfiguration A Momententragfähigkeit einbüßen zu müssen. Zudem ist zu beobachten, dass die Maxima der Momententragfähigkeit in Konfiguration B für alle Lastspielzahlen auf dem gleichen Level der zugehörigen Normalkraft (Vorspannkraft) auftreten. Es ist daher möglich von $n = 10^0$ bis $n = 10^9$ mit ein und der selben Vorspannkraft jeweils auch das Maximum an Momententragfähigkeit zu lukrieren und so den Querschnitt optimal auszunutzen. Ferner wird das Niveau der optimalen Vorspannkraft durch die schlaffe Bewehrung insgesamt gesenkt.

Darüber hinaus eröffnet sich mit Konfiguration B die in der Bemessungspraxis sehr nützliche Möglichkeit, den Ermüdungswiderstand genauer zu justieren. Ist es beim unbewehrten Querschnitt nur die Betondruckfestigkeit, die es auszuwählen gilt, stehen beim durchgehend bewehrten Querschnitt die beiden Komponenten Betondruckfestigkeit und Bewehrungsgrad zur Verfügung.

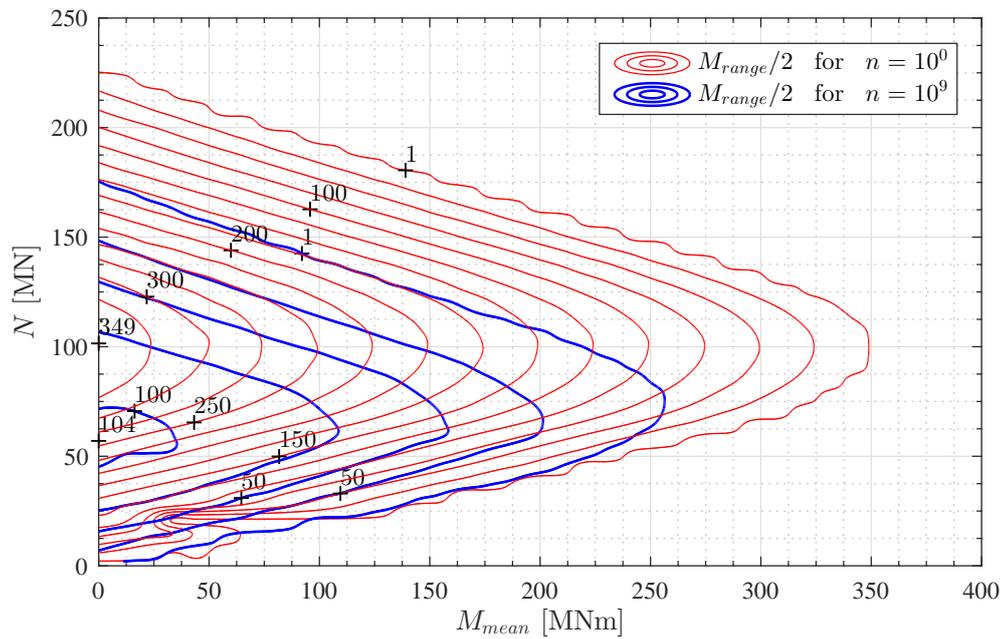
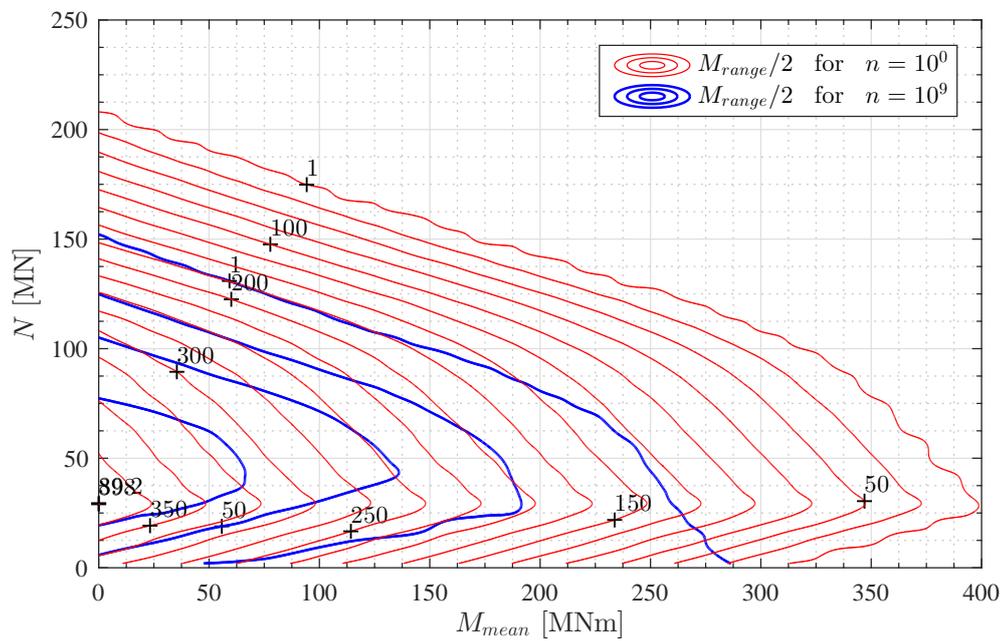
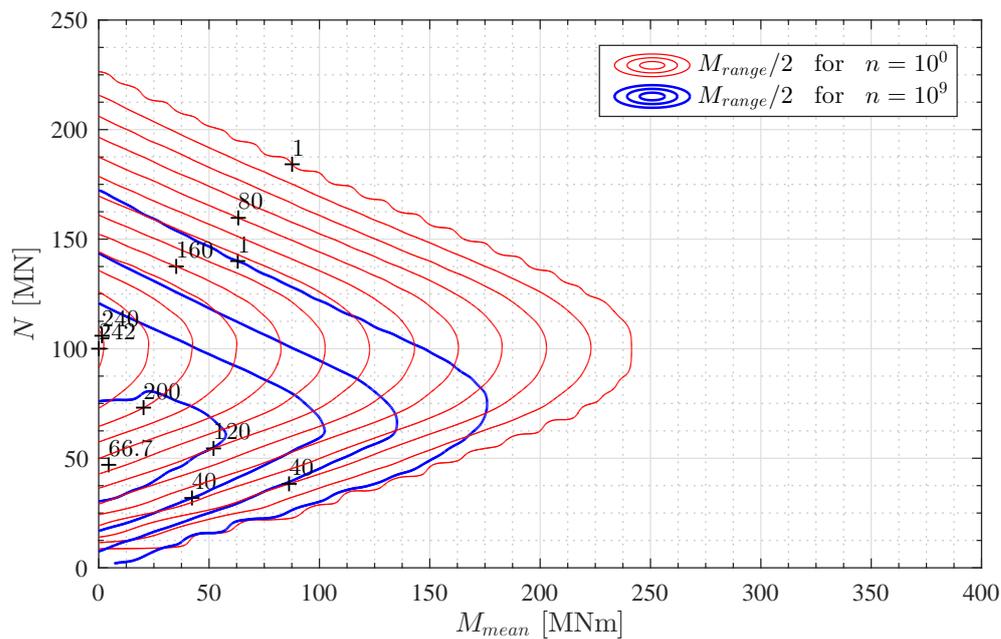
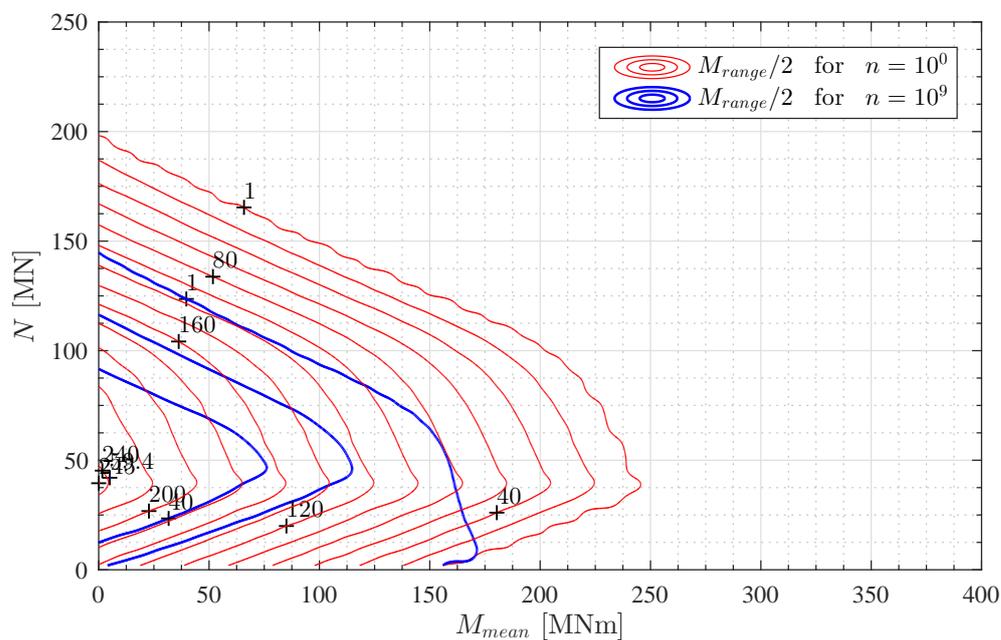
a) Konfiguration A: C45/55, $\rho = 0\%$ b) Konfiguration B: C30/37, $\rho = 2\%$

Abbildung 3.40: Ertragbares Momentenspiel M_{range} in Abhängigkeit von der Normalkraft N und dem Mittelmoment M_{mean} für Querschnitt 1 nach den Regelungen aus [fib, 2010]



a) Konfiguration A: C70/85, $\rho = 0\%$



b) Konfiguration B: C45/55, $\rho = 2\%$

Abbildung 3.41: Ertragbares Momentenspiel M_{range} in Abhängigkeit von der Normalkraft N und dem Mittelmoment M_{mean} für Querschnitt 2 nach den Regelungen aus [fib, 2010]

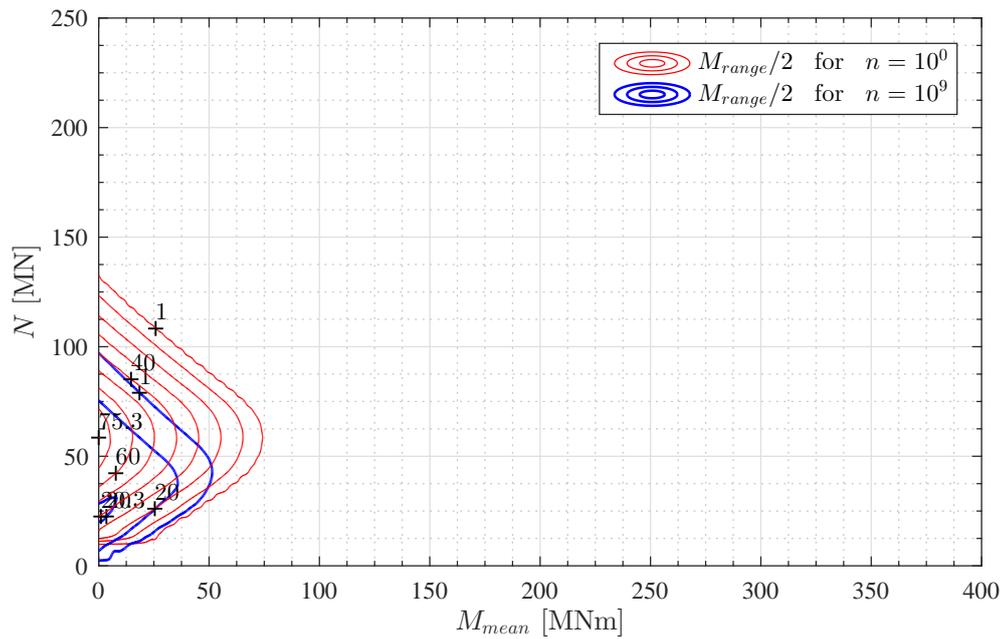
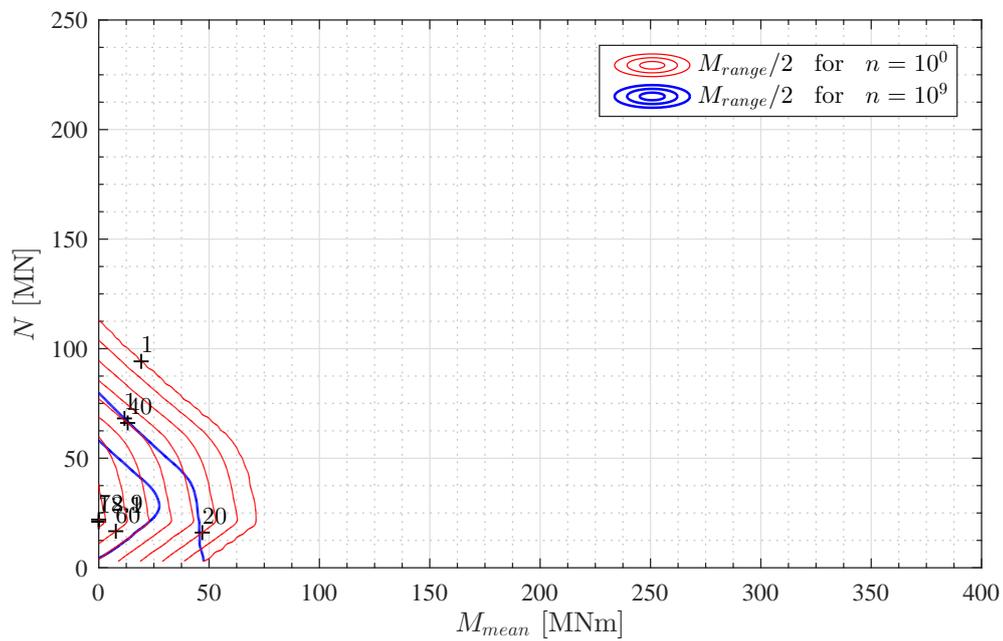
a) Konfiguration A: C80/95, $\rho = 0\%$ b) Konfiguration B: C50/60, $\rho = 2\%$

Abbildung 3.42: Ertragbares Momentenspiel M_{range} in Abhängigkeit von der Normalkraft N und dem Mittelmoment M_{mean} für Querschnitt 3 nach den Regelungen aus [fib, 2010]

Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Obwohl die Forschung zum Thema Betonermüdung unter Druckschwellbeanspruchung bereits Anfang des 20. Jahrhunderts aufgenommen wurde und eine Vielzahl an Forschungsarbeiten entstanden ist, bestehen dennoch große Wissenslücken vor allem hinsichtlich des Ermüdungsvorganges im Beton. Grund dafür ist die Fokussierung der Arbeiten auf die Ermüdungsfestigkeit, die in Wöhlerversuchen ermittelt wird und mit einem erheblichen experimentellen und zeitlichen Aufwand verbunden ist. Eine allgemeine Definition der Schädigung im Beton fehlt deswegen noch vollständig und Untersuchungen des Ermüdungsprozesses unterhalb der Makro-Ebene, bei der der Beton näherungsweise als homogenes Kontinuum angesehen wird, sind rar. Dabei scheint es aber unumgänglich die Betonstruktur auf Meso- oder sogar auf Mikro-Ebene zu betrachten, um die Beziehung zwischen den Komponenten Zuschlag und Zementmatrix zu erfassen. Auf Makro-Ebene können lediglich Verformungen und Steifigkeitsverlust ermittelt werden, was zur Beschreibung der Materialschädigung alleine nicht ausreicht.

In der Literatur wurden in der Vergangenheit zahlreiche Einflüsse auf den Ermüdungswiderstand von Beton diskutiert. In vielen Fällen konnten die Faktoren aber nicht isoliert betrachtet werden, da eine gegenseitige Beeinflussung festzustellen war. Daher müssen die Versuchsergebnisse mit der nötigen Sorgfalt interpretiert werden und können oftmals nur als Anhaltspunkte dienen. So können etwa die Einflüsse aus dem Betonalter, aus den Umgebungsbedingungen, wie Feuchte und Temperatur, sowie aus der Betontechnologie nicht eindeutig geklärt werden. Trotz einzelner widersprüchlicher Ergebnisse sind bei den Parametern Betondruckfestigkeit, Belastungsfrequenz und -funktion sowie Beanspruchungsart eindeutige Tendenzen zu beobachten.

Die Veränderung der Materialkennwerte infolge zyklischer Einwirkung ist je nach Parameter mehr oder weniger umfangreich durch Forschungsarbeiten dokumentiert. Über die Degradation der Betondruckfestigkeit liegen zum Beispiel vergleichsweise wenige Untersuchungen vor, da es sich um eine zerstörende Werkstoffprüfung handelt und damit ein erhöhter experimenteller Aufwand einhergeht. Insgesamt dürfte die relativ geringe Abnahme der Betondruckfestigkeit gegen Ende der Lebensdauer aber kaum eine Rol-

le spielen. Dehnungen und Steifigkeiten hingegen können in einem Wöhlerversuch mit zerstörungsfreien Messungen kontinuierlich aufgezeichnet werden. Beide Entwicklungen zeigen eine 3-phasige Entwicklungskurve. Während Phase I durch rasch zunehmende Dehnungen und einen rapiden Steifigkeitsverlust gekennzeichnet ist, verlangsamten sich die Raten in Phase II, die den wesentlichsten Anteil an der Evolutionskurve hat. Gegen Ende der Lebensdauer kommt es in Phase III wieder zum Steifigkeitsabfall und zu großen Dehnungsraten. Bei Verformungsmessungen stellt sich die schwierige Differenzierung der Kriechanteile allerdings als problematisch heraus, da es sich bei Ermüdungsversuchen oft um Langzeitversuche handelt und Kriechverformungen eine Rolle spielen. In jüngerer Vergangenheit wurde der Steifigkeitsverlust in mehreren Arbeiten als kontinuumsmechanischer Schädigungsparameter angesehen und entsprechende Ermüdungsmodelle entwickelt. Bei Ermüdungsversuchen unter Druckschwellbeanspruchung kommt es zur Krümmungsumkehr der Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Dieser Effekt dürfte in der Wechselwirkung zwischen Zuschlagskorn und Zementmatrix begründet sein, da reiner Zementstein diese Eigenschaft nicht besitzt. Auch hier wurden Modelle, die sich auf die Krümmungsumkehr stützen, entworfen. Allerdings konnte die Belastbarkeit dieser Indikatoren zur Beschreibung der Ermüdungsschädigung experimentell nicht bestätigt werden.

Zur Quantifizierung der Ermüdung in Betonkonstruktionen existieren empirische und energetische Ansätze. Erstere stützen sich auf die in großem Umfang vorhandenen Wöhlerlinien aus Einstufenversuchen. Da in Wirklichkeit kaum einstufige, konstante Einwirkungen auftreten, müssen die Schädigungen der einzelnen Lastkollektive akkumuliert werden. Die einfachste und bekannteste Schadensakkumulationshypothese ist die Hypothese nach PALMGREN UND MINER. Dabei wird unterstellt, dass jedes Lastspiel eine Teilschädigung im Material verursacht, die reihenfolgeunabhängig zur Schadenssumme aufsummiert werden kann. Die Anwendung dieser aus dem Stahlbau stammenden Hypothese auf Beton ist allerdings kaum gerechtfertigt, da neben der Reihenfolge auch keine Belastungsfrequenzen oder Ruhepausen berücksichtigt werden. Deshalb sind im Laufe der Zeit mehrere Modifikationen der PALMGREN-MINER-Regel entstanden, die aber meist nur für eine Prüferie zutreffende Ergebnisse liefern und nicht allgemein gültig sind. Dennoch findet die lineare Schadensakkumulation nach PALMGREN UND MINER Eingang in die aktuellen Normen und Regelwerke. Bei den energetischen Ansätzen wird die Hypothese aufgestellt, dass die durch die Ermüdungsbeanspruchung aufgebrauchte Arbeit in einem bestimmten Schädigungsstadium der Arbeit bei monotoner Belastung entspricht, die dieselbe Schädigung im Material erzeugt. Eine Berücksichtigung der Belastungsreihenfolge ist damit möglich, der Rechenaufwand aber enorm. Eine Verifikation dieser Ansätze durch Versuche ist noch weitestgehend ausständig.

Durch die Errichtung immer größerer zyklisch beanspruchter Turmbauwerke aus Stahlbeton spielt der Ermüdungswiderstand von Ringquerschnitten unter Normalspannungen eine zunehmende Rolle. Aktuell kommen im Wesentlichen zwei verschiedene Konzepte zur Anwendung, die sich hinsichtlich der Ableitung der Biegemomente unterscheiden. Während bei der Fertigteilbauweise übereinander gestapelte Ringsegmente nur durch Vorspannung

ihre Momententragfähigkeit erhalten, besitzen durchgehend bewehrte Türme (Halbfertigteil- bzw. Ortbetonbauweise) bereits ohne Vorspannung eine gewisse Momententragfähigkeit, die durch Vorspannung vergrößert wird. In der Parameterstudie werden die beiden Konzepte gegenübergestellt und die Einflüsse der Bemessungsparameter untersucht. Da die Ringsegmente in Halbfertigteilbauweise im Grundriss Ecken aufweisen, wird dieser Einfluss auf die Tragfähigkeit im Rahmen einer Vorstudie analysiert. Vor allem bei Querschnitten mit einer geringen Eckenanzahl kommt es zu beträchtlichen Abweichungen bei der Biege- und Normalkrafttragfähigkeit im Vergleich zum Kreisringquerschnitt. Auch aufgrund der Abhängigkeit von der Belastungsrichtung muss die polygonale Form der Querschnitte in der Spannungsberechnung berücksichtigt werden. Der Zementtyp und der Erstbelastungszeitpunkt haben erheblichen Einfluss auf den Ermüdungswiderstand und wurden in der Literatur bereits eingehend untersucht, weswegen diese in der Parameterstudie nicht weiter betrachtet werden. Da der Einfluss des Außendurchmessers im Vergleich zum Einfluss der Wanddicke gering ist, wird die Parameterstudie auf Querschnitte mit einer Wandstärke von 0,3 m beschränkt. Bei der Ermittlung von Spannungen ist die Steifigkeit der Werkstoffe von großer Bedeutung. Auf Grund der Beobachtung im Zuge der Literaturlauswertung, dass es bei den Materialkennwerten vor allem bei der Steifigkeit zu Veränderungen kommt, wird diese Entwicklung genauer untersucht. Hierfür wird die Steifigkeitsreduktion aus Versuchen aus der Literatur in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit ermittelt. Die abgeleitete Funktion deckt sich mit der Empfehlung aus Model Code 2010 [fib, 2010], das Verhältnis der E-Moduli von Stahl und Beton mit 10 anzunehmen, nicht. Deshalb wird für den E-Modul der Abminderungsfaktor α_{fat} eingeführt und ein auf Model Code 2010 [fib, 2010] aufbauendes nicht lineares Materialmodell für die Berechnung der Spannungen unter Ermüdungsbeanspruchung entwickelt. Die Berechnung des maximal ertragbaren Momentenspiels in Abhängigkeit von der Normalkraft und dem Mittelmoment erfolgt mit dem Rechenablauf aus [Fischer und Schönweger, 2017]. Schon bei der Auswertung der Momenten-Normalkraft-Beziehung kann festgestellt werden, dass die maximal aufnehmbare Normalkraft vor allem von der Betondruckfestigkeit abhängt und in weit geringerem Maße vom Bewehrungsgrad. Ferner muss im Bereich des maximalen Biegemomentes die Normalkraft (Vorspannkraft) umso größer sein, je geringer der Bewehrungsgrad gewählt wird. Mit schlaffer Bewehrung lässt sich also das Spannungsniveau bei gleicher Momententragfähigkeit reduzieren. Wirkt keine Normalkraft, hängt die Momententragfähigkeit beinahe ausschließlich vom Bewehrungsgrad ab. Durch die Gegenüberstellung der maximal aufnehmbaren Momentenspiele kann gezeigt werden, dass die Betondruckfestigkeit bei Verwendung schlaffer Bewehrung erheblich gesenkt werden kann. Ebenso kann das Niveau der erforderlichen Vorspannkraft gesenkt und für alle Lastspielzahlen von 10^0 bis 10^9 auf ein einheitliches Level gebracht werden, sodass der Querschnitt mit ein und derselben Vorspannkraft optimal ausgenutzt ist. Des Weiteren ergibt sich für die Bemessung die praktische Möglichkeit, nicht nur mit dem Parameter Festigkeit, sondern auch mit dem Parameter Bewehrungsgrad Einfluss auf den Ermüdungswiderstand zu nehmen.

Abbildungsverzeichnis

2.1	Wichtige Kenngrößen zur Beschreibung der zyklischen Beanspruchung aus [Thiele, 2015]	14
2.2	Beanspruchungsbereiche zyklischer Beanspruchung mit zugehörigem Spannungsverhältnis R aus [Thiele, 2015]	15
2.3	Typische Wöhlerlinie mit Abgrenzung der Dauerfestigkeit (D), der Zeitfestigkeit (Z) und der Kurzzeitfestigkeit (K) aus [Haibach, 2006]	16
2.4	Darstellung der Reservoir-Methode zur Ermittlung von Spannungskollektiven aus [Zilch und Zehetmaier, 2010]	17
2.5	Dauerfestigkeitsdiagramme nach SMITH (links) und GOODMAN (rechts) aus [DIN50100, 1978]	18
2.6	Beginn eines Ermüdungsbruches mit mehreren Risskeimen, Bruchflächenstufen, Rastlinien und resultierender Rissfront senkrecht zur Hauptzugspannung aus [Radaj und Vormwald, 2007]	19
2.7	Kenngrößen zur Beschreibung der zyklischen Beanspruchung an Beton aus [Thiele, 2015]	21
2.8	Bereiche der Ermüdungsfestigkeit nach [Hsu, 1981] aus [Anders, 2007]	22
2.9	Bruchlastspielzahlen der luft- und wassergelagerten Probekörper unterschiedlicher Festigkeiten der Versuche aus [Hohberg, 2004]	26
2.10	Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten $\dot{\sigma}$ aus [Hohberg, 2004]	29
2.11	Belastungsfunktionen und Verlauf der Belastungsgeschwindigkeiten aus [Oneschkow, 2014]	30
2.12	Versagenskurven aus Ermüdungsversuchen unter zweiachialer Druckschwellbeanspruchung aus [Göhlmann, 2009]	32
2.13	Festigkeitsverlauf über die Lebensdauer bei druckschwellbeanspruchten Proben mit bezogenen Oberspannungen zwischen $0,57 \cdot f_c$ und $0,79 \cdot f_c$ aus [Hohberg, 2004]	34
2.14	Festigkeitsverlauf über die Lebensdauer aus den Versuchen von [Awad, 1971] für verschiedene Oberspannungen aus [Pfister, 2007]	34
2.15	3-phasige Entwicklung der Dehnungen bei Ermüdungsversuchen im Druckschwellbereich aus [Oneschkow, 2014]	35

2.16	Entwicklung der Dehnungsanteile mit der Lastspielzahl (links) und additives Dehnungsmodell (rechts) aus [von der Haar und Marx, 2017]	37
2.17	Steifigkeitsabminderung über die Lebensdauer bei Druckschwellbeanspruchung aus [Oneschkow, 2014]	38
2.18	Steifigkeitsabminderung von Beton über die Lebensdauer bei Ermüdungsbeanspruchung (oben) und Definition von Sekanten- und Schädigungsmodul (unten) aus [Roggendorf und Goralski, 2014]	40
2.19	Schnittpunkt P („common point“, „focus-point“ oder „Pivot-Punkt“) zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens aus [Park, 1990]	41
2.20	Spannungsverteilung in der Druckzone bei $1/4$, $1/2$ und $3/4$ der Lebensdauer in einem Druckschwellversuch mit exzentrischer Belastung aus [Weigler, 1981]	42
2.21	Zulässiger Bereich für Spannungumlagerungen und Definition von σ_{c1} und σ_{c2} nach [fib, 2010]	43
2.22	Wöhlerlinien mit Überlebenswahrscheinlichkeiten von $P_{\dot{\sigma}} = 5\%$, $P_{\dot{\sigma}} = 50\%$ und $P_{\dot{\sigma}} = 95\%$ bei konstanter Unterspannung aus [Kessler-Kramer, 2002]	45
2.23	Wöhlerlinien für Beton bei konstanter Unterspannung mit extrapoliertem Quasi-Dauerfestigkeitsbereich [Weigler, 1981]	46
2.24	Schädigungsenergie bei monotoner Belastung (links) und bei Ermüdungsbeanspruchung (rechts) nach [Pfanner, 2003] aus [Grünberg und Göhlmann, 2006]	48
2.25	Bestimmung der ertragbaren Lastspielzahlen für einen ansteigenden dreistufigen Ermüdungsprozess nach [Grünberg und Göhlmann, 2006]	49
2.26	Wöhlerlinien für Beton unter Druckbeanspruchung nach MC 1990 und MC 2010 aus [Lohaus et al., 2012]	54
2.27	Form der Wöhlerlinie für Beton- und Spannstahl aus [fib, 2010]	61
2.28	Verlauf der Schädigungssumme D in Abhängigkeit vom Belastungsbeginn aus [Seidel, 2002]	67
3.1	Seitenlängen a_a bzw. a_i und Winkel α des doppelt symmetrischen Querschnittes mit k Ecken	72
3.2	Abweichung des Flächenträgheitsmomentes I_y zwischen polygonaler Näherung und Kreisring in Abhängigkeit von der Anzahl der Ecken k	72
3.3	Abweichung der Querschnittsfläche A zwischen polygonaler Näherung und Kreisring in Abhängigkeit von der Anzahl der Ecken k	73
3.4	Abstände z_1 und z_2 zur Schwerachse bei 0° und 15° Drehung für einen Querschnitt mit $k = 12$ Ecken	74
3.5	Zusammenhang zwischen z_1 und z_2	74
3.6	Abweichung des Widerstandsmomentes W_y zwischen maximalem und minimalem Abstand z zur Schwerachse in Abhängigkeit von der Anzahl der Ecken k	75
3.7	Faktor β_{cc} zur Berücksichtigung des Erstbelastungszeitpunktes für verschiedene Zementtypen	76

3.8	Einfluss des Durchmessers D und der Wanddicke d auf das Flächenträgheitsmoment I_y und die Querschnittsfläche A	78
3.9	Definition des Tangentenmoduls (E_{ci}) und des Sekantenmoduls (E_c) aus [fib, 2010]	80
3.10	Steifigkeitsabminderung von Normalbeton über die Lebensdauer unter Ermüdungsbeanspruchung mit Wendepunkt der, S-förmigen Entwicklungskurve	82
3.11	Funktion zur Abminderung der Steifigkeit, abgeleitet aus den Versuchen aus [Holmen, 1979], [Petkovic et al., 1990], [Do et al., 1993], [Hohberg, 2004] sowie [Oneschkow, 2014] und [Thiele, 2015] und verglichen mit den Vorgaben aus [CEB-FIP, 1990] bzw. [fib, 2010] und [DNV-OS-C502, 2012]	84
3.12	Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus [fib, 2010]	86
3.13	Nicht lineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die Berechnung der Spannungen für die Tragfähigkeit und für Ermüdung	87
3.14	Geometrische Eingabedaten am Beispiel eines Querschnittes einer Halbfertigteilbauweise nach [Fischer und Schönweger, 2017]	88
3.15	Typische Momenten-Normalkraft-Krümmungs-Beziehung eines Kreisringquerschnittes	89
3.16	Maximales Momentenspiel für Beton und Bewehrungsstahl für $n = 10^0$ und $n = 10^9$ Lastzyklen in Abhängigkeit vom Mittelmoment M_{mean} und von der Normalkraft N	90
3.17	Nicht lineare und bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die Berechnung der Momenten-Normalkraft-Krümmungs-Beziehung	91
3.18	Momenten-Normalkraft-Krümmungs-Beziehung ermittelt mit dem nicht linearen Materialmodell und dem bilinearen Materialmodell für Ermüdung laut Abbildung 3.17 für $D = 6$ m, $d = 0,3$ m, $k = 12$, $f_{ck} = 30$ N/mm ² und $\rho = 2\%$ bei $t = 60$ Tage	92
3.19	M-N-Beziehungen für $D = 4$ m mit variiertem Bewehrungsgrad (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd,fat}$ gemäß Abbildung 3.17)	93
3.20	M-N-Beziehungen für $D = 4$ m mit variiertem Betondruckfestigkeit (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd,fat}$ gemäß Abbildung 3.17)	93
3.21	M-N-Beziehungen für $D = 6$ m mit variiertem Bewehrungsgrad (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd,fat}$ gemäß Abbildung 3.17)	94
3.22	M-N-Beziehungen für $D = 6$ m mit variiertem Betondruckfestigkeit (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd,fat}$ gemäß Abbildung 3.17)	94
3.23	M-N-Beziehungen für $D = 8$ m mit variiertem Bewehrungsgrad (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd,fat}$ gemäß Abbildung 3.17)	95
3.24	M-N-Beziehungen für $D = 8$ m mit variiertem Betondruckfestigkeit (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd,fat}$ gemäß Abbildung 3.17)	95
3.25	M-N-Beziehungen für $D = 10$ m mit variiertem Bewehrungsgrad (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd,fat}$ gemäß Abbildung 3.17)	96

3.26 M-N-Beziehungen für $D = 10$ m mit variiertes Betondruckfestigkeit (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd, fat}$ gemäß Abbildung 3.17)	96
3.27 M-N-Beziehungen für $D = 12$ m mit variiertem Bewehrungsgrad (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd, fat}$ gemäß Abbildung 3.17)	97
3.28 M-N-Beziehungen für $D = 12$ m mit variiertes Betondruckfestigkeit (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd, fat}$ gemäß Abbildung 3.17)	97
3.29 Zu untersuchende Punkte der Momenten-Normalkraft-Beziehung	98
3.30 N_{max} (Punkt P1) in Abhängigkeit des Außendurchmessers D mit variiertem Bewehrungsgrad für die verschiedenen Betondruckfestigkeiten (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd, fat}$ gemäß Abbildung 3.17)	99
3.31 N_{max} (Punkt P1) in Abhängigkeit des Außendurchmessers D mit variiertem Bewehrungsgrad und verschiedenen Betondruckfestigkeiten	100
3.32 N_{max} (Punkt P1) in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad bzw. von der Betondruckfestigkeit für $D = 8$ m	101
3.33 M_0 (Punkt P2) in Abhängigkeit des Außendurchmessers D mit variiertem Bewehrungsgrad für die verschiedenen Betondruckfestigkeiten (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd, fat}$ gemäß Abbildung 3.17)	102
3.34 M_0 (Punkt P2) in Abhängigkeit des Außendurchmessers D mit variiertem Bewehrungsgrad und verschiedenen Betondruckfestigkeiten	103
3.35 M_0 (Punkt P2) in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad bzw. von der Betondruckfestigkeit für $D = 8$ m	104
3.36 M_{max} (Punkt P3) in Abhängigkeit des Außendurchmessers D mit variiertem Bewehrungsgrad für die verschiedenen Betondruckfestigkeiten mit der zugehörigen Normalkraft N_{zgh} (strichliert: Materialmodell mit $f_{cd, fat}$ gemäß Abbildung 3.17)	105
3.37 M_{max} (Punkt P3) in Abhängigkeit des Außendurchmessers D mit variiertem Bewehrungsgrad und verschiedenen Betondruckfestigkeiten mit der zugehörigen Normalkraft N_{zgh}	106
3.38 M_0 (Punkt P2) in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad bzw. von der Betondruckfestigkeit für $D = 8$ m mit der zugehörigen Normalkraft N_{zgh}	107
3.39 Hauptabmessungen der untersuchten Querschnitte eines Turmes einer typischen Windenergieanlage mit 140 m Nabenhöhe	108
3.40 Ertragbares Momentenspiel M_{range} in Abhängigkeit von der Normalkraft N und dem Mittelmoment M_{mean} für Querschnitt 1 nach den Regelungen aus [fib, 2010]	111
3.41 Ertragbares Momentenspiel M_{range} in Abhängigkeit von der Normalkraft N und dem Mittelmoment M_{mean} für Querschnitt 2 nach den Regelungen aus [fib, 2010]	112
3.42 Ertragbares Momentenspiel M_{range} in Abhängigkeit von der Normalkraft N und dem Mittelmoment M_{mean} für Querschnitt 3 nach den Regelungen aus [fib, 2010]	113

Tabellenverzeichnis

2.1	Untersuchungen über den Steifigkeitsverlust unter Ermüdungsbeanspruchung aus der Literatur aus [Anders, 2007]	39
2.2	Enthaltene Nachweisformate in den untersuchten Regelwerken	50
2.3	Parameter für die Wöhlerlinien von Betonstahl	62
2.4	Parameter für die Wöhlerlinien von Spannstahl	63
2.5	Vergleich der Wöhlerlinien der untersuchten Regelwerke anhand verschiedener bezogener Spannungen und der Bruchlastspielzahl	65
2.6	Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte der untersuchten Regelwerke	65
2.7	Vergleich von $f_{ck,fat}$ der untersuchten Regelwerke mit $\beta_{cc} = 1,0$, der Klammerwert gibt den prozentualen Anteil von $f_{ck,fat}$ an f_{ck} an	66
3.1	Zu untersuchende Parameter und deren Bandbreite	70
3.2	In der Literatur verwendete Materialmodelle zur Spannungsermittlung unter Ermüdungsbeanspruchung	79
3.3	Übersicht über die Versuche zur Ermittlung der Steifigkeitsreduktion	83
3.4	Abminderungsfaktor α_{fat} für die Steifigkeit ausgewertet für verschiedene Betondruckfestigkeiten	85
3.5	Betondruckfestigkeit und Bewehrungsgrad der untersuchten Querschnitte eines Turmes einer typischen Windenergieanlage mit 140 m Nabenhöhe	109
3.6	Festlegung der wesentlichen Berechnungsparameter für die Ermittlung des Momentenspiels der untersuchten Querschnitte nach [fib, 2010]	109
3.6	Festlegung der wesentlichen Berechnungsparameter für die Ermittlung des Momentenspiels der untersuchten Querschnitte nach [fib, 2010] (Fortsetzung)	110

Literaturverzeichnis

- [Aas-Jakobsen, 1970] Aas-Jakobsen, K. (1970). *Fatigue of concrete beams and columns*. Division of Concrete Structures, The Norwegian Institute of Technology. University of Trondheim.
- [ACI318-08, 2008] ACI318-08 (2008). *Building code requirements for structural concrete*. ACI committee 318.
- [Ameen und Szymanski, 2006] Ameen, P. und Szymanski, M. (2006). *Fatigue in plain concrete phenomenon and methods of analysis*. Master's thesis, Chalmers University of Technology.
- [Anders, 2007] Anders, S. (2007). *Betontechnologische Einflüsse auf das Tragverhalten von Grouted Joints*. PhD thesis, Leibnitz Universität Hannover.
- [Awad, 1971] Awad, M. E. (1971). *Strength and deformation characteristics of plain concrete subjected to high repeated and sustained loads*. Technical report, University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- [Bögl et al., 2013] Bögl, S., Gläser, C., Hierl, M., und Traute, M. (2013). *Vorgespannte Hybriddürme für Windenergieanlagen*. *Bauingenieur*, 88: 301–306.
- [Breitenbücher et al., 2008] Breitenbücher, R., Ibuk, H., und Yüceoglu, S. (2008). *Beeinflusst die Kornsteifigkeit der Gesteinskörnung im Beton den Degradationsprozess infolge zyklischer Druckbeanspruchung?* *Beton- und Stahlbetonbau*, 103(5): 318–323.
- [CEB, 1988] CEB (1988). *Fatigue of concrete structures – state of the art report*. Bulletin D'information, (188).
- [CEB-FIP, 1990] CEB-FIP (1990). *Model Code 1990. Design Code*. Bulletin D'Information, (117-E).
- [Cornelissen und Reinhardt, 1984] Cornelissen, H. und Reinhardt, H. (1984). *Uniaxial tensile fatigue failure of concrete under constant-amplitude and programme loading*. *Magazine of Concrete Research*, 36(129): 216–226.

- [DIBt, 2012] DIBt (2012). *Richtlinie für Windenergieanlagen - Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung*. Deutsches Institut für Bautechnik.
- [DIN1045-1, 2008] DIN1045-1 (2008). *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Deutsches Institut für Normung.
- [DIN50100, 1978] DIN50100 (1978). *Schwingfestigkeitsversuch - Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile*. Deutsches Institut für Normung.
- [DNV-OS-C502, 2012] DNV-OS-C502 (2012). *Offshore concrete structures*. Det Norske Veritas.
- [DNV-OS-J101, 2014] DNV-OS-J101 (2014). *Design of offshore wind turbine structures*. Det Norske Veritas.
- [Do et al., 1993] Do, M.-T., Chaallal, O., und Aitcin, P.-C. (1993). *Fatigue behavior of high-performance concrete*. Journal of Materials in civil Engineering, 5(1): 96–111.
- [Elsmeier et al., 2016] Elsmeier, K., Hümme, J., Oneschkow, N., und Lohaus, L. (2016). *Prüftechnische Einflüsse auf das Ermüdungsverhalten hochfester feinkörniger Vergussbetone*. Beton-und Stahlbetonbau, 111(4): 233–240.
- [EN1992-1-1, 2015] EN1992-1-1 (2015). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Austrian Standards Institute.
- [EN1992-2, 2012] EN1992-2 (2012). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*. Austrian Standards Institute.
- [Fehlmann, 2012] Fehlmann, P. (2012). *Zur Ermüdung von Stahlbetonbrücken*. PhD thesis, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.
- [Fehlmann und Vogel, 2009] Fehlmann, P. und Vogel, T. (2009). *Versuche zur Ermüdungsfestigkeit alter Betonstähle*. Beton-und Stahlbetonbau, 104(7): 416–423.
- [Fernández Canteli et al., 1984] Fernández Canteli, A., Esslinger, V., und Thürlimann, B. (1984). *Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungs-und Spannstählen*. IBK Berichte, (8002-1).
- [fib, 2010] fib (2010). *Model Code 2010. First complete draft*. Bulletin 55.
- [Fischer und Schönweger, 2017] Fischer, I. und Schönweger, M. C. (2017). *Türme aus Doppelwänden*. PhD thesis, Technische Universität Wien.
- [Fitik, 2012] Fitik, B. (2012). *Ermüdungsverhalten von ultrahochfestem Beton (UHPC) bei zyklischen Beanspruchungen im Druck-Zug-Wechselbereich*. PhD thesis, Technische Universität München.

- [Göhlmann, 2009] Göhlmann, J. (2009). *Zur Schädigungsberechnung an Betonkonstruktionen für Windenergieanlagen unter mehrstufiger und mehraxialer Ermüdungsbeanspruchung*. Fraunhofer-IRB-Verlag.
- [Grünberg und Göhlmann, 2006] Grünberg, J. und Göhlmann, J. (2006). *Schädigungsrechnung an einem Spannbetonschaft für eine Windenergieanlage unter mehrstufiger Ermüdung*. Beton-und Stahlbetonbau, 101(8): 557–570.
- [Grünberg und Göhlmann, 2011] Grünberg, J. und Göhlmann, J. (2011). *Windenergieanlagen in Stahlbeton-und Spannbetonbauweise*. Beton-Kalender 2011: Schwerpunkte: Kraftwerke, Faserbeton: 19–168.
- [Haibach, 2006] Haibach, E. (2006). *Betriebsfestigkeit, Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung*. Berlin, Springer Verlag.
- [Hau, 2017] Hau, E. (2017). *Windkraftanlagen: Grundlagen. Technik. Einsatz. Wirtschaftlichkeit*. Springer-Verlag.
- [Hegger et al., 2012] Hegger, J., Roggendorf, T., Goralski, C., und Roeser, W. (2012). *Ermüdungsverhalten von Beton unter zyklischer Beanspruchung aus dem Betrieb von Windkraftanlagen*. Sachstandsbericht des DIBt, Institutsberichts.
- [Hohberg, 2004] Hohberg, R. (2004). *Zum Ermüdungsverhalten von Beton*. PhD thesis, Technische Universität Berlin.
- [Holmen, 1979] Holmen, J. O. (1979). *Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading*. Division of Concrete Structures, The Norwegian Institute of Technology. University of Trondheim.
- [Hsu, 1981] Hsu, T. (1981). *Fatigue of plain concrete*. In Journal Proceedings, volume 78: 292–305.
- [Ibuk, 2008] Ibuk, H. (2008). *Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung*. PhD thesis, Ruhr-Universität Bochum.
- [Jiang et al., 2017] Jiang, C., Gu, X., Huang, Q., und Zhang, W. (2017). *Deformation of concrete under high-cycle fatigue loads in uniaxial and eccentric compression*. Construction and Building Materials, 141: 379–392.
- [Kessler-Kramer, 2002] Kessler-Kramer, C. (2002). *Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung*. PhD thesis, Universität Fridericiana zu Karlsruhe.
- [Kim und Kim, 1996] Kim, J.-K. und Kim, Y.-Y. (1996). *Experimental study of the fatigue behavior of high strength concrete*. Cement and Concrete Research, 26(10): 1513–1523.
- [Klausen und Weigler, 1979] Klausen, D. und Weigler, H. (1979). *Ermüdung von Beton – Auswirkung einer Beanspruchung im Dauerhaftigkeitsbereich*. Betonwerk + Fertigteiltechnik (4): 158–163.

- [Lohaus et al., 2012] Lohaus, L., Oneschkow, N., Elsmeier, K., und Hümme, J. (2012). *Ermüdungsverhalten von Hochleistungsbetonen in Windenergieanlagen*. Bautechnik, 89(8): 533–541.
- [Lohaus et al., 2011] Lohaus, L., Wefer, M., und Oneschkow, N. (2011). *Ermüdungsbemessungsmodell für normal-, hoch- und ultrahochfeste Betone*. Beton- und Stahlbetonbau, 106(12): 836–846.
- [Mehmel und Kern, 1962] Mehmel, A. und Kern, E. (1962). *Elastische und plastische Stauchungen: von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung*. Vertrieb durch Verlag von W. Ernst.
- [Oneschkow, 2014] Oneschkow, N. (2014). *Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung*. Leibniz Universität Hannover. Institut für Baustoffe.
- [Park, 1990] Park, Y. J. (1990). *Fatigue of concrete under random loadings*. Journal of Structural Engineering, 116(11): 3228–3235.
- [Petersen, 2012] Petersen, C. (2012). *Stahlbau: Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten*. Springer-Verlag.
- [Petkovic et al., 1990] Petkovic, G., Lenschow, R., Stemland, H., und Rosseland, S. (1990). *Fatigue of high-strength concrete*. Special Publication, 121: 505–526.
- [Pfanner, 2003] Pfanner, D. (2003). *Zur Degradation von Stahlbetonbauteilen unter Ermüdungsbeanspruchung*. VDI-Verlag.
- [Pfister, 2007] Pfister, T. R. (2007). *Ein Ermüdungsschädigungsmodell für Zuverlässigkeitsanalysen von Stahlbetontragwerken*. PhD thesis, Ruhr-Universität Bochum.
- [Radaaj und Vormwald, 2007] Radaaj, D. und Vormwald, M. (2007). *Ermüdungsfestigkeit: Grundlagen für Ingenieure*. Springer-Verlag.
- [RILEM, 1984] RILEM, C. (1984). *36-rdl: Long term random dynamic loading of concrete structures*. Materials and Structures, 17(97).
- [Roggendorf und Goralski, 2014] Roggendorf, T. und Goralski, C. (2014). *Ermüdungsverhalten von Beton unter zyklischer Beanspruchung aus dem Betrieb von Windenergieanlagen*. Beton- und Stahlbetonbau, 109(11): 824–828.
- [Schneider et al., 2012] Schneider, S., Vöcker, D., und Marx, S. (2012). *Zum Einfluss der Belastungsfrequenz und der Spannungsgeschwindigkeit auf die Ermüdungsfestigkeit von Beton*. Beton- und Stahlbetonbau, 107(12): 836–845.
- [Schwabach, 2005] Schwabach, E. (2005). *Verformungs- und Degradationsverhalten von niederzyklisch uniaxial druckbeanspruchtem Beton*. PhD thesis, Bauhaus-Universität Weimar.

- [Seidel, 2002] Seidel, M. (2002). *Auslegung von Hybridtürmen für Windenergieanlagen – Lastermittlung und Nachweis der Ermüdungsfestigkeit am Beispiel einer 3,6-MW-WEA mit 100 m Rotordurchmesser*. Beton-und Stahlbetonbau, 97(11): 564–575.
- [Tepfers et al., 1977] Tepfers, R., Fridén, C., und Georgsson, L. (1977). *A study of the applicability to the fatigue of concrete of the Palmgren-Miner partial damage hypothesis*. Magazine of Concrete Research, 29(100): 123–130.
- [Tepfers und Kutti, 1979] Tepfers, R. und Kutti, T. (1979). *Fatigue strength of plain, ordinary, and lightweight concrete*. In Journal Proceedings, volume 76: 635–652.
- [Teworte, 2014] Teworte, F. (2014). *Zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern unter Ermüdungsbeanspruchung*. PhD thesis, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen.
- [Thiele, 2015] Thiele, M. (2015). *Experimentelle Untersuchung und Analyse der Schädigungsevolution in Beton unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen*. PhD thesis, Technische Universität Berlin.
- [Tilly, 1979] Tilly, G. (1979). *Fatigue of steel reinforcement bars in concrete: a review*. Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures, 2(3): 251–268.
- [Tue und Mucha, 2006] Tue, N. V. und Mucha, S. (2006). *Ermüdungsfestigkeit von hochfestem Beton unter Druckbeanspruchung*. Bautechnik, 83(7): 497–504.
- [Urban et al., 2012] Urban, S., Strauss, A., Macho, W., Bergmeister, K., Dehlinger, C., und Reiterer, M. (2012). *Zyklisch belastete Betonstrukturen*. Bautechnik, 89(11): 737–753.
- [von der Haar et al., 2015] von der Haar, C., Hümme, J., Marx, S., und Lohaus, L. (2015). *Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten eines höherfesten Normalbetons*. Beton-und Stahlbetonbau, 110(10): 699–709.
- [von der Haar und Marx, 2017] von der Haar, C. und Marx, S. (2017). *Ein additives Dehnungsmodell für ermüdungsbeanspruchten Beton*. Beton-und Stahlbetonbau, 112(1): 31–40.
- [Weigler, 1981] Weigler, H. (1981). *Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung*. Beton, (5).
- [Wittmann, 1987] Wittmann, F. (1987). *Structure of concrete and crack formation*. In Fracture of Non-Metallic Materials: 309–340. Springer-Verlag.
- [Zhang et al., 1996] Zhang, B., Phillips, D., und Wu, K. (1996). *Effects of loading frequency and stress reversal on fatigue life of plain concrete*. Magazine of concrete research, 48(177): 361–375.

- [Zilch und Zehetmaier, 2010] Zilch, K. und Zehetmaier, G. (2010). *Bemessung im konstruktiven Betonbau nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. 2., neu bearbeitete und erweiterte Auflage. Springer-Verlag.