

DIPLOMARBEIT

Bemessung und Konstruktion von Stahlbetontragwerken in Europa und den USA

eingereicht an der
FH JOANNEUM Gesellschaft mbH
Fachhochschulstudiengang
Baumanagement und Ingenieurbau

vorgelegt von:
CHRISTIAN SCHWEIGER, BSc
Sallegg 21
8191 Koglhof

Betreuer:
FH-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Michaela Kofler
FH Joanneum, Graz, Österreich
Prof. Barry Jones PhD, FASCE, FCIQB
California Polytechnics State University, San Luis Obispo, Kalifornien

Eidesstattliche Erklärung

„Ich erkläre hiermit eidesstattlich, dass ich folgende Arbeit selbstständig angefertigt habe. Die aus fremden Quellen direkt oder indirekt übernommenen Gedanken oder Formulierungen sind als solche kenntlich gemacht. Die Arbeit wurde bisher an keiner anderen Bildungsinstitution vorgelegt und ist noch nicht veröffentlicht.“

Christian Schweiger

Graz, 20. Februar 2012

Danksagung

Die Erstellung einer Diplomarbeit steht am Ende eines lehrreichen und sehr interessanten Studiums. Neben Ausdauer, Neugierde und Leidenschaft, braucht es auch noch die Hilfe von sehr vielen Menschen, um diesen Weg erfolgreich beschreiten zu können.

Besonders hervorheben möchte ich meine Eltern und Schwestern. Sie sind hinter jeder meiner Entscheidungen gestanden und gaben mir stets das Gefühl, mich hundertprozentig auf sie verlassen zu können. Ein ganz besonderer Dank gilt auch der Betreuerin meiner Diplomarbeit, Frau FH-Prof. DI Dr. Michaela Kofler, für die Themenfindung und die Unterstützung. Zu guter Letzt seien auch noch all meine Professoren und Studienkollegen erwähnt, die dazu beigetragen haben, dass ich mich in Graz immer sehr wohl gefühlt habe.

Nochmals ein herzliches Dankeschön!

Abstract

All engineering design criteria have a main goal worldwide: structural safety and serviceability. These are always identical, only the way to realize the requirements differs. The aim of this master thesis is to show the differences and the similarities in reinforced concrete construction in Austria and the United States of America.

This objective will be accomplished through a comparison of the national standards with the designations "Eurocode 1992-1-1" and "ACI 318-11". An overview of the backgrounds and of the historic development of these two codes is necessary in order to gain insight into the country-specific building practice.

Special attention is paid to the comparison of the basis of calculation in reinforced concrete construction. Therefore some formula behind the national calculation will be examined. Another part of this master thesis takes a closer look at the different safety concepts of evaluation in the matter of exposure and resistance. Calculations of examples concerning the serviceability limit state (SLS) and the ultimate limit state (ULS) leads to the conclusion of this part. A particularly important point of reinforced concrete constructions are the reinforcement rules. The different construction regulations in Austria and the USA will disclose the final conclusions.

Keywords: reinforced concrete, safety concept, stress-strain-diagram, flexural design, deflection, reinforcement rules

Kurzfassung

Die Hauptziele, die es bei der Realisierung eines Bauwerkes zu erreichen gilt, sind Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit. Diese Bestrebungen sind weltweit die gleichen, es ändert sich nur die Art der Verwirklichung dieser Anforderungen. Der Zweck dieser Diplomarbeit ist es, die Unterschiede und die Gemeinsamkeiten im Stahlbetonbau in Österreich und in den USA aufzuzeigen.

Dies wird durch einen Vergleich der nationalen Normen mit den Bezeichnungen "Eurocode 1992-1-1" und "ACI 318-11" bewerkstelligt. Ein Überblick über die Hintergründe und die geschichtliche Entwicklung dieser beiden Normen ist notwendig, um einen Einblick in die jeweiligen länderspezifischen Bauverfahren zu bekommen.

Ein weiterer Punkt befasst sich mit der Gegenüberstellung der Berechnungsgrundlagen im Stahlbetonbau. Dazu ist es erforderlich, einige Formeln hinter den jeweiligen nationalen Kalkulationen näher zu betrachten. Ein weiteres Kapitel der Diplomarbeit beschäftigt sich mit den verschiedenen Sicherheitskonzepten zur Ermittlung der Einwirkungen und der Widerstände. Berechnungen von Beispielen zur Gebrauchstauglichkeit (SLS) und zur Tragsicherheit (ULS) bilden den Abschluss dieses Teiles der Arbeit. Ein besonders wichtiger Punkt bei Stahlbetonbauwerken sind die Bewehrungsvorschriften. Die verschiedenen Ausführungsregulierungen in Österreich und in den USA setzen den Schlusspunkt bei diesem Vergleich.

Schlüsselwörter: Stahlbeton, Sicherheitskonzept, Spannungs-Dehnungs-Diagramm, Biegebemessung, Verformung, Bewehrungsvorschriften

Inhalt

DANKSAGUNG	II
-------------------	-----------

ABSTRACT	III
-----------------	------------

KURZFASSUNG	IV
--------------------	-----------

INHALT	V
---------------	----------

1 EINLEITUNG	1
---------------------	----------

1.1 ZIELSETZUNG UND ABGRENZUNG	1
--------------------------------	---

1.2 ERLÄUTERUNGEN	2
-------------------	---

2 NORMEN IN EUROPA UND IN DEN USA	4
--	----------

2.1 EUROCODE-PROGRAMM	4
------------------------------	----------

2.1.1 HINTERGRÜNDE	5
--------------------	---

2.1.2 ENTSTEHUNG DES EUROCODES	6
--------------------------------	---

2.1.3 NUTZEN DES EUROCODE	8
---------------------------	---

2.1.4 ALLGEMEINES ZU DEN EUROCODES	9
------------------------------------	---

2.2 ACI-PROGRAMM	12
-------------------------	-----------

2.2.1 HINTERGRÜNDE	13
--------------------	----

2.2.2 ENTSTEHUNG DES ACI	14
--------------------------	----

2.2.3 NUTZEN DES ACI	16
----------------------	----

2.2.4 ALLGEMEINES ZUM ACI	16
---------------------------	----

3 SICHERHEITSKONZEPT	18
-----------------------------	-----------

3.1 EUROCODE 1992-1-1	18
------------------------------	-----------

3.1.1 EINFÜHRUNG	18
------------------	----

3.1.1.1 Statistische Grundlagen	20
---------------------------------	----

3.1.1.2 Sicherheitstheoretische Grundlagen	22
--	----

3.1.2 GRENZUSTÄNDE DER TRAGFÄHIGKEIT	24
--------------------------------------	----

Inhalt	VI
<hr/>	
3.1.2.1 Teilsicherheitsbeiwerte	24
3.1.2.2 Kombinationsbeiwerte	26
3.1.2.1 Bemessungswert der Einwirkung	27
3.1.2.2 Bemessungswert der Materialien	27
3.1.3 GRENZZUSTÄNDE DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT	27
3.1.3.1 Charakteristische Kombination	28
3.1.3.2 Häufige Kombination	28
3.1.3.3 Quasi-ständige Kombination	28
3.1.4 ZUSAMMENFASSUNG DES SICHERHEITSKONZEPTES IM EC 2	29
3.2 ACI 318-11	30
3.2.1 EINFÜHRUNG	30
3.2.1.1 Statistische Grundlagen	31
3.2.1.2 Sicherheitstheoretische Grundlagen	32
3.2.2 GRENZZUSTÄNDE DER TRAGFÄHIGKEIT	32
3.2.2.1 Erforderliche Beanspruchbarkeit U (<i>Required strength</i>)	32
3.2.2.2 Bemessungsfestigkeit (Design strength)	34
3.2.3 GRENZZUSTÄNDE DER GEBRAUCHTAUGLICHKEIT	36
3.2.4 ZUSAMMENFASSUNG DES SICHERHEITSKONZEPTES IM ACI 318-11	37
4 BAUSTOFFE UND DAUERHAFTIGKEIT	38
<hr/>	
4.1 EUROCODE 1992-1-1	38
4.1.1 BETON IM EUROCODE 2	38
4.1.1.1 Expositionsklassen	38
4.1.1.2 Betondeckung	39
4.1.1.3 Festigkeiten	40
4.1.1.4 Kriechen und Schwinden	42
4.1.1.5 Spannungs-Dehnungs-Linie	42
4.1.2 BETONSTAHL IM EUROCODE 2	45
4.1.2.1 Spannungs-Dehnungs-Linie	47
4.1.3 VERBUNDKRITERIEN	48
4.2 ACI 318-11	49
4.2.1 BETON IM ACI-318	49
4.2.1.1 Expositionsklassen	49

Inhalt	VII
<hr/>	
4.2.1.2 Betondeckung im ACI	50
4.2.1.3 Festigkeiten	51
4.2.1.4 Kriechen und Schwinden	55
4.2.2 BETONSTAHL IM ACI	56
5 ERMITTLUNG DER SCHNITTGRÖßEN	58
<hr/>	
5.1 GRUNDLAGEN IM EUROCODE 2	58
5.1.1 THEORIE II. ORDNUNG	60
5.1.2 ERGÄNZENDE ANGABEN	60
5.2 GRUNDLAGEN IM ACI 318-11	60
6 GRENZZUSTÄNDE DER TRAGFÄHIGKEIT	62
<hr/>	
6.1 GRUNDLAGEN DER BEMESSUNG NACH EUROCODE 1992-1-1	62
6.1.1 NACHWEISERBRINGUNG BEI REINER BIEGUNG NACH EC 2	65
6.1.1.1 Berechnungsbeispiel	66
6.1.2 QUERKRAFT NACH EC 2	69
6.1.2.1 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung	71
6.1.2.2 Berechnungsbeispiel	72
6.2 ACI 318-11	75
6.2.1 NACHWEISERBRINGUNG BEI REINER BIEGUNG NACH ACI	78
6.2.1.1 Berechnungsbeispiel	80
6.2.2 QUERKRAFT NACH ACI 318-11	83
6.2.2.1 Berechnungsbeispiel	87
7 GRENZZUSTÄNDEN DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT	91
<hr/>	
7.1 EUROCODE 2	91
7.1.1 BEGRENZUNG DER RISSBREITEN NACH EC 2	91
7.1.1.1 Entstehung von Rissen	92
7.1.1.2 Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung	94
7.1.1.3 Grenzdurchmesser	95
7.1.1.4 Berechnungsbeispiel	96
7.1.2 BEGRENZUNG DER VERFORMUNGEN NACH EC 2	98
<hr/>	
Diplomarbeit Christian Schweiger	2012

Inhalt	VIII
<hr/>	
7.1.2.1 Entstehung von Verformungen	99
7.1.2.2 Berechnungsbeispiel	100
7.2 ACI 318-11	102
7.2.1 BEGRENZUNG DER RISSBREITEN NACH ACI 318-11	104
7.2.1.1 Berechnungsbeispiel	106
7.2.2 BEGRENZUNG DER VERFORMUNGEN NACH ACI 318-11	107
7.2.2.1 Berechnungsbeispiel	108
8 BEWEHRUNGS- UND KONSTRUKTIONSREGELN	113
<hr/>	
8.1 EUROCODE 2	113
8.1.1 ALLGEMEINE BEWEHRUNGSREGELN	113
8.1.1.1 Stababstände	113
8.1.1.2 Biegeanforderungen	114
8.1.1.3 Verankerungslänge	115
8.1.1.4 Verbindungsstöße	120
8.1.2 ALLGEMEINE KONSTRUKTIONSREGELN	122
8.1.2.1 Mindest- und Höchstbewehrung	122
8.1.2.2 Querkraftbewehrung	123
8.2 ACI 318-11	124
8.2.1 ALLGEMEINE BEWEHRUNGSREGELN	125
8.2.1.1 Stababstände	125
8.2.1.2 Biegeanforderungen	125
8.2.1.3 Verankerungslänge	126
8.2.1.4 Verbindungsstöße	128
8.2.2 ALLGEMEINE KONSTRUKTIONSREGELN	129
8.2.2.1 Mindest- und Höchstbewehrung	129
8.2.2.2 Querkraftbewehrung	130
CONCLUSIO	131
<hr/>	
ANHÄNGE	138
<hr/>	
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	141
<hr/>	

Inhalt	IX
TABELLENVERZEICHNIS	143
QUELLENANGABEN	144

1 Einleitung

Es mag viele Unterschiede und auch viele Gemeinsamkeiten zwischen der Europäischen Union und den Vereinigten Staaten von Amerika geben. Eine Gemeinsamkeit ist jedenfalls die große Anzahl an unterschiedlichen Vorschriften und Regulierungen, die ein so großes Territorium mit sich bringt. Besonders im Bereich der Baubranche sind Normen oftmals historisch gewachsen und haben einen starken regionalen Bezug. In den letzten Jahrzehnten wurde die Notwendigkeit nach einheitlichen Regulierungen immer stärker und so entschloss man sich zur Erarbeitung überregionaler Normen.

In Europa wurden in diesem Zusammenhang die Eurocodes entwickelt. Diese bestehen aus mehreren Teilen und dienen zur Realisierung von Holz-, Mauer-, Stahl- und Stahlbetonbauwerken. Für letztgenannte findet der Eurocode 2, in dieser Arbeit auch als EC 2 oder ÖNORM EN 1992-1-1 bezeichnet, Anwendung. In den USA war es zunächst ebenso schwer wie in Europa, einen einheitlichen Dialog, zur Entwicklung einer gemeinsamen, überregionalen Baunorm zu finden. Letztendlich erkannte man jedoch auch hier die Vorteile einer gemeinsamen Regulierung. Im Nachfolgenden wird die US-Norm als ACI 318-11, ACI 318 oder einfach als ACI bezeichnet.

1.1 Zielsetzung und Abgrenzung

Ziel dieser Arbeit ist es, einen grundsätzlichen Überblick über den Eurocode 2, „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken“, sowie über den ACI 318-11, „Building Code Requirements for Structural Concrete“, zu geben. Da beide Normen einen sehr großen Bereich, hinsichtlich der Realisierung von Stahlbetonbauwerken abdecken, wird hier speziell auf jene Themen eingegangen, die notwendig sind, um einen Stahlbetonbiegeträger zu berechnen bzw. zu konstruieren. In den nachfolgenden Kapiteln wird die Herangehensweise in Europa und in den USA dargestellt und schließlich werden die Ergebnisse, soweit möglich, miteinander verglichen bzw. in einer Schlussbetrachtung analysiert.

Die grundlegende Fragestellung dieser Arbeit lautet demnach: „Worin unterscheiden sich die einzelnen Kapitel und inwieweit gibt es Gemeinsamkeiten zwischen den beiden verglichenen Normen?“. Um diese Frage adäquat beantworten

zu können, ist es notwendig, auch auf die Hintergründe der jeweiligen Problematik einzugehen. Viele Vorgaben des ACI 318-11 beruhen auf denselben Annahmen wie jene im EC 2. Um Wiederholungen zu vermeiden, werden diese vorwiegend in den Kapiteln des Eurocodes beschrieben. In den Abschnitten des ACI wird dahingegen vermehrt auf die Unterschiede eingegangen.

Da der Aufbau der beiden verglichenen Normen an einigen Stellen prinzipielle Unterschiede aufweist, wird der Eurocode 2 als Primärnorm des Vergleiches herangezogen. Des Weiteren ist anzumerken, dass die nationalen Anhänge des EC 2 länderspezifische Eigenheiten aufweisen. Aus diesem Grund wird in der vorliegenden Arbeit der österreichische Anhang der Europeanorm verwendet.

Dem Leser dieser Arbeit soll ein Einblick in die Normenwelt des Stahlbetonbaus in den Vereinigten Staaten und in Europa ermöglicht werden. Darüber hinaus soll ihr / ihm ein theoretischer Überblick verschafft werden und deren praktische Umsetzung anhand von Beispielen vermittelt werden.

1.2 Erläuterungen¹

Die beiden verglichenen Normen beruhen auf unterschiedlichen Einheitensystemen. Während in Europa, wie auch im Großteil der restlichen Welt, das SI-Einheitensystem Anwendung findet, beruht der ACI in seiner Standardausgabe auf dem britischen Maßsystem. Um das amerikanische System an die restlichen Länder anzugleichen, die Konkurrenzfähigkeit zu erhöhen, die Qualität zu verbessern und die Produktivität zu steigern, erließ der US Kongress den „Metric Conversion Act of 1975“.

Das American Concrete Institute entwickelte daraufhin eine Stahlbetonnorm auf Grundlage des metrischen Systems (ACI 318M). Da jedoch die meisten Hersteller von Bauprodukten und auch die Anwender dieser Norm dem neuen System konservativ gegenüberstehen, wird in dieser Arbeit der in der Praxis Anwendung findende ACI 318-11 verwendet. Zu Vergleichszwecken werden Eingangswerte und Ergebnisse jedoch in beiden Einheitensystemen dargestellt. Eine Umwandlungstabelle befindet sich im Anhang.

¹ Vgl.: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures. New Jersey: Pearson Education, Inc. 2007¹. S.486-487

Bemessungsformeln und Werte in Tabellenbüchern sind meist bis zu einer Betongüte von C50/60 ausgelegt. Darüber hinaus gibt es geringfügige Abweichungen (etwa bei E_{cu}). Aus diesem Grund wird für Berechnungen die Betongüte mit C50/60 beschränkt. Die Berechnungsbeispiele sollen primär den Berechnungsablauf darstellen. Etwaige Unterschiede bei den Ergebnissen werden natürlich analysiert. Jedoch sind die Ergebnisse oftmals nicht eindeutig miteinander zu vergleichen, da es häufig notwendig ist, auf Tabellenwerte zurückzugreifen, welche auf den landesspezifischen Werten (z.B. Betondruckfestigkeit, Streckgrenze) beruhen.

2 Normen in Europa und in den USA

Mit fortschreitender Globalisierung scheint auch der Wunsch nach einer internationalen Normenfamilie zu wachsen. Die Europäische Union hat sich mit der Festlegung auf die Eurocodes eine gute Ausgangslage verschafft. Zudem haben die Vereinigten Staaten von Amerika mit dem ACI 318 einen Baukodex entwickelt, der über die Landesgrenzen hinaus Anwendung findet. Abbildung 1 soll einen ersten Überblick über den Aufbau der Europäischen- und der US-Normenfamilie geben.

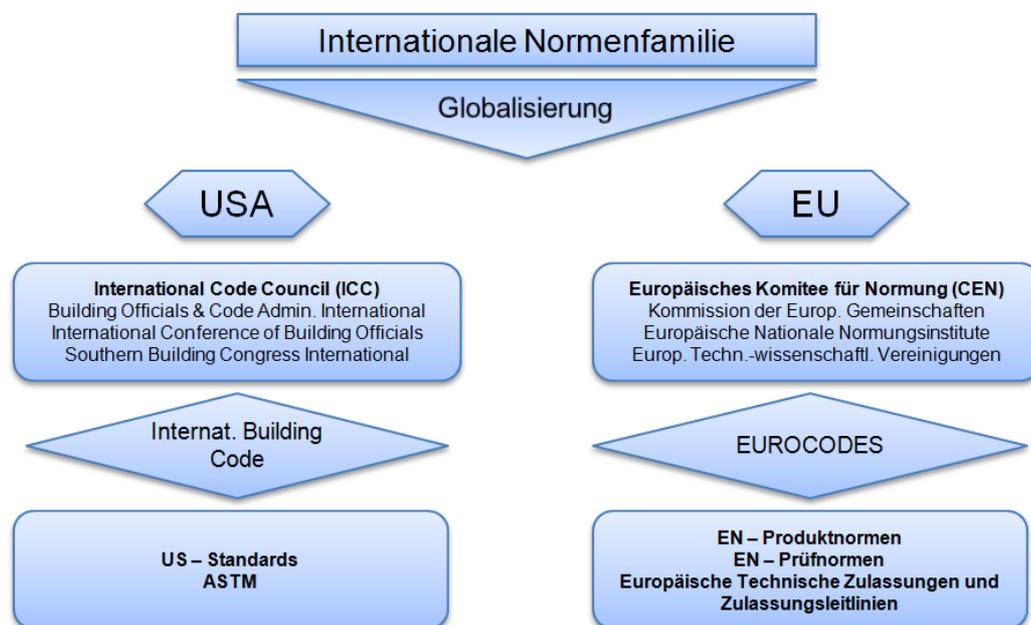


Abbildung 1: Überblick über internationale Normenfamilie²

2.1 Eurocode-Programm

Um die beiden gegenübergestellten Baunormen besser zu verstehen, ist es notwendig, einen Blick auf deren Entwicklung zu werfen. Nachfolgenden werden die Hintergründe, die zur Entstehung des Eurocodes bzw. des ACI geführt haben, näher erläutert. Die heutige Normenlandschaft in Europa und den Vereinigten Staaten entstand nicht nur aus technischen Erfordernissen heraus, sondern hatte sehr oft auch politische Hintergründe. Dieser Umstand wird in einem kurzen geschichtlichen Exkurs näher betrachtet.

² Vgl.: Abbildung: Sedlacek, Gerhard / Müller Christian: Hintergründe und Ziele der Eurocodes - transparent gemacht. In: Stahlbau, Berlin: Ernst & Sohn 73. Jahrgang. S. 825

2.1.1 Hintergründe^{3 4}

Bereits im Jahr 1957 wurde der Vertrag zur Gründung der Europäischen Wirtschaftsgemeinschaft in Rom unterzeichnet. Ziel dieses Vertrages war es, einen europäischen Binnenmarkt zu schaffen. In Kapitel VI, „Gemeinsame Regeln betreffend Wettbewerb, Steuerfragen und Angleichung der Rechtsvorschriften“, findet man unter Artikel 95 Folgendes:

„Der Rat erlässt [...] die Maßnahmen zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedstaaten, welche die Errichtung und das Funktionieren des Binnenmarktes zum Gegenstand haben.“⁵

Die Unterzeichner dieses Vertrages verpflichteten sich, unter anderem, bestehende Hindernisse durch ein einvernehmliches Vorgehen zu beseitigen. Im Jahr 1987 kam es dann zu einer Abänderung des Vertrages von Rom durch die Einheitliche Europäische Akte (EEA). Dieses Dokument wurde notwendig, da sich, besonders im Bereich der Harmonisierung von Rechtsvorschriften eine Verzögerung auf dem Weg zum europäischen Binnenmarkt abzeichnete.

Neben den vier Grundfreiheiten des europäischen Binnenmarktes war auch eine Vereinheitlichung der länderspezifischen Normen und der unterschiedlichen Produktzulassungen notwendig. Dies strebte man durch einheitliche Berechnungsverfahren, Bezeichnungen und Definitionen sowie Produktdeklarationen an. Das heißt, dass sich Normen zur Berechnung von Bauwerken auch auf andere Richtlinien, wie etwa die Bauproduktenrichtlinie, zu beziehen haben.⁶

³ Vgl.: Europa.eu (2011): Vertrag zur Gründung der Europäischen Wirtschaftsgemeinschaft.

URL:http://europa.eu/legislation_summaries/institutional_affairs/treaties/treaties_eec_de.htm, Rev. 2011-07-22

⁴ Vgl.: Europa.eu (2011): Einheitliche Europäische Akte.

URL:http://europa.eu/legislation_summaries/institutional_affairs/treaties/treaties_singleact_de.htm, Rev. 2011-07-22

⁵ Europäische Union: Amtsblatt der Europäischen Union C 321 E / 1, Konsolidierte Fassung des Vertrags über die Europäische Union und des Vertrags zur Gründung der Europäischen Gemeinschaft. Straßburg, 29.12.2006.

⁶ Vgl.: European Commission: Guidance Paper L (concerning the Construction Products Directive – 89 / 106 / EEC) / Application and use of Eurocodes Version 27. Bruxelles: 2003. S. 6-7

2.1.2 Entstehung des Eurocodes^{7 8}

Der Start für die Entwicklung einheitlicher europäischer Baunormen erfolgte 1975. In diesem Jahr beschloss die Kommission der Europäischen Gemeinschaft den Abbau von Handelshemmnissen durch die Vereinheitlichung von technischen Vorgaben. Die Bemessung von Bauwerken und deren konstruktive Durchbildung sollte in jedem Mitgliedsstaat auf dieselbe Art und Weise durchgeführt werden.⁹ Erste Arbeiten an den Eurocodes 2 und 3 begannen im Jahr 1978. Dies geschah in kleinen internationalen Expertengruppen mit der Absicht, diese Regelwerke über EU-Richtlinien zu implementieren. Jedoch erkannte man, dass viele technische Einzelheiten dieser EU-Richtlinie ausschließlich über den Rechtsweg geregelt werden konnten. Man besann sich deshalb auf die Erarbeitung von Richtlinien, die einen Rechtsrahmen als Grundlage haben. Diese Richtlinien sollten im Weiteren auf technische Normen verweisen.¹⁰

Die ersten Regelwerke des Eurocode-Programms entstanden in den 1980er Jahren. Diese wurden durch Experten aus den jeweiligen Mitgliedsstaaten entwickelt. Um den Status einer Europäischen Norm (EN) zu erhalten, wurde 1989 eine Übereinkunft mit dem Europäischen Komitee für Normung (CEN)¹¹ getroffen. CEN bildete daraufhin das technische Komitee CEN / TC 250 und gründete Unterkomitees (SC) und zusätzliche Expertengruppen, die erste vollständige Fassungen der Eurocodes herausbrachten. Diese Vorversionen wurden als ENV-Eurocodes bezeichnet und als Vornormen verabschiedet.

Bereits im Vorfeld wurde eine dreijährige Probezeit dieser Vornormen beschlossen. In dieser Zeit hatten alle Mitgliedsstaaten die Möglichkeit, das neue Regelwerk kennen zu lernen. Hier sei auch noch erwähnt, dass die Kommission nicht für alle Zahlenwerte eine Einigung erzielen konnte. Man ging deshalb einen Kompromiss ein und überließ es den Mitgliedern, bei jenen strittigen Zahlenwer-

⁷ Vgl.: Hartz, Uwe: Normen und Regelwerke. In: Bergmeister, Konrad / Wörner, Johann-Dietrich (Hrsg.): Betonkalender. Ulm: 2007, S. 509ff

⁸ Vgl.: Sigrist, Viktor: Normen für den Konstruktiven Ingenieurbau. In: Beton- und Stahlbetonbau. Berlin: Ernst & Sohn 104. Jahrgang, S. 200-206

⁹ Vgl.: Schriften des Deutschen Institutes für Bautechnik: Leitpapier L / Anwendung des Eurocodes. Berlin 2002, S. 8-9

¹⁰ Vgl.: Litzner, Hans-Ulrich: Harmonisierung der technischen Regeln in Europa - die Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau. In: Eibl, Josef (Hrsg.): Betonkalender. Ulm 2000, S. 61ff

¹¹ Comité Européen de Normalisation: Hier wirken nationale Normungsinstitute, wie zum Beispiel DIN od. ON, zusammen.

ten eigene national festgelegte Werte einzusetzen. Diese Zahlenwerte, als „boxed values“ angegeben, wurden zusammen mit dem nationalen Anwendungsdokument (NAD) zur Berechnung verwendet. Diese Vorgehensweise widerspricht dem Grundgedanken einer einheitlichen, harmonisierten Normenlandschaft. Dennoch war dies für die Akzeptanz der neuen Richtlinien unabdingbar.¹² Unter Artikel 3 der Bauproduktenrichtlinie ist folgendes festgehalten:

„Um etwaige unterschiedliche Bedingungen geographischer, klimatischer und lebensgewohnheitlicher Art sowie unterschiedliche Schutzniveaus zu berücksichtigen, die gegebenenfalls auf einzelstaatlicher, regionaler oder lokaler Ebene bestehen, koennen fuer jede wesentliche Anforderung Klassen in den Dokumenten nach Absatz 3 und den technischen Spezifikationen nach Artikel 4 fuer die einzuhaltende Anforderung festgelegt werden.“¹³

Ende der 1990er Jahre wurden die letzten ENV-Eurocodes einer Umfrage unterzogen und von der Mehrheit der Mitgliedsstaaten angenommen. Nun konnten die Vornormen in gültige Europäische Normen, sogenannte EN-Normen überführt werden. In diesen finalen Versionen blieben jedoch einige national unterschiedliche Festlegungen erhalten. Aus den nationalen Anwendungsdokumenten wurden nationale Anhänge. Die in der Vorversion als „boxed values“ bezeichneten Wahlmöglichkeiten wurden in den EN-Eurocodes zu national festgelegten Parametern (NDP). Es ist aber jedes Mitgliedsland angehalten, nationale Abänderungen nur im unbedingt notwendigen Ausmaß zu erlassen. EN-Eurocodes sind immer mit dem nationalen Anhang zusammen zu verwenden.¹⁴

Ab dem endgültigen Entwurf (CEN-Stufe 49) eines EN Eurocodes gibt es drei Fristen, die einzuhalten sind: die Übersetzungsfrist, die nationale Kalibrierungsperiode und die Koexistenz-Periode. Als Übersetzungsfrist, in die nationale Amtssprache, wurde der maximal zulässige Zeitraum mit 12 Monaten vereinbart. Diese Frist gilt ab dem Zeitpunkt der Verfügbarkeit der Norm. Die nationale Kalibrierungsperiode, ist jener Zeitraum, der für die Erarbeitung des nationalen Anhanges zur Verfügung steht. Dieser Zeitraum verläuft parallel mit der Übersetzungsfrist und ist mit 2 Jahren angegeben. Nach Ablauf der Kalibrierungsperiode

¹² Vgl.: Hartz, Uwe: Normen und Regelwerke. S. 509ff

¹³ ON Österreichisches Normungsinstitut: Bauproduktenrichtlinie (89 / 106 / EWG), Amtsblatt Nr. L 040. Wien: Beuth-Verlagsrepräsentanz 1989, S. 8

¹⁴ Vgl.: Hartz, Uwe: Normen und Regelwerke. S. 509ff

beginnt die Koexistenz-Periode zu laufen. Diese Periode ist mit maximal 3 Jahren begrenzt und erlaubt eine gleichzeitige Verwendung des Eurocodes mit der jeweiligen nationalen Richtlinie.

Nach Ablauf der Koexistenz-Periode muss der Mitgliedsstaat die nationale Fassung zurückziehen. Daraus ergibt sich eine maximal 5 Jahre dauernde Frist zur nationalen Übernahme eines EN-Eurocodes ab Verfügbarkeit. Es sei hier erwähnt, dass während der nationalen Kalibrierungsperiode, auf Antrag eines Mitgliedsstaates, es auch zu einer Verlängerung der Frist kommen kann.¹⁵ Österreich hat beispielsweise die meisten, der im Eurocode definierten, nationalen Parameter übernommen. Dadurch konnten die nationalen Anhänge auch sehr rasch fertig gestellt werden.¹⁶

Die nachfolgende Abbildung stellt die wesentlichen Meilensteine, vom ersten vollständigen Entwurf bis zur nationalen Einführung, dar.

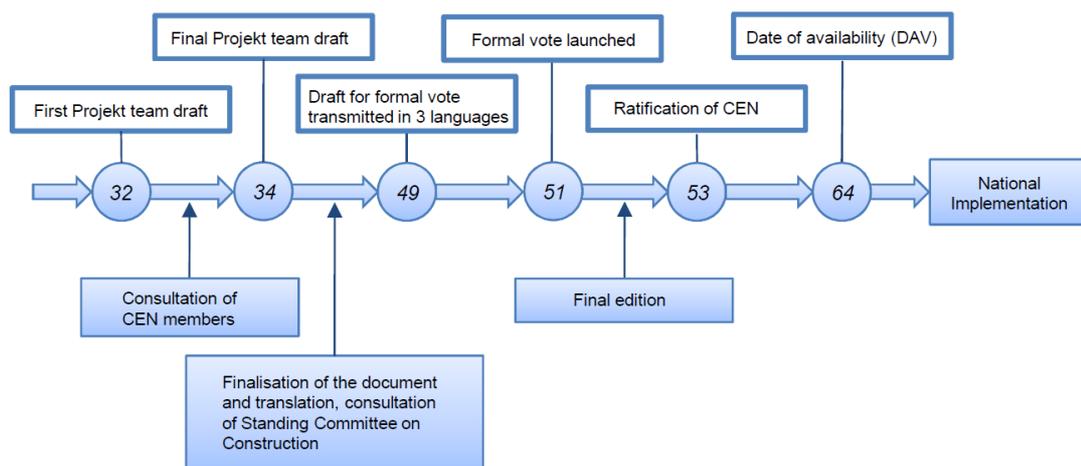


Abbildung 2: National Implementation of Eurocodes¹⁷

2.1.3 Nutzen des Eurocode

Die Europäische Kommission hat, durch die Zusammenarbeit mit nationalen Eurocode-Korrespondenten, das Leitpapier L: „Anwendungen der Eurocodes“, herausgegeben.

¹⁵ Vgl.: Schriften des Deutschen Institutes für Bautechnik: Leitpapier L, S. 35

¹⁶ Vgl.: Fingerloos, Frank: Normen und Regelwerke. In: Bergmeister, Konrad / Fingerloos, Frank/Wörner, Johann-Dietrich (Hrsg.): Betonkalender. Ulm: Ernst & Sohn 2009, S. 451

¹⁷ Vgl. Abbildung: URL: <http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/images/Implementation.gif>, Rev. 2011-08-10

„Der beabsichtigte Nutzen und die Möglichkeiten der Eurocodes liegen darin, gemeinsame Entwurfskriterien und Verfahren zur Erfüllung spezifizierter Anforderungen für die mechanische Festigkeit, Standsicherheit und die Feuerwiderstandsfähigkeit einschließlich der Aspekte der Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit zur Verfügung zu stellen [...]“¹⁸

Der weitere Text des Kapitels im Leitpapier L verweist auf den Vorteil eines gemeinsamen Verständnisses zwischen den Beteiligten sowie einer europaweiten Basis für Forschung und Entwicklung. Besonders hervorzuheben ist auch der Einfluss dieser Normenreihe auf die Bauwirtschaft. Hierbei wird auf die vereinfachte Möglichkeit, Dienstleistungen auch in anderen Mitgliedsstaaten anbieten zu können, hingewiesen. Dies geht so weit, dass zum Beispiel auch Software-Firmen ihre Statikprogramme europaweit anbieten können.¹⁹

2.1.4 Allgemeines zu den Eurocodes

Jeder Eurocode beginnt mit einem nationalen Vorwort, in dem auf die gemeinsame Verwendung mit dem nationalen Anhang sowie etwaigen anderen Normen hingewiesen wird. Des Weiteren findet sich ein generelles Vorwort, das über das technische Komitee CEN / TC 250 informiert. Es wird auch explizit auf das Zurückziehen von dem aktuellen EC entgegenstehenden nationalen Normen hingewiesen. Nach einer kurzen Erläuterung der Hintergründe des Eurocode-Programms findet sich das Kapitel Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes. Hier wird festgehalten, dass die Eurocodes diejenigen Bezugsdokumente sind, mit denen die mechanische Festigkeit und die Standsicherheit (Anforderung Nr. 1) sowie der Brandschutz (Anforderung Nr. 2) von Bauwerken nachzuweisen ist. Darüber hinaus sollen auf Grundlage der EC-Normenreihe Verträge entstehen bzw. spezifiziert werden.²⁰

Um einen einheitlichen Bemessungsvorgang zu gewährleisten, ist es notwendig weitere Harmonisierungen zu treffen. Diese Angleichung betrifft vor allem den Bereich der Bauprodukte. In der "Richtlinie des Rates vom 21.12.1988 zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedstaaten über

¹⁸ Schriften des Deutschen Institutes für Bautechnik: Leitpapier L, S. 8

¹⁹ Vgl.: Ebda, S. 9

²⁰ Vgl.: ON Österreichisches Normungsinstitut: ÖNORM EN 1992-1-1 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Wien 2009, S. 1ff

Bauprodukte (89 / 106 / EWG)" ist die Erstellung von sogenannten Grundlagendokumenten festgehalten. Um der Forderung eines gemeinsamen Binnenmarktes nach zu kommen, reicht es nicht, eine einheitliche Bemessungsnorm herauszugeben. Neben vielen nationalen Unterschieden sind auch die verwendeten Bauprodukte zu vereinheitlichen, respektive einer einheitlichen Normung zu unterziehen.²¹ Wie es in Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie heißt, ist es notwendig, Anforderungen zu präzisieren,

„[...] indem sie die Terminologie und die technischen Grundlagen harmonisieren und die Klassen oder Stufen fuer jede Anforderung bezeichnen, soweit dies erforderlich und nach dem Stand von Wissenschaft und Technik moeglich ist [...].²²

Diese Grundlagendokumente stellen demnach den Konnex zwischen den Eurocodes und den Bauprodukten dar. Wesentliche Anforderungen an jene Bauprodukte sind unter Anhang I der Bauproduktenrichtlinie angeführt:

1. *Mechanische Festigkeit und Standsicherheit*
2. *Brandschutz*
3. *Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz*
4. *Nutzungssicherheit*
5. *Schallschutz*
6. *Energieeinsparung und Waermeschutz²³*

Nachfolgend soll Abbildung 3 das Zusammenwirken der verschiedenen europäischen Regelwerke veranschaulichen. Den Ausgangspunkt bildet hier die ÖNORM EN 1992 mit ihren vier Teilen. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau bildet hier das Grundlagendokument. Die weiteren Teile stellen eine Ergänzung des Teiles 1-1 dar und beziehen sich auf bestimmte Bauarten bzw. geben nähere Angaben zu Berechnungsverfahren.²⁴

²¹ Vgl.: Europäische Union: Richtlinie des Rates vom 21.12.1988 zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedstaaten über Bauprodukte (89 / 106 / EWG) in der Fassung der Richtlinie des Rates 93 / 68 / EWG. Straßburg, 1993 S. 4ff

²² Ebda. S. 13

²³ Ebda. S. 20-21

²⁴ Vgl.: Wommelsdorff, Otto / Albert, Andrej: Stahlbetonbau / Bemessung und Konstruktion Teil 1. Köln: Werner Verlag 2011¹⁰, S. 8

Wie bereits erwähnt, bedarf es zur Nutzung des EC 2 auch noch der Beachtung anderer Normen. Dies sind vor allem der Eurocode 0 (Grundlagen der Tragwerksplanung), der EC 1 (Einwirkungen auf Tragwerke) und der EC 7 (Geotechnik). Je nach Bauart können auch noch andere Eurocodes notwendig werden. Zudem sind weitere Normen, die die Eigenschaften von Baustoffen festlegen und Normen, die sich auf die Bauausführung beziehen, zu berücksichtigen.²⁵

ÖNORMEN 1990/A1 (EC 0) Grundlagen der Tragwerksplanung				
ÖNORMEN 1991 (EC 1) Teil 1: Allgemeine Einwirkungen Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken Teil 3: Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen Teil 4: Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter				Grundlagen Sicherheitskonzept
ÖNORMEN 1992 (EC 2)				Tragwerksanalyse
<i>Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau</i>	<i>Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall</i>	<i>Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln</i>	<i>Teil 3: Stütz- und Behälterbauwerke aus Beton</i>	Bemessung Konstruktive Durchbildung
Allgemeine Festlegungen		Ausführung		
<i>ÖNORMEN 206</i> Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität		<i>ÖNORMEN 13670</i> Ausführung von Tragwerken aus Beton		Ausführung Baustoffe
<i>ÖNORMEN 197</i> Zement – Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformität von Normalzement		<i>ÖNORMEN 446</i> Einpressmörtel für Spannglieder Einpressverfahren		Bauprodukte
<i>ÖNORMEN 196</i> Prüfverfahren für Zement – Teil 1: Bestimmung der Festigkeit		<i>ÖNORMEN 523</i> Hüllrohre aus Bandstahl für Spannglieder – Begriffe – Anforderungen und Konformität		Baustoffprüfung Bauprodukteprüfung

Abbildung 3: Gliederung europäischer Normen²⁶

Die bereits erwähnten national festzulegenden Parameter (NDP) gelten natürlich nur in jenem Land, in dem der Nationale Anhang Gültigkeit hat. Sie umfassen neben Zahlenwerten, wo der EC Alternativen eröffnet oder Symbole angibt, geographische und klimatische Daten für das jeweilige Land wie auch Erläuterungen zum Gebrauch des Eurocodes und dessen Anhängen.²⁷ In weiterer Folge wird auf den Anwendungsbereich des jeweiligen Eurocodes eingegangen. Der in dieser Arbeit behandelte Eurocode 2 Teil 1-1 enthält folgende Kapitel:

²⁵ Vgl.: Ebda. S. 8

²⁶ Vgl.: Abbildung: Sigrist, Viktor: Normen für den Konstruktiven Ingenieurbau. S. 201 sowie: Litzner, Hans-Ulrich: Harmonisierung der technischen Regeln in Europa. S. 60

²⁷ Vgl.: Wommelsdorff, Otto / Albert, Andrej: Stahlbetonbau S. 6ff sowie ÖNORM EN 1992-1-1. S. 10

<i>Kapitel 1:</i>	<i>Allgemeines</i>
<i>Kapitel 2:</i>	<i>Grundlagen der Tragwerksplanung</i>
<i>Kapitel 3:</i>	<i>Baustoffe</i>
<i>Kapitel 4:</i>	<i>Dauerhaftigkeit und Betondeckung</i>
<i>Kapitel 5:</i>	<i>Ermittlung der Schnittgrößen</i>
<i>Kapitel 6:</i>	<i>Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit</i>
<i>Kapitel 7:</i>	<i>Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit</i>
<i>Kapitel 8:</i>	<i>Allgemeine Bewehrungsregeln</i>
<i>Kapitel 9:</i>	<i>Konstruktionsregeln</i>
<i>Kapitel 10:</i>	<i>Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen</i>
<i>Kapitel 11:</i>	<i>Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Leichtbeton</i>
<i>Kapitel 12:</i>	<i>Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton²⁸</i>

Im EC 2 wird in Bezug auf den Unterschied zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln auf den Eurocode 1990 verwiesen. Prinzipien sind darin als Anforderungen und Festlegungen definiert, die grundsätzlich gültig sind und damit auf jeden Fall eingehalten werden müssen. Anwendungsregeln beschreiben Abweichungen, die erlaubt sind, wenn der Aufsteller deren Gleichwertigkeit zu jenen Regeln im Eurocode nachweisen kann.²⁹ Die weiteren Kapitel des Eurocodes 1992-1-1 werden in den nachfolgenden Abschnitten dieser Arbeit behandelt.

2.2 ACI-Programm

Der „ACI Building Code“ hat sich seit seiner Einführung zum primären Bezugsdokument der amerikanischen Betonbau-Industrie entwickelt. Durch stetige Übernahme und Implementierung der verschiedenen US-Baunormen hat sich dieses Dokument ständig weiterentwickelt und wuchs von 60 Seiten im Jahr 1956 auf 503 Seiten (2011) an. Waren es 1971 noch 750 Bestimmungen und 250 Querverweise, so waren es 2008 bereits 2500 Bestimmungen und 1500 Querverweise. Der ACI 318 hat heute den maßgeblichen Einfluss in der Entwicklung und Realisierung von Betonbauwerken in den Vereinigten Staaten inne.³⁰

²⁸ ÖNORM EN 1992-1-1. S. 14

²⁹ Vgl.: ÖNORM EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung. Wien 2003. S. 9

³⁰ Vgl.: Poston, Randall: ACI 318 Building Code – The Time is Right for Reorganization. In: Griffis, Lawrence / u.a.: Don't mess with structural engineers expanding our Role / Proceedings of the 2009 Structures Congress, held in Austin, Texas, April 30-May 2, 2009. American Society of Civil Engineers 2009, S. 1564

2.2.1 Hintergründe³¹

Im 19. Jahrhundert haben zahlreiche große Feuer amerikanische Großstädte heimgesucht. Dieser Umstand war der ursprüngliche Auslöser zur Entwicklung von Baunormen. Nach dem großen Feuer von 1871 sah sich die Stadt Chicago, von Seiten der Versicherungen, gezwungen einen Baukodex zu entwickeln. Diese ersten Regulierungen, die vor allem den Feuerschutz zum Inhalt hatten, beeinflussen auch heute noch viele Normen in den Vereinigten Staaten.

Die verschiedenen Bauordnungen der einzelnen Städte wurden über die Jahre verbessert und verfeinert. Regionale nichtstaatliche Organisationen haben nach und nach damit begonnen diese vielfältige Normenlandschaft zu vereinigen. Es waren Versicherungsgesellschaften, welche die ersten Musterbauordnungen, („Model Codes“) herausbrachten. Gegenwärtig werden diese Musterbauordnungen durch regionale Behörden erstellt, um später, von örtlichen und staatlichen Stellen als gesetzlich zu vollstreckende Regulierungen, übernommen zu werden.

Die erste bedeutende Normengruppierung wurde 1915 als „Building Officials and Code Administrators“ (BOCA) in Illinois gegründet. 1950 wurde die erste Bauordnung mit der Bezeichnung BOCA-National Building Code (BOCA/NBC) durch diese Organisation 1950 herausgegeben. Im Jahre 1922 wurde in Kalifornien die „International Conference of Building Officials (ICBO)“ gegründet. Die erste Edition ihres „Uniform Building Code (UBC)“ wurde 1927 publiziert. Der „Southern Building Code Congress (SBCCI)“, gegründet 1940 in Alabama, trat erstmals 1946 mit dem „Southern Building Code (SBC)“ in Erscheinung.

Abbildung 4 gibt einen Überblick über das Anwendungsgebiet der jeweiligen Baunormen. Der UBC – Uniform Building Code – wurde hauptsächlich westlich des Mississippi angewendet und stellt den am weitesten verbreiteten Kodex dar. Der BOCA/NBC wurde in erster Linie im Nordosten des Landes verwendet. Im Südosten des Landes fand meist der SBCCI Anwendung.

Erst zu Beginn der 1990er Jahre entschied man sich zugunsten eines umfassenden und koordinierten Baukodexes. Dieser sollte durch eine zentrale Stelle, von

³¹ Vgl.: Ching, Frank / Winkel, Steven: Building Codes Illustrated / A Guide to Understanding the 2009 International Building Code. New Jersey: John Wiley & Sons 2009³, S. 2-3

Experten, in Übereinstimmung mit den drei Hauptnormen, erstellt werden. Das „International Code Council“ (mit Sitz in Washington, D.C) bestehend aus Vertretern der drei Baunorm-Gruppierungen wurde 1994 ins Leben gerufen. Nach einigen Vorversionen wurde schlussendlich im Jahr 2000 der „International Building Code (IBC)“ herausgegeben.

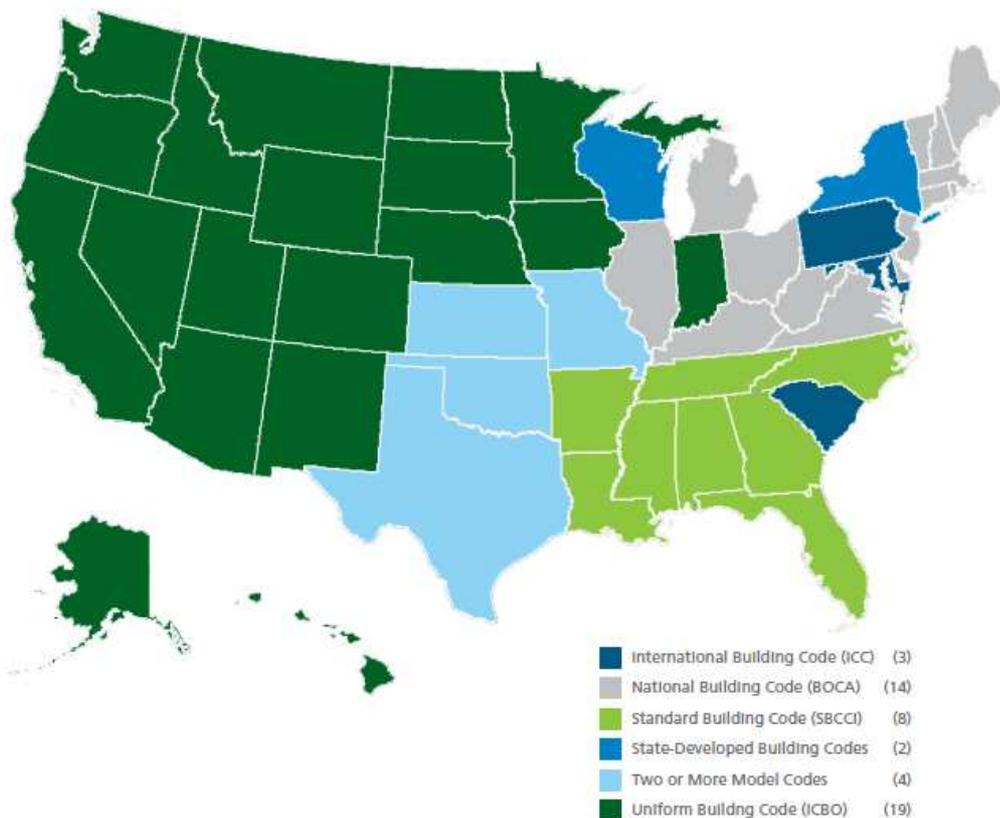


Abbildung 4: Map of Building Code Influence³²

2.2.2 Entstehung des ACI³³

Zu Beginn des 20. Jahrhunderts setzte ein wahrer Boom in der Verwendung von Beton ein. 1904 befasste sich der Leitartikel im „Municipal Engineering“³⁴ mit der Idee, eine Organisation zu gründen, die das Ziel hat, Ordnung in den stark expandierenden Bereich des Betons zu bringen. Bereits wenige Monate später wurde während einer offiziellen Konferenz in St. Louis, Missouri, eine Vereinigung gegründet. Diese bestand zunächst vor allem aus Herstellern von Maschi-

³² Abbildung entnommen aus: Air Worldwide (2011): The Evolution of Building Codes in the United States with Respect to Hurricane Winds. URL:<http://www.air-worldwide.com/PublicationsItem.aspx?id=19045>, Rev. 2011-11-15

³³ Vgl.: Wilde, Robert: ACI: A Century of Progress. Michigan: American Concrete Institute. 2004.

³⁴ Vgl. Ebda, S.3

nen, die Betonblocksteine produzierte. Ziel war es, die Benutzer solcher Maschinen zu schulen, um eine bessere Produktqualität zu erreichen. Ferner war es ein grundlegendes Bedürfnis der Verantwortlichen, Architekten auf die Notwendigkeit der Berücksichtigung von Material, Gebäude- und Herstellungsart hinzuweisen.

Mit der Einführung einer Satzung und einer Geschäftsordnung wurde im darauffolgenden Jahr die Gesellschaft „National Association of Cement Users“ (NACU) gegründet. Das neuformulierte Ziel der NACU war die Verbreitung von Informationen und Erfahrungen sowie die Förderung der besten Methoden zur Verarbeitung von Zementprodukten. Des Weiteren beschäftigte man sich mit der Diskussion bezüglich neuer Erkenntnisse und Errungenschaften aus dem Bereich des Betonbaus. Das ständig anwachsende Wissen wurde zunächst den Mitgliedern und später der Öffentlichkeit durch entsprechende Publikationen zugänglich gemacht.

Die Nutzung von bewehrtem Beton war zwar noch neu, allerdings erkannte man bereits damals die weitreichenden Anwendungsmöglichkeiten. Um möglichst viele Teilbereiche, wie etwa die Herstellung von Zementprodukten, die Errichtung von Straßen und Gehsteigen oder die Sicherstellung von Feuerschutz, abdecken zu können, entschied man sich Komitees zu gründen. Die ersten Bestrebungen dieser Komitees wurden in einer Empfehlung zur Herstellung von Straßen, Gehsteigen und Betonböden veröffentlicht.

In den folgenden Jahren und Jahrzehnten wuchs die Gesellschaft beständig. Um das Betätigungsfeld besser darstellen zu können, änderte man 1913 den Namen in „American Concrete Institute“ (ACI). Da sich die Betonbauweise immer größerer Beliebtheit erfreute, wurde die Gründung weiterer Komitees unerlässlich, um alle Bereiche abdecken zu können. Schließlich wurde 1941 der erste Standard mit der Bezeichnung „ACI 318“ herausgegeben.

Derzeit gibt es mehrere hundert Komitees innerhalb des American Concrete Institutes, welche sich mit jedem Aspekt der Konzipierung und der Produktion von Betonbauwerken beschäftigen. Eines dieser Komitees, das ACI Komitee 318, erarbeitet und publiziert das Dokument „Building Code Requirements for Structural Concrete“. Vor der Herausgabe einer neuen Version werden die geplanten Änderungen zunächst im „ACI Journal“, welches alle zwei Monate er-

scheint, veröffentlicht. Durch die Möglichkeit der Mitglieder, kritische Anmerkungen zu machen, soll die neue Version schon vorab auf eine breite Akzeptanz stoßen. In einer zweiten Phase werden die Anregungen der Mitglieder vom Komitee überprüft und gegebenenfalls implementiert. Neue Versionen des ACI 318 werden alle drei Jahre herausgegeben.³⁵

2.2.3 Nutzen des ACI

Das American Concrete Institute ist eine gemeinnützige Gesellschaft, deren Zweck in Artikel I der Geschäftsordnung wie folgt beschrieben ist:

“The purpose of the Institute shall be to further engineering and technical education, scientific investigation and research, and development of standards for design and construction incorporating concrete and related materials. The Institute shall organize the efforts of its members for a nonprofit, public service in gathering, correlating, and disseminating information. ACI shall address design, construction, manufacture, use, and maintenance and restoration of concrete and related materials. These efforts shall promote improved technology, technical competence, design and construction for the benefit of society.”³⁶

2.2.4 Allgemeines zum ACI³⁷

Der ACI-Code repräsentiert (wie auch der Eurocode) Minimal-Anforderungen, um die Sicherheit, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit zu gewährleisten. Er stellt keine umfassende Anleitung dar, die alle Situationen und Umstände während der Entwicklung und der Bauausführung berücksichtigen.³⁸

Der Standard beinhaltet Regeln und Anforderungen an Stahlbeton, nicht bewehrten Beton und Spannbeton hinsichtlich des Entwurfes und der Herstellung. In den weiteren Unterkapiteln wird sehr explizit auf den Anwendungsbereich des ACI-318 hingewiesen. Im Kommentar ist nachzulesen, welche weiterführenden Richtlinien für die jeweiligen Berechnungen benötigt werden. Neben Empfehlungen

³⁵ Vgl.: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures S. 3

³⁶ American Concrete Institute: ACI Bylaws:

URL:http://www.concrete.org/members/mem_info_bylaws.htm, Rev. 2011-11-17

³⁷ Vgl.: American Concrete Institute: ACI 318-11 Building Code Requirements for Structural Concrete / An ACI Standard and Commentary. Michigan: ACI Committee 318 2011, S. 9-41

³⁸ Vgl.: Poston, Randall: ACI 318 Building Code – The Time is Right for Reorganization. S. 1564

bezüglich des Inhaltes für Vertragsdokumente enthält das erste Kapitel auch noch die Empfehlung, dass ein qualifizierter Kontrolleur die Qualität der Ausführung überwachen sollte. Um jegliche Falschinterpretation auszuschließen, widmet sich Kapitel 2 des Kodex zur Gänze der Begriffsbestimmung und deren Definition von Formelbezeichnungen. Eine Auflistung des Inhaltsverzeichnisses findet sich nachfolgend:

<i>Chapter 1:</i>	<i>General Requirements</i>
<i>Chapter 2:</i>	<i>Notation and Definitions</i>
<i>Chapter 3:</i>	<i>Materials</i>
<i>Chapter 4</i>	<i>Durability Requirements</i>
<i>Chapter 5</i>	<i>Concrete Quality, Mixing, and Placing</i>
<i>Chapter 6</i>	<i>Formwork, Embedments, and Construction Joints</i>
<i>Chapter 7</i>	<i>Details of Reinforcement</i>
<i>Chapter 8</i>	<i>Analysis and Design – General Considerations</i>
<i>Chapter 9</i>	<i>Strength and Serviceability Requirements</i>
<i>Chapter 10</i>	<i>Flexure and Axial Loads</i>
<i>Chapter 11</i>	<i>Shear and Torsion</i>
<i>Chapter 12</i>	<i>Development and Splices of Reinforcement</i>
<i>Chapter 13</i>	<i>Two-Way Slab Systems</i>
<i>Chapter 14</i>	<i>Walls</i>
<i>Chapter 15</i>	<i>Footings</i>
<i>Chapter 16</i>	<i>Precast Concrete</i>
<i>Chapter 17</i>	<i>Composite Concrete Flexural Members</i>
<i>Chapter 18</i>	<i>Prestressed Concrete</i>
<i>Chapter 19</i>	<i>Shells and Folded Plate Members</i>
<i>Chapter 20</i>	<i>Strength Evaluation of Existing Structures</i>
<i>Chapter 21</i>	<i>Earthquake-Resistant Structures</i>
<i>Chapter 22</i>	<i>Structural Plain Concrete³⁹</i>

Wie am Umfang des Inhaltsverzeichnisses ersichtlich ist, fasst der ACI wesentlich mehr Punkte, als der EC 2, in einer Norm zusammen.

³⁹ ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete, S. 2-6

3 Sicherheitskonzept

Das Sicherheitskonzept gehört in beiden Normen zu den wichtigsten Kapiteln. Sowohl der Eurocode als auch der ACI haben erst in jüngster Vergangenheit ihre Konzepte diesbezüglich geändert.^{40,41} Trotz einiger Gemeinsamkeiten werden auf den nächsten Seiten auch einige grundlegende Abweichungen in der Herangehensweise an dieses Thema erläutert.

3.1 Eurocode 1992-1-1

Zum besseren Verständnis des Sicherheitskonzeptes im EC 2 ist eine kurze Erläuterung von statistischen Grundlagen unumgänglich. Um einerseits ein akzeptables Versagensrisiko zu gewährleisten und andererseits auf wirtschaftliche Aspekte nicht zu vergessen, betrachtet das Konzept die Einwirkungsseite gesondert von der Widerstandsseite. Nachfolgend werden beide Sicherheitsfaktoren näher erläutert.

3.1.1 Einführung

In älteren Stahlbetonbaunormen findet sich noch das deterministische Sicherheitskonzept. Dieses beruhte auf empirisch ermittelten globalen Sicherheiten und wurde mit der Methode der zulässigen Spannungen durchgeführt. Da der damals verwendete Sicherheitsbeiwert γ die Einwirkungs- und die Sicherheitsseite abdeckte, war eine Ermittlung der tatsächlich vorhandenen Sicherheit nicht möglich. Dieser Umstand bedingte daher auch eine verminderte Wirtschaftlichkeit der ausgeführten Objekte.⁴² In Kapitel 2, Grundlagen der Tragwerksplanung, wird in der ÖNORM EN 1992-1-1 auf die Gültigkeit der ÖNORM EN 1990⁴³ hingewiesen.

Den gültigen Eurocodes liegt die Methode der Grenzzustände (method of limit states), das auch als semiprobabilistisches⁴⁴ Zuverlässigkeitskonzept oder Methode der Teilsicherheitsbeiwerte (partial safety factor method), bezeichnet wird,

⁴⁰ Vgl. Epstein, Howard: How does the change from ACI 318-99 to 318-02 influence capacity?. In: ASCE American Society of Civil Engineers: Practice periodical on structural design and construction Volume 8, Issue 4. 2003, S. 180-185.

⁴¹ Vgl. Fingerloos, Frank: Der Eurocode 2 für Deutschland - Erläuterungen und Hintergründe Teil 2 / Grundlagen, Dauerhaftigkeiten, Baustoffe, Spannungs-Dehnungslinien. In: Beton- und Stahlbetonbau Jahrgang 105, S. 406-407

⁴² Vgl.: Wommelsdorff, Otto / Albert, Andrej: Stahlbetonbau / Bemessung und Konstruktion Teil 1. S. 30-31

⁴³ ÖNORM EN 1990. Kapitel 3: Grundlagen zur Bemessung mit Grenzzuständen. S. 22ff

⁴⁴ Manchmal findet sich auch der Begriff semistochastisch.

zugrunde. Die Methode der Grenzzustände beruht auf der Zuverlässigkeitstheorie, die auch als probabilistisches Sicherheitskonzept bekannt ist. Die Zuverlässigkeitstheorie ergibt sich aus der Strukturanalyse verbunden mit der Stochastik und bleibt, aufgrund des hohen Berechnungsaufwandes, Sonderfällen vorbehalten. Abbildung 5 zeigt, dass die Methode der Grenzzustände eine Bemessungsmethode zwischen dem deterministischen- und dem probabilistischen Sicherheitskonzept darstellt.⁴⁵ Dies kann als Kompromiss an die praktische Anwendbarkeit dieses Systems gesehen werden.

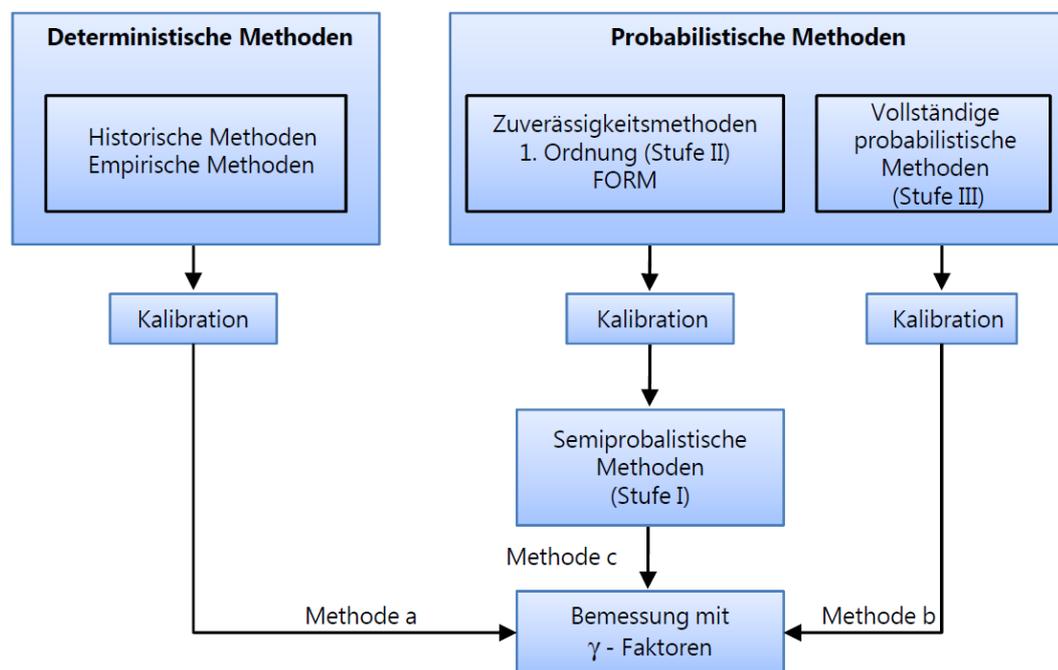


Abbildung 5: Überblick über Zuverlässigkeitsmethoden⁴⁶

Nach der ÖNORM EN 1990 sind Tragwerke so zu planen, sodass sie während ihrer Nutzungsdauer, unter Betrachtung einer angemessenen Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit, Einwirkungen und Einflüssen standhält sowie die geforderten Gebrauchseigenschaften beibehalten. Diese Anforderungen werden unter den Oberbegriffen Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit zusammengefasst und sind bereits in der Planung bzw. Ausführung zu beachten. Des Weiteren wird in diesem Eurocode eine ausreichende Standsicherheit gegenüber Explosion, Anprall oder menschlichem Versagen gefordert.⁴⁷

⁴⁵ Vgl.: Fischer, Lutz: Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen / Ein Leitfaden für Bauingenieure, Architekten und Studenten. Berlin: Ernst & Sohn, 2001. S. 11

⁴⁶ Vgl.: Abbildung: ÖNORM EN 1990, S. 53

⁴⁷ Vgl.: ÖNORM EN 1990. Kapitel 2: Anforderungen. S. 19

3.1.1.1 Statistische Grundlagen

Das Sicherheitskonzept der Eurocodes gründet sich auf den zentralen Grenzwertsatz:

„Die praktische Bedeutung des zentralen Grenzwertsatzes liegt vor allem darin, daß eine (endliche!) Summe von identisch verteilten, unabhängigen Zufallsvariablen in guter Näherung als normalverteilt angesehen werden kann.“⁴⁸

Die Normalverteilung (normal distribution) ist die wichtigste stetige Verteilung und erfasst alle in der Natur vorkommenden Größen. Dies gilt, im Fall des EC 2, auch für die auf Tragwerke wirkenden Belastungen, respektive Einwirkungen und ebenfalls für die Werkstoffeigenschaften.⁴⁹

Die im Betonbau maßgeblichen Werkstoffe sind neben dem Beton der Betonstahl und der Spannstahl. Für diese Werkstoffe, die den Einwirkungen E die Widerstände R entgegensetzen, werden Versuchsreihen durchgeführt. Diese Versuchsreihen, die nach strengen Regeln und Vorschriften durchzuführen sind, liefern eine Häufigkeitsverteilung. Abbildung 6 stellt beispielhaft den charakteristischen Wert der Betondruckfestigkeit für einen Beton der Güte C25/30 dar. Abgebildet ist neben dem Mittelwert f_{cm} aller Proben, der 5%-Quantilwert $f_{ck,0,05}$ und der 95%-Quantilwert $f_{ck,0,95}$. Der Wert $f_{ck,0,05}$ gibt jene Druckspannung an, die von 5% aller Proben nicht erreicht wird.⁵⁰

⁴⁸ Schlittgen, Rainer: Einführung in die Statistik / Analyse und Modellierung von Daten, München, Oldenbourg 2003¹⁰, S. 239

⁴⁹ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1: Grundlagen und Beispiele. Wien: Manz 2008¹¹, S. 58ff

⁵⁰ Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis nach Eurocode 2 / Band 1, Berlin: Beuth, 2011⁴, S. 22-23

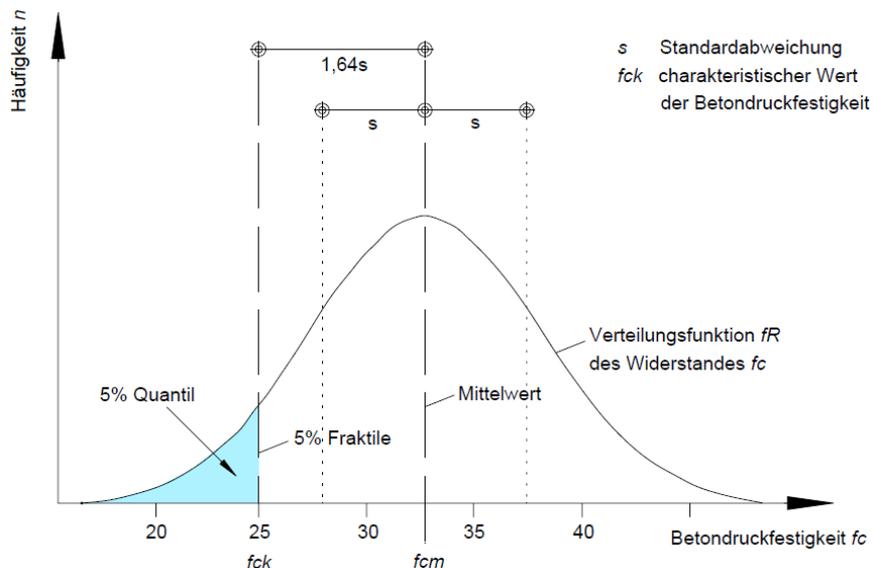


Abbildung 6: Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit als 5%-Quantilwert der Grundgesamtheit⁵¹

Für die verschiedenen Einwirkungsarten ist jeweils eine eigene Häufigkeitsverteilung zu ermitteln. Hierbei ist der Unterschied zwischen ständigen und veränderlichen Einwirkungen ganz wesentlich. Bei ständigen Einwirkungen, etwa den Eigenlasten, wird normalerweise nur der Mittelwert als charakteristischer Wert angegeben. Begründet wird dies mit einer meist kleinen Streuung. Eine kleine Streuung liegt vor, wenn der Variationskoeffizient aus Standardabweichung σ dividiert durch den Mittelwert μ_x kleiner 0,10 ist. In Ausnahmefällen können auch große Streuungen bei ständigen Lasten auftreten. Hier sind gesondert eigene Nachweise zu erbringen.⁵²

Veränderliche Einwirkungen, wie beispielsweise Wind- und Schneelasten, unterliegen in der Regel einer großen Streuung. Deshalb wird hier der charakteristische Wert auch nicht durch den Mittelwert definiert, sondern durch den 95%-Quantilwert.⁵³ Dieser Quantilwert bedeutet, dass nur 5% aller Fälle höher liegen.⁵⁴

Mithilfe der Normalverteilung und der Quantilwerte können nun charakteristische Werte für die Einwirkung und die Tragfähigkeit gegeben werden, die nur zu ei-

⁵¹ Vgl.: Tabelle: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 1, S. 23

⁵² Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 60

⁵³ Je nach Betrachtungszeitraum kann hier auch der 98%-Quantilwert zur Anwendung kommen.

⁵⁴ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 60

nem sehr geringen Teil unter- bzw. überschritten werden.⁵⁵ Abbildung 7 zeigt die Häufigkeitsverteilung der Einwirkung E und die des Widerstandes R . Jener schraffierte Bereich, der unterhalb des Schnittpunktes der beiden Funktionen liegt, definiert die Versagenswahrscheinlichkeit P_f des Tragwerkes. Um diese schraffierte Fläche zu verkleinern, kann die Funktion des Widerstandes R , beispielsweise durch Erhöhung der Betongüte, nach rechts verschoben werden. Durch diese Maßnahme verringert sich auch die Möglichkeit eines Schadens. Jedoch ist unbedingt anzumerken, dass es dafür keine Garantie gibt.⁵⁶

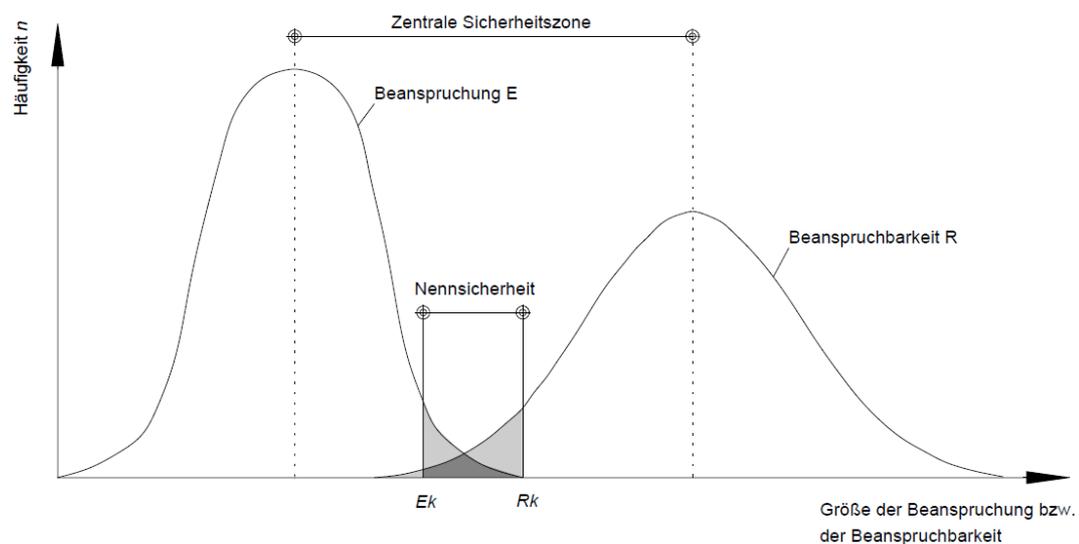


Abbildung 7: Schematische Darstellung der Häufigkeitsverteilung der Beanspruchungen und der Beanspruchbarkeit⁵⁷

3.1.1.2 Sicherheitstheoretische Grundlagen

Ziel des Bemessungsvorganges, der hier nach EC 0, EC 1 und EC 2 zu führen ist, ist es, die Ungleichungen $E_d \leq R_d$ bzw. $E_d \leq C_d$ zu erfüllen.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) muss also der Bemessungswert des Tragwiderstandes (R_d) größer, oder zumindest gleich dem Bemessungswert der Beanspruchung oder der Einwirkung (E_d) sein. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) gilt als erfüllt, wenn E_d kleiner oder gleich dem Bemessungswert einer Gebrauchseigenschaft (C_d) ist. Im Folgenden werden diese Begriffe näher definiert⁵⁸.

⁵⁵ Vgl.: Ebda, S. 61

⁵⁶ Vgl.: Wommelsdorff, Otto / Albert, Andrej: Stahlbetonbau, S. 31

⁵⁷ Vgl.: Tabelle: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 1, S. 24

⁵⁸ Vgl.: Wommelsdorff, Otto / Albert, Andrej: Stahlbetonbau, S. 30

Als Beanspruchung oder Einwirkung sind auf das Tragwerk wirkende Kräfte bzw. Lasten und chemische bzw. physikalische Einflüsse aus der Umgebung zu nennen. Vergessen werden darf nicht auf Zwänge, die aufgezwungene Verformungen verursachen können. Der Tragwiderstand eines Bauwerkes setzt sich vorwiegend aus den Baustoffeigenschaften, der Querschnittsdimension und etwaig verwendeten Verbindungsmitteln zusammen.⁵⁹ Anforderungen an die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind in Kapitel 7 des Eurocode 2 näher definiert und umfassen im Wesentlichen die Begrenzung von Spannungen, Rissbreiten und Verformungen.⁶⁰

Einwirkungen werden zudem auch nach ihrer zeitlichen Veränderung unterteilt. Dies sind nach Kapitel 4 der EN 1992-1-1, ständige Einwirkungen (*G*), veränderliche Einwirkungen (*Q*) und außergewöhnliche Einwirkungen (*A*)⁶¹. Grundsätzlich kann auch noch von vorübergehenden Einwirkungen, wie sie beispielsweise während des Bau- oder Montagezustandes herrschen, gesprochen werden.⁶²

Unter Kapitel 2 des Eurocodes 2 findet sich der Hinweis, dass bei Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte des EC 2 und des EC 0 Tragwerke Schadensfolgeklassen bzw. Zuverlässigkeitsklassen zuzuordnen sind. Nach EC 2 wird, wenn nicht anders festgelegt, von einer Schadensfolgeklasse *CC 2* (*CC*: consequences classes) ausgegangen. Zusammen mit dem Zuverlässigkeitsindex β und der Verknüpfung mit der Schadensfolgeklasse werden Zuverlässigkeitsklassen definiert. Die Empfehlung des Eurocodes 1992-1-1 lautet, die Zuverlässigkeitsklasse *RC 2*, zu verwenden. Dies hat demnach keine Folgen auf die Veränderung der Teilsicherheitsbeiwerte, da der Beiwert K_{FI} für *RC 2* 1,0 ist. Außerdem ergibt sich aus der Zuverlässigkeitsklasse *RC 2* indirekt die Versagenswahrscheinlichkeit P_f . *RC 2* fordert hier bei einem Bezugszeitraum von 1 Jahr, einen Mindestwert für β von 4,7. Genau dieser Zusammenhang liefert eine Versagenswahrscheinlichkeit P_f von 10^{-6} . Dies bedeutet, dass innerhalb einer Bezugsdauer von 1 Jahr, ein einziger Schadensfall unter einer Million möglicher Fälle zu erwarten ist.⁶³

⁵⁹ Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 1, S. 22

⁶⁰ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1. S. 129

⁶¹ Vgl.: Ebda. S. 25

⁶² Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 1, S. 22

⁶³ Vgl.: Wommelsdorff, Otto / Albert, Andrej: Stahlbetonbau, S. 32ff

Tabelle 1: Beziehung zwischen β und PF^{64}

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

3.1.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Grundsätzlich werden als Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT) jene Grenzzustände eingestuft, die die Sicherheit von Personen, Tragwerken, eventuell Gegenständen in Tragwerken gefährden und all jene Zustände, die vor dem Versagen eines Bauteiles eintreten. Die Nachweisführung im GZT beschäftigt sich demnach mit der Lagesicherheit des Tragwerkes bzw. von Teilen des Tragwerkes, Versagen als Folge einer übermäßigen Verformung und dem Versagen aufgrund zeitlicher Auswirkungen wie etwa Materialermüdung.⁶⁵

Den Bemessungswert der Einwirkung E_d erhält man durch die Multiplikation des charakteristischen Einwirkungswertes mit einem Teilsicherheitsbeiwert (γ_G, γ_Q). Diese Teilsicherheitsbeiwerte werden nach ständigen und veränderlichen Einwirkungen unterschieden. Treten mehrere veränderliche Einwirkungen auf, so ist zwischen der Leiteinwirkung und weiteren Einwirkungen zu unterscheiden. Dies ist von Bedeutung, da bei gleichzeitigem Auftreten mit Kombinationsbeiwerten (ψ) zu rechnen wäre.⁶⁶

3.1.2.1 Teilsicherheitsbeiwerte

Die Teilsicherheitsbeiwerte sind für die Einwirkungsseite im EC 0 und für die Materialseite der Bauart entsprechenden Eurocodes enthalten. Sie dienen der Verminderung von Unsicherheiten und sollen die Zuverlässigkeit auf ein akzeptables Niveau bringen.⁶⁷ Der Teilsicherheitsbeiwert γ_F deckt mögliche ungünstige Abweichungen bzw. Unsicherheiten in der Idealisierung der Einwirkungen ab. Mit γ_M werden Unsicherheiten, die sich aus dem verwendeten Material ergeben, und Unsicherheiten aus der Modellbildung abgedeckt.⁶⁸ Abbildung 8 veranschaulicht diesen Aspekt grafisch.

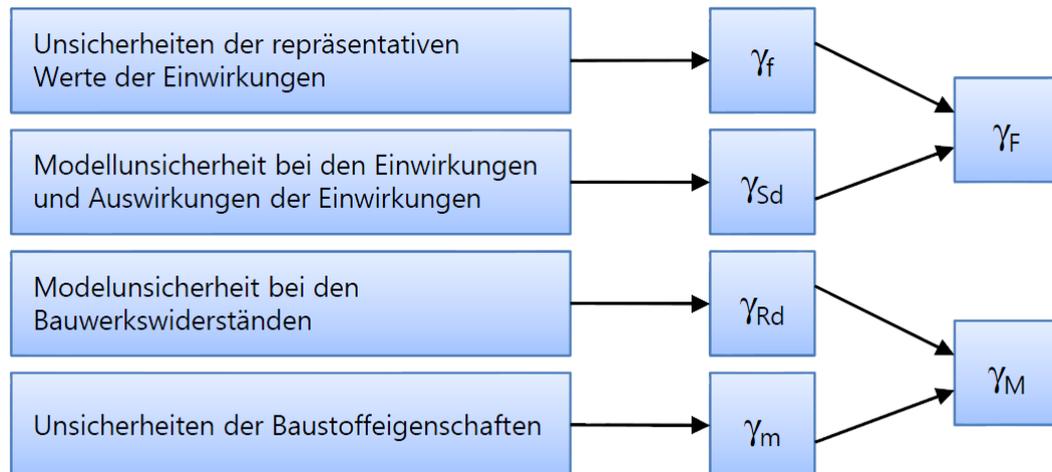
⁶⁴ Vgl.: Abbildung: ÖNORM EN 1990, S. 53

⁶⁵ Vgl.: ÖNORM EN 1990, S. 23ff

⁶⁶ Vgl.: Wommelsdorff, Otto / Albert, Andrej: Stahlbetonbau, S. 36

⁶⁷ Vgl.: ÖNORM EN 1990, S. 7

⁶⁸ Vgl.: Ebda, S. 16ff

Abbildung 8: Beziehung zwischen den einzelnen Teilsicherheitsbeiwerten⁶⁹

Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_F der Einwirkungen werden in der Grundkombination in ständige und veränderliche Einwirkungen unterteilt. Eine weitere Unterteilung sieht, bei den ständigen Einwirkungen, eine Aufteilung in ungünstig und günstig wirkend, vor. Die veränderlichen Einwirkungen werden in eine Leit- bzw. Begleiteinwirkung aufgeteilt. Tabelle 2 gibt eine Übersicht über die Teilsicherheitsbeiwerte wie sie in Österreich Anwendung finden.⁷⁰

Tabelle 2: Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen für die Grundkombination⁷¹

ständige Einwirkungen		veränderliche Einwirkungen	
ungünstig	günstig	Leiteinwirkung	Begleiteinwirkung
$\gamma_{G,j} = 1,35$	$\gamma_{G,j} = 1,00$	$\gamma_{G,j} = 1,50$	$\gamma_{G,j} = 1,50$

Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_M beziehen sich im Stahlbetonbau im Wesentlichen auf die Baustoffe Beton und Stahl. Aufgrund der unterschiedlichen Materialeigenschaften und der Herstellungsmethoden und -bedingungen sind auch diese Beiwerte verschieden hoch. Tabelle 3 zeigt die Teilsicherheitsbeiwerte für die maßgeblichen Bemessungssituationen⁷²:

⁶⁹ Vgl.: Abbildung: ÖNORM EN 1990, S. 58

⁷⁰ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau/Teil 1, S. 67

⁷¹ Vgl.: Tabelle: Ebda, S. 67

⁷² Vgl.: Ebda, S. 69f

Tabelle 3: Teilsicherheitsbeiwerte für Beton und Stahl⁷³

Bemessungssituation	Beton	Bewehrungsstahl
Grundkombination	$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_s = 1,15$
Außergewöhnliche Kombination	$\gamma_c = 1,20$	$\gamma_s = 1,00$
Erdbeben*	$\gamma_c = 1,30$	$\gamma_s = 1,00$

* Die angegebenen Werte gelten für Bauteile mit niedriger Duktilität (DCL)

3.1.2.2 Kombinationsbeiwerte

Kombinationsbeiwerte beziehen sich immer auf die veränderlichen Einwirkungen. Sie berücksichtigen die geringe Wahrscheinlichkeit eines gleichzeitigen Auftretens von mehreren, voneinander unabhängigen Einwirkungen. Hierbei definiert ψ_0 eine geringe Wahrscheinlichkeit und kommt meist im GZT zum Einsatz. Die Kombinationsbeiwerte ψ_1 und ψ_2 definieren eine mittlere bzw. eine hohe Wahrscheinlichkeit des gemeinsamen Auftretens und finden meist im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) Anwendung.⁷⁴

Tabelle 4: Empfehlungen für Zahlenwerte für Kombinationsbeiwerte im Hochbau⁷⁵

Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlasten im Hochbau (siehe EN 1991-1-1)			
Kategorie A: Wohngebäude	0,7	0,5	0,3
Kategorie B: Bürogebäude	0,7	0,5	0,3
Kategorie C: Versammlungsbereiche	0,7	0,7	0,6
Kategorie D: Verkaufsflächen	0,7	0,7	0,6
Kategorie E: Lagerflächen	1,0	0,9	0,8
Fahrzeugverkehr im Hochbau Kategorie F: Fahrzeuggewicht $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Kategorie G: $30\text{kN} \leq \text{Fahrzeuggewicht} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Kategorie H: Dächer	0	0	0
Schneelasten im Hochbau (siehe EN 1991-1-3)			
- Finnland, Island, Norwegen, Schweden	0,7	0,5	0,2
- Für Orte in CEN-Mitgliedsstaaten mit einer Höhe über 1000m ü. NN	0,7	0,5	0,2
- Für Orte in CEN-Mitgliedsstaaten mit einer Höhe niedriger als 1000m ü. NN	0,5	0,2	0
Windlasten im Hochbau (siehe EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperaturanwendungen (ohne Brand) im Hochbau, siehe EN 1991-1-5	0,6	0,5	0

ANMERKUNG: Die Festlegung der Kombinationsbeiwerte erfolgt im Nationalen Anhang.

⁷³ Vgl. Tabelle: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau/Teil 1, S. 69

⁷⁴ Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 1, S. 33

⁷⁵ Vgl. Tabelle: ÖNORM EN 1990, S. 41

3.1.2.1 Bemessungswert der Einwirkung

Der Bemessungswert (E_d) bei ständigen oder vorübergehenden Bemessungssituationen⁷⁶ ist nach EC 0

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P_k + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \right). \quad (3.1)$$

Bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen ergibt sich E_d aus

$$E_{d,A} = E \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P_k + A_d + (\psi_{1,1} \text{ od. } \psi_{2,1}) \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \right). \quad (3.2)$$

3.1.2.2 Bemessungswert der Materialien

Der Bemessungswert R_d wird mit Hilfe der Arbeitslinien des Betons bzw. des Stahles ermittelt. Die Druckfestigkeit des Betons f_{cd} ergibt sich demnach aus der Formel

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c}. \quad (3.3)$$

Der Beiwert α_{cc} stellt hierbei Langzeitauswirkungen aus ungünstigen Auswirkungen, die sich durch die Art der Beanspruchung ergeben, dar. Er ist im nationalen Anhang des EC 2 grundsätzlich mit 1,0 definiert. Eine Ausnahme bildet unbewehrter oder gering bewehrter Beton, dieser hat den Beiwert $\alpha_{cc} = 0,8$. Analog erfolgt die Berechnung des Bemessungswertes der Streckgrenze für den Stahl mit⁷⁷

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}. \quad (3.4)$$

3.1.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Darunter sind all jene Grenzzustände erfasst, die die Funktion des Tragwerkes unter normalem Gebrauch, das Wohlbefinden der Bauwerksnutzer oder das Erscheinungsbild beeinflussen, betreffen. Als Anmerkung findet sich im EC 0, dass der Begriff „Erscheinungsbild“ das Durchbiegungen bzw. die Rissbildung definiert. Des Weiteren ist vermerkt, dass jene Anforderungen oftmals individuell an

⁷⁶ Diese Situation wird auch als Grundkombination bezeichnet. Die Formeln für STR und GEO werden hier aus Übersichtlichkeitsgründen nicht angeführt.

⁷⁷ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau/Teil 1, S. 70

Projekte angepasst werden. Bei der Nachweisführung im GZG sollte daher besonders auf Verformungen und Verschiebungen, auf Schwingungen sowie auf Schäden, die zu Durchbiegung bzw. Rissbildung führen können, eingegangen werden.⁷⁸

Wie unter 4.1.2 bereits erwähnt, darf die Einwirkung den definierten Grenzwert der Gebrauchstauglichkeit nicht überschreiten $E_d \leq C_d$. Als Kriterien für die Gebrauchstauglichkeit werden im Stahlbetonbau vor allem die Begrenzung der Rissbreiten, der Durchbiegung und der Spannungen angegeben. Im GZG sind drei verschiedenen Bemessungssituationen zu beachten.⁷⁹

3.1.3.1 Charakteristische Kombination

Die charakteristische oder seltene Einwirkungskombination beschreibt bleibende Auswirkungen auf das Tragwerk.

$$E_d = E \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \right] \quad (3.5)$$

3.1.3.2 Häufige Kombination

Die häufige Kombination beschreibt hingegen umkehrbare Auswirkungen, die mehrfach vorkommen.

$$E_d = E \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \right] \quad (3.6)$$

3.1.3.3 Quasi-ständige Kombination

Für die Verformungsberechnung ist die quasiständige Einwirkungskombination zu verwenden. Dabei werden dauernd wirksame Belastungen erfasst, die Langzeitauswirkungen haben.

$$E_d = E \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \right] \quad (3.7)$$

⁷⁸ Vgl.: ÖNORM EN 1990, S. 24

⁷⁹ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau/Teil 1, S. 71

3.1.4 Zusammenfassung des Sicherheitskonzeptes im EC 2

Nachfolgende Grafik versucht das Sicherheitskonzept in übersichtlicher Form darzustellen. Eine Zusammenfassung findet sich auch unter Punkt 3.2.4 für den ACI. Eine Gegenüberstellung der beiden Konzepte befindet sich im Anhang.

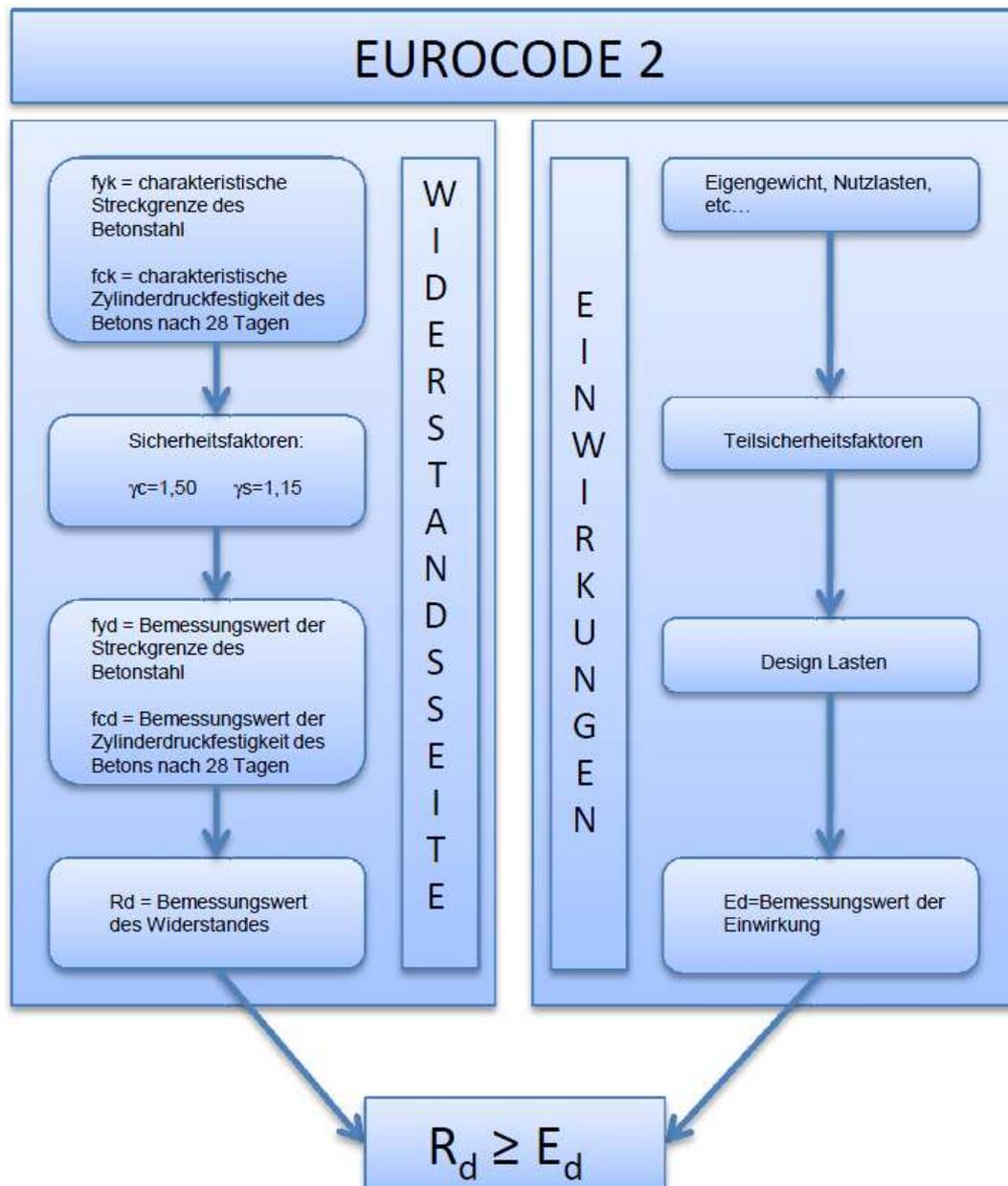


Abbildung 9: Zusammenfassung des Sicherheitskonzeptes im EC 2⁸⁰

⁸⁰ Vgl.: Abbildung: Hawileh, Rami: Comparison between ACI 318-05 and Eurocode 2 (EC2-94) in flexural concrete design. In: Structural engineering and mechanics. Taejon Techno Press Volume 32 Number 6. 2009, S. 708

3.2 ACI 318-11

Die Grundlagen zum Verständnis des Sicherheitskonzeptes, wie sie im Kapitel des Eurocodes erklärt wurden, gelten größtenteils auch für den ACI. In nachfolgenden Unterkapiteln wird deshalb vermehrt auf die Differenzen zur europäischen Norm eingegangen.

3.2.1 Einführung^{81 82}

Bis zur Version 2002 des ACI 318 wurde zur Sicherheitsbeaufschlagung der Lasten das sogenannte „Working Stress Design (WSD)“ angewendet. Da sich die WSD-Methode auch noch in der aktuellen Version des ACI (Appendix C) findet, sei sie hier kurz erläutert. Anfang des 19. Jahrhunderts entwickelt, beruht diese Methode auf der ungenauen Annahme, dass neben dem Stahl auch beim Beton eine lineare Beziehung zwischen Spannung und Dehnung besteht. Dies ist jedoch nicht ganz korrekt, da zwar im Bereich bis etwa 50 % der maximalen Betonfestigkeit eine annähernde Linearität gegeben ist, jedoch darüber hinaus das Verhältnis absolut nichtlinear ist.

Diese Methode bringt einige grundlegende Nachteile mit sich. Der größte Nachteil des Working Stress Design ist die Nichtdifferenzierung zwischen Nutzlasten und Eigengewicht. Beide Lasten werden hier gemeinsam mit einem Sicherheitsfaktor beaufschlagt. Da die ständigen Lasten jedoch recht genau vorhergesagt werden können, ist der gemischte Sicherheitsfaktor hier zu hoch bzw. besteht bei den veränderlichen Lasten meist noch eine gewisse Unsicherheit. Ein weiterer Nachteil dieser Berechnungsmethode ist, dass nicht der Spannungszustand bei einer gegebenen Belastung ermittelt wird, sondern, dass die Belastung, bei der das System versagt, berechnet wird.

Man entschloss sich deshalb 1983 die „Strength Design Method“ einzuführen. Diese Methode beruht eher auf Dehnungsgrenzen als auf Spannungsgrenzen. Die Biegefestigkeit ist hier erreicht, wenn die Randspannung im Druckbereich $\varepsilon_c = 0,003$ erreicht und die Randspannung im Zugbereich $\varepsilon_t \geq 0,005$ ist. Dies stimmt mit dem Dehnungsverhältnis $\rho/\rho_b = 0,63$ überein, welches ein vollkommen

⁸¹ Vgl.: ACI 318-11, S. 119 u. S. 411

⁸² Vgl.: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures, S. 49

duktilen Verhalten repräsentiert.⁸³ Das Hauptinteresse liegt also nicht bei den aktuellen Spannungen, sondern bei einer Festigkeit, die der Beanspruchung widersteht.⁸⁴

3.2.1.1 Statistische Grundlagen⁸⁵

Das Sicherheitskonzept im ACI 318-11 beruht ebenfalls auf der Zuverlässigkeitstheorie, welche unter Punkt 3.1.1.1 bereits erklärt wurde. Auch hier wird für jede Einwirkungsart eine eigene Häufigkeitsverteilung ermittelt bzw. werden für die verwendeten Baustoffe Versuchsreihen durchgeführt, deren Ergebnisse Normalverteilt sind. In Abbildung 10, welche in ähnlicher Form bereits aus Kapitel 3.1.1.1 bekannt ist, ändern sich lediglich die Bezeichnungen. Der Überlappungsbereich, auch Sicherheitszone (safety margin) genannt, ergibt sich aus R-Q. Der Grenz-zustand der Tragfähigkeit ist gegeben, wenn der Wert dieser Sicherheitszone genau Null ist. Erreicht das Ergebnis einen Wert unter Null, befindet man sich im Versagensbereich, für Werte über Null im Überlebens- bzw. im Sicherheitsbereich. Es sei angemerkt, dass eine Bemessung nie mit hundertprozentiger Sicherheit durchgeführt werden kann, da R und Q Zufallsgrößen sind.

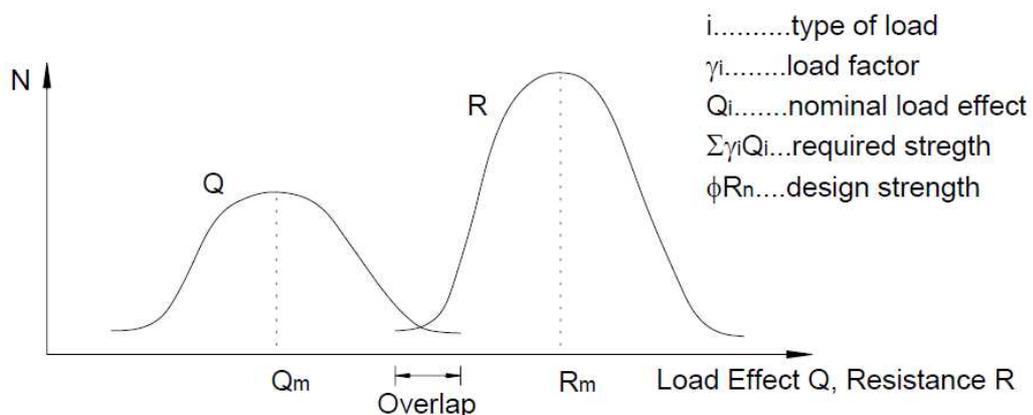


Abbildung 10: Häufigkeitsverteilung der Beanspruchung und der Beanspruchbarkeit mit, in den USA gängigen Bezeichnungen⁸⁶

⁸³ Vgl.: Hawileh, Rami: Comparison between ACI 318-05 and Eurocode 2, S. 707

⁸⁴ Vgl.: Lindeburg, Michael: Civil Engineering Reference Manual for the PE Exam. Belmont: Professional Publication Inc. 2011¹², S. 50-2

⁸⁵ Vgl.: Ricker, Marcus: Zur Zuverlässigkeit der Bemessung gegen Durchstanzen bei Einzelfundamenten. [Diss. Aachen, 2009]. Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen. 2009, S. 53-54

⁸⁶ Vgl. Abbildung: Hawileh, Rami: Comparison between ACI 318-05 and Eurocode 2, S. 708

3.2.1.2 Sicherheitstheoretische Grundlagen

Die Berechnung nach Grenzzuständen findet man im ACI ebenso wie im Eurocode. So sind laut der US-Norm die beiden Kriterien Grenzzustände der Tragfähigkeit (Ultimate Limit State - ULS) und Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (Serviceability Limit State - SLS) einzuhalten.⁸⁷

3.2.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit⁸⁸

Da Einwirkungen wie auch Materialfestigkeiten gewissen Streuungen unterliegen, wird sowohl die Widerstandsseite als auch die Einwirkungsseite mit Sicherheiten beaufschlagt. Die Grundanforderung des ACI lautet demnach:

$$\begin{aligned} \text{Design Strength} &\geq \text{Required Strength} \\ \text{Bemessungsfestigkeit} &\geq \text{erforderliche Beanspruchbarkeit} \\ \phi R_n &\geq U \end{aligned} \quad (3.8)$$

3.2.2.1 Erforderliche Beanspruchbarkeit U (*Required strength*)

Die erforderliche Beanspruchbarkeit U setzt sich im Regelfall aus den ständigen Lasten (dead load) und den Nutzlasten (live load) zusammen. Da diese beiden Belastungen mit unterschiedlicher Genauigkeit vorausgesagt werden können, werden sie auch mit verschiedenen Sicherheitsfaktoren multipliziert.⁸⁹ Die erforderliche Beanspruchbarkeit U entspricht damit der Summe aller mit Beiwerten versehenen Belastungen (factored loads). Der Faktor, mit dem die jeweilige Einwirkung beaufschlagt wird, ist einerseits durch die Vorhersagbarkeit und andererseits durch mögliche Schwankungen während der Nutzungsdauer definiert. Der ACI 318-11 definiert für die verschiedenen Belastungsarten folgende Gleichungen.⁹⁰

$$U = 1.4D \quad (3.9)$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (3.10)$$

⁸⁷ Vgl.: Williams, Alan: Civil & Structural Engineering / Design of Reinforced concrete Structures Review for the PE Exam. Chicago: Kaplan AEC Education 2007⁴, S. 31

⁸⁸ Vgl.: ACI 318-11, S. 119

⁸⁹ Vgl.: Nilson, Arthur / u.a.: Design of Concrete Structures. New York: McGraw-Hill Companies, Inc. 2004¹³. S. 15

⁹⁰ Vgl.: ACI 318-11, S. 119

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W) \quad (3.11)$$

$$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (3.12)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S \quad (3.13)$$

$$U = 0.9D + 1.0W \quad (3.14)$$

$$U = 0.9D + 1.0E \quad (3.15)$$

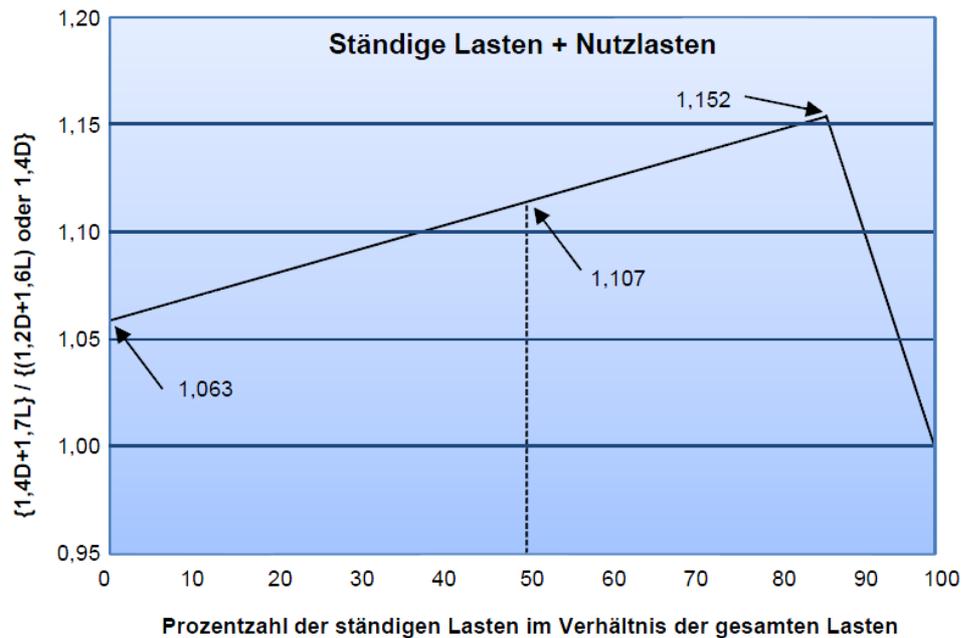
In obigen Gleichungen steht D für ständige Lasten (dead load), L für Nutzlasten (live load), L_r für Nutzlasten Dach (roof live load), S für Schnee (snow), E für Erdbeben (earthquake), W für Wind (wind) und R für Regen (rain).⁹¹ Die Gleichungen 3.14 sowie 3.15 mindern die ständigen Lasten auf 90 % ihres tatsächlichen Wertes ab. Dies liegt darin begründet, dass höhere Eigenlasten die Wirkung der anderen Lasten reduzieren würden. Bezugnehmend auf den Kommentarteil des ACI, sind alle möglichen Kombinationen zu berücksichtigen, um den kritischsten Lastfall zu eruieren.⁹²

Die Gleichungen 3.9 bis 3.15 wurden erst 2002 in das Sicherheitskonzept des ACI eingeführt. Zuvor betrug der Multiplikator 1,4 für ständige Lasten und 1,7 für Nutzlasten für den Fall, dass nur diese beiden Belastungsarten aufgetreten sind. Wenn man die alten Lastkombinationen mit denjenigen ab der ACI-Version 2002 vergleicht, so waren die vorangegangenen Kombinationen wesentlich konservativer. Abbildung 11 veranschaulicht, dass mit Veränderung des Verhältnisses zwischen ständigen Lasten und Nutzlasten, zugunsten der ständigen Lasten, die Sicherheit in der alten Norm stetig zunimmt. Wirken jedoch nur ständige Lasten auf das Bauteil ein, werden auch in der neueren Version diese mit 1,4 multipliziert.⁹³

⁹¹ Vgl.: Nilson, Arthur / u.a.: Design of Concrete Structures. S. 18

⁹² Vgl.: ACI 318-11, S. 122

⁹³ Vgl.: Epstein, Howard: How does the change from ACI 318-99 to 318-02 influence capacity?. In: ASCE American Society of Civil Engineers: Practice periodical on structural design and construction Volume 8, Issue 4. 2003, S. 181-182

Abbildung 11: Vergleich der Sicherheitsfaktoren zwischen ACI 318-99 und ACI 318-02⁹⁴

3.2.2.2 Bemessungsfestigkeit (Design strength)⁹⁵

Die Grenzfestigkeit⁹⁶ (ultimate strength) eines Bereiches – innerhalb eines Systems – wird aus dem Querschnitt dieses Bereiches, den verwendeten Materialien und aus der Summe des verwendeten Betonstahles berechnet. Falls diese Daten verfügbar sind, erhält man die von diesem Bereich ertragbare Widerstandsfestigkeit. Für die Biegeberechnung wird diese Größe beispielsweise als M_n (Nominal Resisting Moment) bezeichnet.

Dieser berechnete Widerstand gegenüber einem Moment ist jedoch nur in der Theorie richtig. In der Praxis muss man weitere, nicht genau definierbare, Einflüsse mit einbeziehen. Dies können Fehlstellen im Beton sein, falsch platziertes Bewehrungseisen, Fehler in der Zusammenstellung der Betonrezeptur usw. Man weiß aus Erfahrung, dass realisierte Objekte nie zu hundert Prozent den geplanten entsprechen. In den Vereinigten Staaten gibt es beispielsweise den ACI 117-10 „Standard Tolerances for Concrete Construction and Materials and Commentary“⁹⁷. Diese Norm listet Toleranzen auf, die, bei guter fachmännischer Ausführung, zulässig sind. Darüber hinaus kann es natürlich auch zu Fehlern in der Be-

⁹⁴ Vgl. Abbildung: Ebda, S. 182

⁹⁵ Vgl.: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures. S. 50-51

⁹⁶ Definiert als Bruchfestigkeit bzw. Zugfestigkeit.

⁹⁷ Vgl.: American Concrete Institute: ACI 117R-10 Standard Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials and Commentary. Michigan: ACI Committee 117 2002

rechnung bzw. in der Annahme von Belastungen und Einwirkungen kommen. Um all diese Umstände zu berücksichtigen, wird ein Sicherheitsfaktor, der die tatsächliche, respektive theoretische Festigkeit abmindert, eingeführt.

Der Abminderungsfaktor ϕ ⁹⁸ wird gewählt, um folgende Ungewissheiten zu kompensieren:

- (1) Die Wahrscheinlichkeit der Unterdimensionierung von Bauteilen verursacht durch Variationen in der Materialfestigkeit bzw. der Querschnittswahl.
- (2) Die Möglichkeit von Ungenauigkeiten in der Berechnung.
- (3) Die Annahme des Grades an Duktilität und der erforderlichen Beständigkeit von Bauteilen unter den betrachteten Belastungsauswirkungen.
- (4) Außerdem fließt die Wichtigkeit des betreffenden Bauteiles in den Faktor mit ein.⁹⁹

Zu Punkt 4 ist zu sagen, dass Bauteile, welche vorwiegend durch Biegung beansprucht werden wie zum Beispiel ein Stahlbetonbiegeträger, weniger stark abgemindert werden als zum Beispiel eine Stütze. Das heißt, eine Momentenbeanspruchung wird geringer abgemindert als eine Druckbeanspruchung. Der Grund liegt in der genaueren Vorhersagbarkeit des Versagens, da ein Versagen auf Druck plötzlich eintritt. Ein weiterer Grund ist, dass Stützen meist eine wichtigere Rolle für die Gesamtstabilität haben als ein einzelner Träger.^{100, 101}

Tabelle 5: Abminderungsfaktor ϕ je Beanspruchungsart¹⁰²

Art der Beanspruchung	Abminderungsfaktor ϕ
Biegung von durch Zug beanspruchten Bereichen	0,90
Druckbeanspruchung (vorwiegend Stützen)	
Bauteile mit Spiralbewehrung	0,70
Andere bewehrte Bauteile	0,65
Schub und Torsion	0,75
Lagerbeanspruchung	0,65
Vorgespannte Ankerbereiche	0,85
Fachwerksmodell	0,75

⁹⁸ Andere Bezeichnungen sind: confidence factor, performance factor, resistance factor und capacity reduction factor.

⁹⁹ Vgl.: ACI 318-11, S. 122

¹⁰⁰ Vgl.: Nilson, Arthur / u.a.: Design of Concrete Structures. S. 18

¹⁰¹ Vgl.: Williams, Alan: Civil & Structural Engineering, S. 33

¹⁰² Vergleiche Tabelle mit ACI 318-11, S. 122-125

Die Belastbarkeit ergibt sich demnach aus der Nennfestigkeit, zum Beispiel M_n , multipliziert mit dem entsprechenden Abminderungsfaktor ϕ . Die Belastbarkeit, respektive die Bemessungsfestigkeit, muss zumindest gleich groß wie die erforderlichen Beanspruchbarkeit sein.¹⁰³ Die Abminderungsfaktoren in Tabelle 5 sind seit dem ACI 318-02 gültig. Davor galten neben den Sicherheitsfaktoren für Lasten auch für Materialien andere Faktoren. Für hauptsächlich durch Biegung beanspruchte Bauteile, wie es in der Regel bei Stahlbetonträgern vorkommt, blieb der Wert mit 0,90 gleich. Geändert hat sich hingegen der Abminderungsfaktor bei vorwiegend durch Druck beanspruchten Bauteilen. Diese Bauteile, meist Stützen, wurden bis zur ACI-Version 1999 mit 0,70 abgemindert. In der neuen Version findet sich der Wert 0,65 bzw. für Stützen, die mit Bewehrungsspiralen bewehrt werden, lautete der Wert zuvor 0,75 und dieser beträgt nun 0,70. Besonders auffällig ist die Reduktion des Faktors bei vorwiegend Schubbeanspruchten Bauteilen. Hier wurde der Wert von vormals 0,85 auf jetzt 0,75 gesenkt. Daraus lässt sich erkennen, dass die Sicherheitsfaktoren auf der Materialseite meist konservativer sind, als sie bis zum Jahr 2002 waren.¹⁰⁴

Die mit Beiwerten versehenen Belastungen (factored loads) werden mit dem Index u (ultimate) gekennzeichnet. Jene Momente und Querkräfte, welche mit Sicherheiten beaufschlagt wurden, werden als M_u bzw. als V_u bezeichnet und stellen die erforderliche Beanspruchbarkeit dar. Die tatsächlich vorhandene Bemessungsfestigkeit hat als Kennzeichnung den Index n . So ergeben sich aus obigem Zusammenhang die Ungleichungen:¹⁰⁵

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.16)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.17)$$

3.2.3 Grenzzustände der Gebrauchtauglichkeit

Auch wenn die Tragsicherheit bereits erfolgreich nachgewiesen wurde, so darf dennoch nicht auf die Gebrauchtauglichkeit vergessen werden. Der ACI geht vor allem auf die Begrenzung der Rissbreiten und die Begrenzung der Verfor-

¹⁰³ Vgl.: Williams, Alan: Civil & Structural Engineering, S. 33

¹⁰⁴ Vgl.: Epstein, Howard: How does the change from ACI 318-99 to 318-02 influence capacity?, S. 182-183

¹⁰⁵ Vgl.: Lindeburg, Michael: Civil Engineering Reference Manual for the PE Exam. S.50-3

mung ein. Die Teilsicherheitsbeiwerte zur Beaufschlagung der Einwirkungen werden auch im ACI 318-11 mit 1,0 angenommen.¹⁰⁶

3.2.4 Zusammenfassung des Sicherheitskonzeptes im ACI 318-11

Nachfolgend stellt die Abbildung 12 den Bemessungsablauf für eine Momenteinwirkung in übersichtlicher Form dar. Ein Vergleich der verschiedenen Vorgehensweisen findet sich im Anhang.

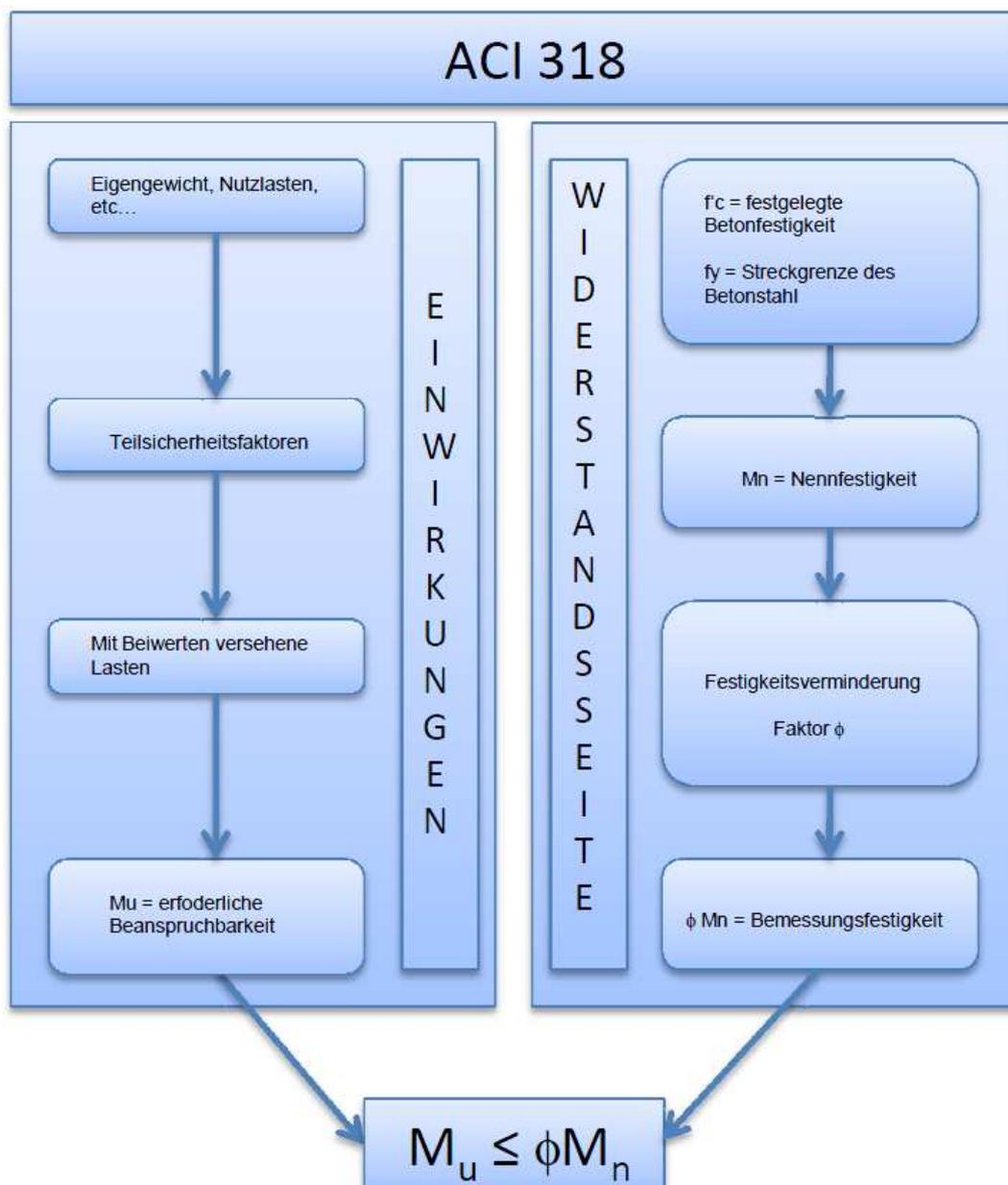


Abbildung 12: : Zusammenfassung des Sicherheitskonzeptes im ACI 318¹⁰⁷

¹⁰⁶ Vgl.: Nilson, Arthur/u.a.: Design of Concrete Structures. S. 203

4 Baustoffe und Dauerhaftigkeit

Das Kapitel Baustoffe und Dauerhaftigkeit beschäftigt sich mit den grundsätzlichen Anforderungen an den Beton und an den Bewehrungsstahl. Um die normentechnischen Unterschiede exakt heraus arbeiten zu können, werden zunächst die Grundlagen dargestellt. Im ACI-Kapitel kann danach, darauf aufbauend, vermehrt auf die Gegensätze eingegangen werden.

4.1 Eurocode 1992-1-1^{108 109}

Wie bereits erwähnt, bedarf es bei der Arbeit mit einem Eurocode auch noch der Anwendung von spezifischen Normen. Im Kapitel Baustoffe des EC 2 wird bereits eingangs explizit auf die EN 206-1 hingewiesen. Diese Norm trägt den Titel: „Beton Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.“ Sie beschäftigt sich etwa mit der Klasseneinteilung, den Anforderungen an die Ausgangsstoffe und mit der Produktionskontrolle.

Das gleiche gilt auch für den Betonstahl, der in der Norm EN 10080 „Stahl für die Bewehrung von Beton – Schweißgeeigneter Betonstahl“ behandelt wird. In diesem Kapitel wird auf die wichtigsten Beton- und Stahleigenschaften, wie sie auch im EC 2 beschrieben werden, eingegangen.

4.1.1 Beton im Eurocode 2¹¹⁰

In den folgenden Unterkapiteln werden die grundlegenden Inhalte der Norm wiedergegeben. Es sind hier Prinzipien und Anwendungsregeln für Normalbeton und für hochfesten Beton zusammengefasst.

4.1.1.1 Expositionsklassen^{111 112}

Die Betonoberfläche ist direkt den Umgebungsbedingungen ausgesetzt und wird daher in unterschiedliche Expositionsklassen eingeteilt. Der EC 2 verweist im

¹⁰⁷ Vgl.: Abbildung: Hawileh, Rami: Comparison between ACI 318-05 and Eurocode 2, S. 708

¹⁰⁸ Vgl.: ON Österreichisches Normungsinstitut: ÖNORM EN 206-1: Beton / Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Wien 2005

¹⁰⁹ Vgl.: ON Österreichisches Normungsinstitut: ÖNORM EN 10080: Stahl für die Bewehrung von Beton –Schweißgeeigneter Betonstahl, Allgemeines. Wien 2005

¹¹⁰ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 27

¹¹¹ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 49ff und S. 230

¹¹² Vgl.: ON Österreichisches Normungsinstitut: ÖNORM B 4710-1 Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis. Wien 2007

Unterkapitel „Umgebungseinflüsse“ auf die EN 206-1, die in Österreich durch das Nationale Anwendungsdokument (NAD) ÖNORM B 4710-1 umgesetzt wurde. Grundsätzlich wird zwischen einer Bewehrungskorrosion und einem Betonangriff unterschieden. Der Angriff auf die Bewehrung wird als Korrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung oder durch Chloride, definiert. Die Korrosion, verursacht durch Chloride aus Meerwasser, spielt in Österreich keine Rolle. Die Expositionsklassen, die sich mit dem Betonangriff auseinandersetzen, beinhalten den Frostangriff (mit oder ohne Taumittel), chemische Angriffe oder die Verschleißbeanspruchung.

Der Eurocode 2 gibt als Definition der Expositionsklassen nur indikative Festigkeitsklassen an. Die Norm verweist aber ausdrücklich auf die EN 206-1, respektive auf die ÖNORM B 4710-1. Hierin sind die Anforderungen für jede Expositionsklasse wie folgt definiert:

- Mindestzementgehalt
- Maximaler Wasser-Bindemittel Wert
- Mindestdruckfestigkeit des Betons
- Gewählte Ausgangsstoffe
- Mindest-Luftporengehalt

4.1.1.2 Betondeckung

Die von der Norm geforderte Betondeckung setzt sich aus der Mindestbetondeckung c_{min} und dem Vorhaltemaß Δc_{dev} zusammen. Sie ist als Abstand zwischen der Betonoberfläche und der, dieser Oberfläche zugewandten Außenseite, der Bewehrung zu verstehen. Die Forderung nach der Mindestbetondeckung ergibt sich entweder aus dem Verbundkriterium oder den Umgebungseinflüssen. Es ist der zahlenmäßig größere Wert heranzuziehen bzw. muss ein Minimalwert von 10 mm eingehalten werden.¹¹³

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.1)$$

¹¹³ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 52

Da es bei der Herstellung zu nicht vermeidbaren Planabweichungen kommen kann, wird das Nennmaß der Betondeckung um das Vorhaltemaß Δc_{dev} erhöht.¹¹⁴ Im nationalen Anhang des EC 2 findet sich der Wert $\Delta c_{dev} = 5$ mm. Wird das Bauteil auf einem unebenen Untergrund hergestellt, so erhöht sich die Betondeckung wesentlich. Bei Vorhandensein einer Sauberkeitsschicht hat das Nennmaß der Betondeckung zumindest 40 mm und bei Herstellung auf reinem Baugrund mindestens 75 mm zu betragen.¹¹⁵

Expositionsklasse nach ÖNORM B 4710-1	$c_{min,dur}$ in mm	Beispiele für Umgebungsbedingungen
XC 1	15	Im Inneren von Wohn- und Bürogebäuden
XC 2 / XC 3 / XC 4	25	Allgemein im Freien
XD 1 / XD 2	30	Angriff von chloridhaltigem Sprühnebel
XD 3	40	Angriff von chloridhaltigem Spritzwasser oder aufstehendem chloridhaltigem Wasser

Tabelle 6: Beispiele für die Mindestbetondeckung zufolge von Umgebungseinflüssen¹¹⁶

Tabelle 6 stellt einige Beispiele für die Mindestbetondeckung im Hochbau dar. Um das Nennmaß der Betondeckung zu erhalten, werden diese Werte in Österreich um das Vorhaltemaß von 5 mm – bei Bauwerken mit einer Nutzungsdauer von 50 Jahren – erhöht. Bei Betonfertigteilen, welche die normenmäßigen Qualitätsanforderungen erfüllen, darf eine Abminderung der Betondeckung von 5 mm vorgenommen werden. Eine weitere Verringerung von 5 mm ist erlaubt, wenn die Festigkeitsklasse des verwendeten Betons mindestens zwei Klassen höher ist als die indikative Festigkeitsklasse.¹¹⁷

4.1.1.3 Festigkeiten

Der wichtigste Wert aller Berechnungen im EC 2 bildet die Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} . Da in einigen europäischen Ländern auch die Würfeldruckfestigkeit Anwendung findet, bildet diese den zweiten Wert in der Betonbezeichnung. Veranschaulicht soll das an einem Beton der Festigkeitsklasse C25/30 werden. Das C in der Bezeichnung weist auf einen Normalbeton hin. Der erste Zahlenwert (in N/mm²) ist die Zylinderdruckfestigkeit, die etwa 80 % bis 85 % des zweiten Wer-

¹¹⁴ Vgl.: Ebda, S. 56

¹¹⁵ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 56

¹¹⁶ Vgl.: Tabelle: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 75

¹¹⁷ Vgl.: ÖNORM B 1992-1-1, S. 5

tes, der Würfeldruckfestigkeit, entspricht. Der Unterschied ist in der behinderten Querdehnung begründet und stellt das Ergebnis der Würfeldruckprüfung positiver dar, als in der Realität zu erwarten ist.¹¹⁸

Es handelt sich hier um 5%-Quantilwerte der Druckfestigkeit, die nach 28 Tagen ermittelt werden. Der Eurocode 2 gibt jedoch auch eine Formel an, mit deren Hilfe die Betondruckfestigkeit zu anderen Zeitpunkten ermittelt werden kann. Dies kann zum Beispiel zum Nachweis in den verschiedenen Bauzuständen erforderlich sein. Zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit $f_{ck(t)}$ zu einem bestimmten Zeitpunkt, bedarf es der Kenntnis der verwendeten Zementart, der Lagerungsbedingung und der Temperatur.¹¹⁹

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8(N/mm^2) \quad \text{für } 3 < t < 28 \text{ Tage} \quad (4.2)$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \quad \text{für } t \geq 28 \text{ Tage} \quad (4.3)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (4.4)$$

mit

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \times \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (4.5)$$

In Tabelle 3.1 des EC 2 findet sich, unter anderem, der mittlere Elastizitätsmodul für verschiedene Betonfestigkeitsklassen. Dieser errechnet sich mit der Formel

$$E_{cm} = 22 \times \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3}, \quad (4.6)$$

wobei der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit aus der Gleichung 4.2 abgeleitet werden kann.¹²⁰ In der Norm können jedoch nur Richtwerte angeführt werden, da der E-Modul sehr stark von der verwendeten Gesteinskörnung abhängig ist. Es wird explizit darauf hingewiesen, dass bei Tragwerken die besonders empfindlich auf Verformungen im ungerissenen Zustand reagieren, der Elastizitätsmodul gesondert berechnet werden muss.¹²¹

¹¹⁸ Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 1, S. 9

¹¹⁹ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 27

¹²⁰ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 37

¹²¹ Vgl.: Wommelsdorff, Otto/Albert, Andrej: Stahlbetonbau, S. 14

4.1.1.4 Kriechen und Schwinden

Jene Kriechverformungen, die zwischen den Zeitpunkten t und t_0 entstehen, werden als Kriechzahl $\varphi_{(t,t_0)}$, die sich auf die elastische Verformung nach 28 Tagen bezieht, bezeichnet. Die Kriechzahl ist bei Nachweisen nach der Theorie II. Ordnung, wie etwa dem Verfahren mit Nenn-Steifigkeiten, zu verwenden. Die exakte Ermittlung der Kriechzahl wird im Anhang B des EC 2 dargestellt.¹²² Die Betondehnung kann in einen reversiblen und in einen bleibenden Anteil aufgeteilt werden. Die elastische Dehnung wird im Regelfall durch eine kurzfristige Belastung verursacht. Den nicht-reversiblen Anteil der Dehnung stellt das Betonfließen dar, das auch Teil des Kriechens ist.¹²³ Das Kriechen ist wie folgt definiert:

*„Man versteht unter Kriechen die zeitabhängige Zunahme der Verformungen des Betons unter Dauerlast unter Ausschluß von Schwinden und Quellen [...]“*¹²⁴

Auswirkungen auf das Verformungsverhalten des Betons hat auch das Schwinden. Dabei wird zwischen dem autogenen Schwinden, das größtenteils in den ersten Tagen vonstattengeht, und dem Trockenschwinden, das sich langsam bildet, unterschieden. Unter Punkt 2.3.3 der Norm findet sich die Anmerkung, dass das Schwinden auf das Gesamtbauwerk im Hochbau bei Einhaltung des Abstandes von Fugen von d_{joint} ¹²⁵ nicht berücksichtigt werden muss. Zur Berechnung der wesentlichen Trocknungsschwinddehnung wird ebenfalls auf Anhang B verwiesen. Kriechen und Schwinden sind im GZG immer zu beachten; im GZT sind sie nur dann zu berücksichtigen, wenn es wesentlich ist.¹²⁶

4.1.1.5 Spannungs-Dehnungs-Linie

Der Eurocode 2 unterscheidet bei der zu verwendenden Spannungs-Dehnungs-Linie zwischen zwei Arten. Abbildung 13 zeigt die für das nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung bzw. für die Verformungsberechnung zu verwendende Arbeitslinie. Dieser idealisierte Verlauf ist von der Betonfestigkeitsklasse abhängig. Die Dehnung des Betons unter Maximalspannung ε_{c1} nimmt daher konti-

¹²² Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 30ff

¹²³ Vgl.: Macgregor, James: Reinforced Concrete / Mechanics and Design. New Jersey: Prentice-Hall, Inc. 1997³, S. 65

¹²⁴ Grübl, Peter / Weigler, Helmut / Karl Sieghart: Beton / Arten, Herstellung und Eigenschaften. Berlin: Ernst & Sohn 2001²

¹²⁵ Der Wert für d_{joint} wird im EC 2 mit 30 m empfohlen.

¹²⁶ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 27f

nuierlich zu, während die Bruchdehnung ε_{cu1} bis zur Betonklasse C50/60 konstant bleibt. Die Spannung im Beton σ_c wird demnach mit folgender Formel berechnet:¹²⁷

$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} f_{cm} \quad (4.7)$$

Hierbei ist η das Verhältnis zwischen der Stauchung des Betons ε_c und der Stauchung des Betons unter der Maximalspannung ε_{c1} . Der Beiwert k errechnet sich mit der Formel $1,05E_{cm} \times |e_{c1}|/f_{cm}$.¹²⁸

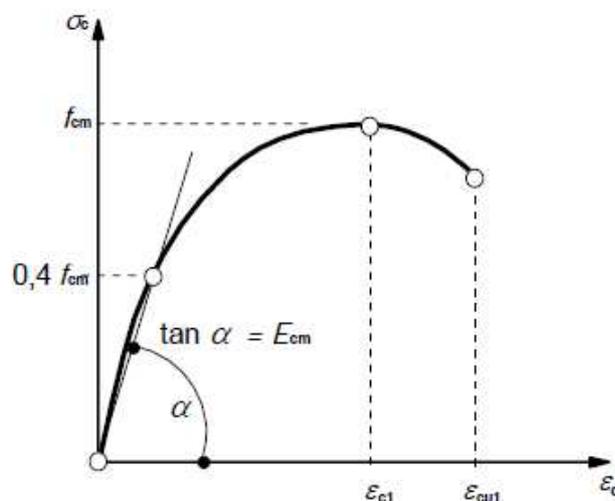


Abbildung 13: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Ermittlung von Schnittgrößen mit nichtlinearen Verfahren und zur Verformungsberechnung¹²⁹

Wie Abbildung 13 zeigt, wird der für die Berechnung mit nichtlinearen Verfahren erforderliche mittlere Elastizitätsmodul als Sekante an die tatsächliche Spannungs-Dehnungs-Linie angenommen. Diese Sekante definiert sich durch die Fixpunkte im Ursprung und bei $0,4f_{cm}$.

Für die Bemessung von Querschnitten darf eine idealisierte Arbeitslinie verwendet werden. Es handelt sich hierbei um ein Parabel-Rechteck-Diagramm dessen Scheitelpunkt, anders als bei der Schnittgrößenermittlung¹³⁰, durch den Bemess-

¹²⁷ Vgl.: Wommelsdorff, Otto / Albert, Andrej: Stahlbetonbau, S. 14f

¹²⁸ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 34

¹²⁹ Abbildung entnommen aus: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 34

¹³⁰ Bei der Schnittgrößenermittlung wird der Mittelwert f_{cm} verwendet.

sungswert der Betondruckspannung begrenzt ist. Die Spannung im Beton wird nach folgenden Gleichungen ermittelt:¹³¹

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{für } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (4.8)$$

bzw.

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{für } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (4.9)$$

Der Exponent n ist für Betone bis zu einer Festigkeitsklasse von 50 N/mm² laut Eurocode Tabelle 3.1¹³² mit 2,0 definiert.

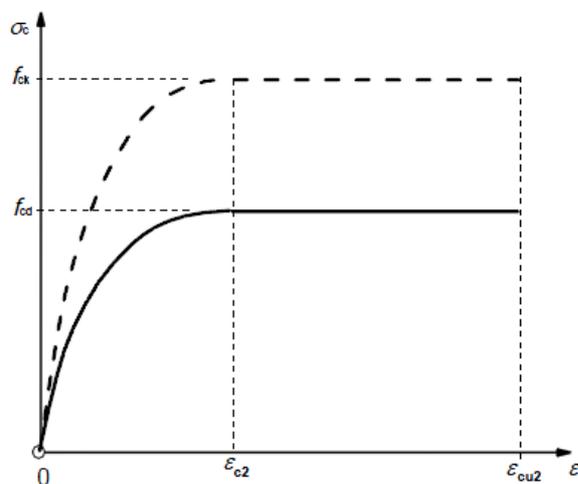


Abbildung 14: Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton unter Druck¹³³

Zur Erläuterung der Abbildung 14 liefert die Tabelle 3.1 aus dem EC 2 die Werte mit $\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$, $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$, $n = 2$. In dieser Tabelle ist auch ersichtlich, dass diese Werte nur bis zu einer Betonfestigkeitsklasse von C50/60 Gültigkeit haben. Bei höheren Betonfestigkeitsklassen verringert sich die Differenz zwischen der Dehnung beim Erreichen der Festigkeitsgrenze ε_{c2} und der maximalen Dehnung ε_{cu2} . Ab einem Beton der Festigkeitsklasse C90/105 verschwindet der rechteckförmige Teil zur Gänze, weil $\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{cu2} = 2,6 \text{ ‰}$ ist.¹³⁴

Der Eurocode verweist auch noch auf die Möglichkeit, andere Spannungs-Dehnungs-Linien, wie etwa die bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie, zu verwenden.

¹³¹ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 35f

¹³² Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 29

¹³³ Abbildung entnommen aus: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 36

¹³⁴ Vgl.: Wommelsdorff, Otto / Albert, Andrej: Stahlbetonbau, S. 17

den. Gefordert wird nur eine mindestens genau so hohe Sicherheit, wie es sich Mithilfe des Parabel-Rechteck-Diagramms ergibt.¹³⁵

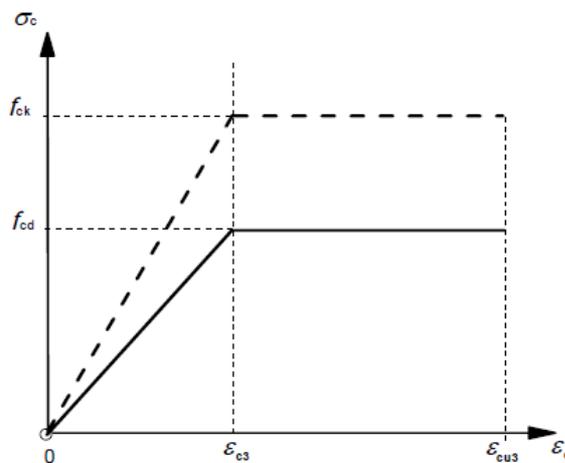


Abbildung 15: Bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie¹³⁶

4.1.2 Betonstahl im Eurocode 2

Der für Bauwerke zu verwendende Stahl wird für Österreich in den Normen ÖNORM EN 10080, „Stahl für die Bewehrung von Beton“, sowie in der ÖNORM B 4707, „Bewehrungsstahl“, definiert. Anders als bei der Betonherstellung kann bei der Stahlproduktion von einer sehr gleichmäßigen Qualität ausgegangen werden. Besonders die geringe Streuung¹³⁷ bei der Stahlfestigkeit ergibt einen wesentlich geringeren Teilsicherheitsbeiwert γ_s von 1,15.¹³⁸

In Anhang C des Eurocode 2 sind die maßgeblichen Werte für Betonstahl zusammengefasst.

Tabelle 7: Eigenschaften von Betonstahl¹³⁹

Produktart	Stäbe und Betonstabstahl vom Ring	
	A	B
Klasse	A	B
Charakteristische Streckgrenze f_{yk} oder $f_{0,2k}$ (N/mm ²)	400 bis 600	
Mindestwert von $k = (f_t/f_y)k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$
Charakteristische Dehnung bei Höchstlast, ϵ_{uk} (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$

¹³⁵ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 36

¹³⁶ Abbildung entnommen aus: Ebda, S. 36

¹³⁷ V_f = Variantenkoeffizient Materialfestigkeit $\approx 4\%$

¹³⁸ Vgl.: Fingerloos, Frank: Der Eurocode 2 für Deutschland – Erläuterungen und Hintergründe Teil 2, S. 406-420.

¹³⁹ Auszug aus Tabelle: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 225

Der wichtigste Wert in dieser Tabelle ist die charakteristische Streckgrenze f_{yk} und hat eine Bandbreite von 400 N/mm² bis 600 N/mm². In Österreich wird vorwiegend Stahl mit der Bezeichnung BSt 550 verwendet und weist eine charakteristische Streckgrenze von 550 N/mm² auf. Von den dargestellten Duktilitätsklassen sind vor allem die Klasse A (normale Duktilität) und die Klasse B (hohe Duktilität) von Interesse.

Diese Klassen ergeben sich nach der Dehnung bei Höchstlast ε_{uk} aus dem Verhältnis Zugfestigkeit zu Streckgrenze. Ihre Bedeutung liegt vorwiegend bei Berechnungen, welche die Verformungsfähigkeit des Betonstahles mit einschließen.¹⁴⁰ Aufgrund der Werte in der Tabelle ergibt sich demnach:

$$\text{Klasse A: } \varepsilon_{uk} \geq 25\text{‰} \quad \frac{f_{tk}}{f_{yk}} \geq 1,05 \quad (4.10)$$

$$\text{Klasse B: } \varepsilon_{uk} \geq 50\text{‰} \quad \frac{f_{tk}}{f_{yk}} \geq 1,08 \quad (4.11)$$

Der unter Klasse A angeführte kaltverformte Stahl weist aufgrund seines Herstellungsverfahrens eine geringere Duktilität als der warmgewalzte Stahl (Klasse B) auf. Ein weiterer markanter Unterschied ist der Verlauf der Arbeitslinie. Im Unterschied zum warmgewalzten Stahl weist der kaltverformte Stahl keine ausgeprägte Streckgrenze auf. Aus diesem Grund wird jene Spannung, die bei einer bleibenden Verformung von 0,2 % auftritt, als Streckgrenze definiert. Der zweite wichtige Wert, für die Verformungsfähigkeit, ist der Elastizitätsmodul und darf laut Eurocode mit 200.000 N/mm² angesetzt werden.¹⁴¹

¹⁴⁰ Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 1, S. 11

¹⁴¹ Vgl.: Zilch, Konrad / Zehetmaier Gerhard: Bemessung im konstruktiven Betonbau / Nach Din 1045-1 und EN 1992-1-1. Heidelberg: Springer Verlag 2006¹. S.109-111. S. 109-111

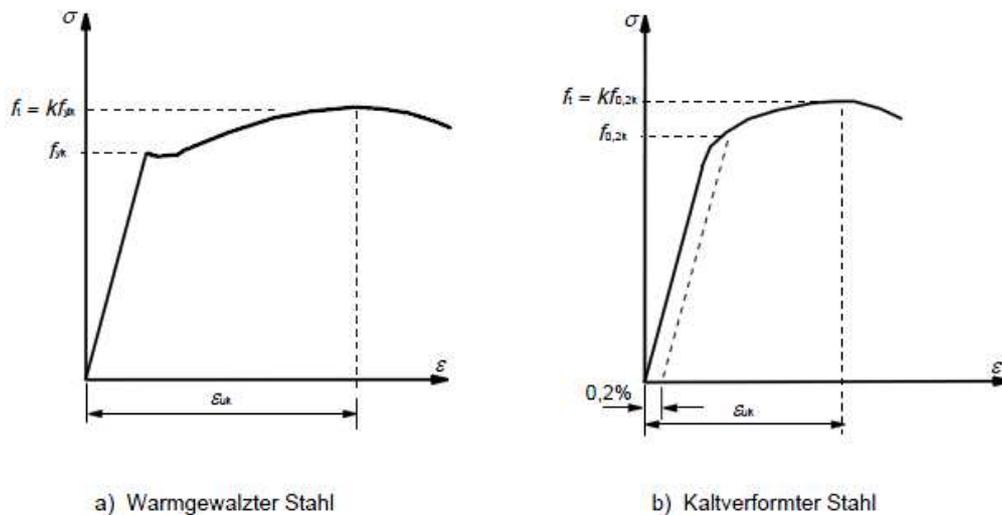


Abbildung 16: Arbeitslinie eines warmgewalzten und eines kaltverformten Stahles

4.1.2.1 Spannungs-Dehnungs-Linie

Abbildung 17 zeigt die allgemeine Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahles für die Bemessung nach Eurocode 2. Die als A bezeichnete Linie, beschreibt eine Idealisierung. Für die Bemessung ist die Linie B heranzuziehen, bei der folgende Annahmen getroffen werden:

- ein ansteigender oberer Ast mit einer Dehnungsgrenze ϵ_{ud} und einer Maximalspannung von $k f_{yk} / \gamma_s$ bei ϵ_{uk} , wobei $k = (f_t / f_y)_k$ ist;
- ein horizontaler oberer Ast, bei dem die Dehnungsgrenze nicht geprüft werden muss.¹⁴²

Zur Erläuterung ist im EC 2 noch erwähnt, dass ϵ_{ud} mit $0,9 \epsilon_{uk}$ empfohlen wird.¹⁴³

¹⁴² ÖNORM EN 1992-1-1. S. 41-42

¹⁴³ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1. S. 42

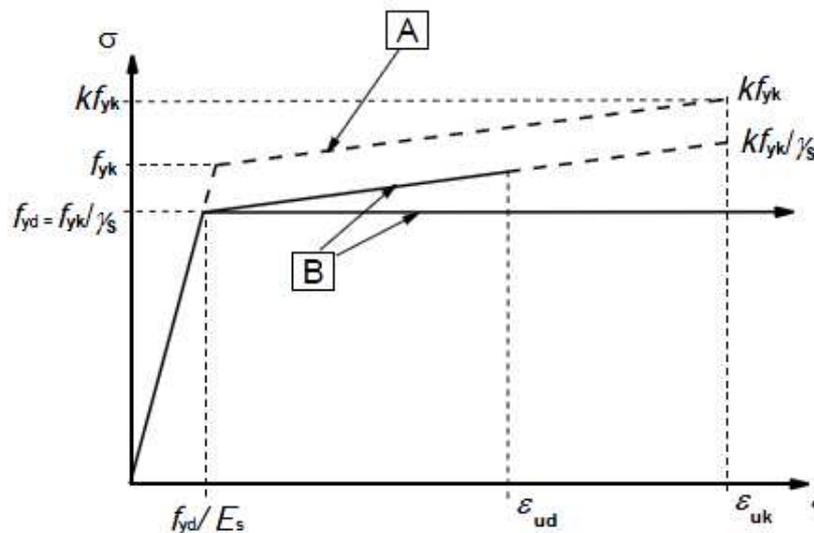


Abbildung 17: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Betonstahlbemessung

4.1.3 Verbundkriterien^{144 145}

Die Nutzung der jeweiligen Vorteile der Baustoffe Beton und Stahl wird erst durch den Verbund dieser beiden ermöglicht. Dieser Verbund kann durch drei verschiedene Wirkungsweisen herbeigeführt werden. Als Haftverbund wird die Klebewirkung zwischen der Bewehrung und dem Beton bezeichnet. Ist ein Querdruck vorhanden, so spricht man von einem Reibverbund. Der Scherverbund ist eine dübelartige Verzahnung der gerippten Stahloberfläche und des umliegenden Betons. Da der EC 2 nicht näher auf die Verbundwirkungen eingeht, wird in diesem Kapitel auf eine nähere Ausführung verzichtet.

Um eine gute dübelartige Verzahnung sicherzustellen, geht die ÖNORM B 4707 sehr detailliert auf die Oberflächengeometrie von gerippten Baustählen ein. Der Bewehrungsstahl muss mindestens über Schrägrippen – kann aber über Längsrippen – verfügen. Eventuell vorhandene Längsrippen dürfen eine maximale Höhe von 15 % des Stabdurchmessers aufweisen. Die Schrägrippen sind sichelförmig zu gestalten und müssen eine Flankenneigung von 45 Grad aufweisen.¹⁴⁶

¹⁴⁴ Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 1, S.15

¹⁴⁵ Vgl.: Sparowitz, Lutz: Vorlesungsskriptum aus Betonbau. Institut für Betonbau. Technische Universität Graz 2004. S. 26ff

¹⁴⁶ Vgl.: ON Österreichisches Normungsinstitut: ÖNORM B 4707 Bewehrungsstahl, Anforderungen, Klassifizierung und Konformitätsnachweis. Wien 2010, S. 12

4.2 ACI 318-11

Der Aufbau des ACI ist hinsichtlich der Baustoffe und deren Dauerhaftigkeit sehr ähnlich dem des Eurocode. Dennoch finden sich darin einige Unterschiede, die im Nachfolgenden näher erläutert werden.

4.2.1 Beton im ACI-318

Nachdem sich das Kapitel 3 „Materials“ des ACI mit den Grundstoffen und Zuschlagstoffen für die Betonherstellung beschäftigt hat, widmet sich das Kapitel 5 „Concrete quality, mixing, and placing“ ganz dem Beton selbst.

4.2.1.1 Expositionsklassen¹⁴⁷

Um eine hinreichende Dauerhaftigkeit zu erhalten, definiert der ACI 318 vier Expositionskategorien. Expositionskategorie F bezieht sich auf Beton im Außenbereich, welcher Feuchtigkeit und Frost-Tausalz (mit oder ohne Enteisungsmittel) ausgesetzt ist. In Kategorie S fällt Beton in Kontakt mit schädlichen Mengen an wasserlöslichen Sulfat-Ionen. Ist nur eine geringe Wasserdurchlässigkeit erwünscht, kommt die Kategorie P zur Anwendung. Expositionsklasse C behandelt Stahlbeton und Spannbeton für welchen zusätzlicher Schutz vor Korrosion erforderlich ist. Zu jeder Kategorie gibt es noch 2 bis 4 Unterklassen, welche die Schwere der Einwirkung definieren.

Um den verschiedenen Expositionen zu widerstehen, gibt der ACI einen maximalen Wasser-Bindemittel-Wert (water-cement ratio) an. Dieser sollte für Beton, der nur gering Wasserdurchlässigkeit ist, den Wert 0,50 nicht überschreiten. Für Beton, der Frost-Tauwechsel in einer feuchten Umgebung ausgesetzt ist, gilt ein Maximalwert von 0,45. Wird eine Exposition durch Enteisungsmittel, Brackwasser oder Salzwasser erwartet, so ist ein Wert von 0,40 einzuhalten. Da Beton mit zunehmender Druckfestigkeit eine geringere Porosität und damit einen besseren Widerstand gegenüber äußeren Einflüssen bietet, werden im ACI auch Angaben über minimale Druckfestigkeiten gemacht. Für wasserundurchlässigen Beton wird mindestens eine Druckfestigkeit von 4000 psi (27,58 N/mm²) verlangt. Ist mit Frost-Tausalzwechseln zu rechnen, so sollte die Betondruckfestigkeit über

¹⁴⁷ Vgl.: ACI 318-11, S. 57-63

4500 psi (31,03 N/mm²) liegen. Bei Salzangriffen darf dieser Wert nicht unter 5000 psi (34,47 N/mm²) liegen.¹⁴⁸

Spezielle Anforderungen gibt es im Bereich, in dem mit Salz- und Tauwechsel zu rechnen ist. Hier verlangt die Norm eine Reduktion des Luftporengehaltes bei steigender Größe der Gesteinskörnung. Des Weiteren wird für besonders starke Beanspruchungen, wie zum Beispiel der Betonboden eines Parkhauses, ein maximaler Anteil von Bindemitteln (Puzzolane, Flugasche oder Microsilika) angegeben.¹⁴⁹

4.2.1.2 Betondeckung im ACI¹⁵⁰

Um den Bewehrungsstahl angemessen vor Feuer und Korrosion zu schützen, muss der Designer eine mindestens einzuhaltende Betondeckung beachten. Der ACI 318 unterscheidet hierbei nicht nur aufgrund von Umwelteinflüssen. Es wird auch unterschieden ob das Bauteil vor Ort, also in Ortbetonbauweise, oder als Fertigteil hergestellt wird. Die Betondeckung hängt vor allem auch von der Dimension des verwendeten Bewehrungsstabes ab. Bezugnehmend auf den ACI finden sich unter 7.7 die Mindestanforderungen für Ortbeton und Betonfertigteile, welche aus Übersichtszwecken hier tabellarisch dargestellt werden.

Tabelle 8: Betondeckung für Bewehrungsseisen nach ACI¹⁵¹

Definition	Stahl Nr.	Betondeckung in in.	Betondeckung in mm
Ortbeton			
(a) Direkt auf dem Erdreich betoniert und diesem permanent ausgesetzt.	alle	3	76,2
(b) Beton dem Erdreich und dem Wetter ausgesetzt	No.6- No.18	2	50,8
	≤ No.5	1½	38,1
(c) Beton nicht dem Wetter ausgesetzt oder in direktem Kontakt mit dem Untergrund			
- Platten, Decken, Wände, Unterzüge	No.14- No.18	1½	38,1
	≤ No.11	¾	19,1
- Träger, Stütze: primäre Bewehrung, Anker, Bügel, Spiralen	alle	1½	38,1

¹⁴⁸ Vgl.: Williams, Alan: Civil & Structural Engineering. S .9

¹⁴⁹ Vgl.: Ebda. S. 10

¹⁵⁰ Vgl.: ACI 318-11, S. 93-96

¹⁵¹ Vgl.: Tabelle in Anlehnung an Kapitel 7.7 des ACI 318-11, S. 93ff

Betonfertigteile			
(a) Beton dem Erdreich und dem Wetter ausgesetzt			
- Wandelement	No.14- No.18	1½	38,1
	≤ 11	¾	19,1
- Andere Bauteile	No.14- No.18	2	50,8
	No.6- No.11	1½	38,1
	≤ No.5	1¼	31,8
(b) Beton nicht dem Wetter ausgesetzt oder in direktem Kontakt mit dem Untergrund			
- Platten, Decken, Wände, Unterzüge	No.14- No.18	1¼	31,8
	≤ No.11	5/8	15,9
- Träger, Stütze: primäre Bewehrung	alle	d_b^* aber $\geq 5/8$	d_b^* aber $\geq 15,9$
- Anker, Bügel, Spiralen	alle	3/8	9,5

* d_b ist der Nenndurchmesser der Hauptbewehrung

Grundsätzlich wird die Betondeckung im ACI 318 gleich berechnet wie im EC 2. Als Betondeckung wird beide Male der Abstand von der Oberfläche am nächsten liegenden Bewehrung und der Oberfläche selbst bezeichnet. Bei besonders korrosiver Umgebung, wie etwa bei Kontakt mit Salzwasser oder chloridhaltigen Enteisungsmitteln, wird neben einer speziellen Expositionsklasse des Betons auch eine minimale Betondeckung von 2 in. (50,8 mm) für Wände und Decken bzw. 2,5 in. (63,5 mm) für alle anderen Bauteile empfohlen.¹⁵²

4.2.1.3 Festigkeiten^{153 154}

Die Grundlage zur Berechnung des Elastizitätsmoduls ist naturgemäß im ACI gleich wie im Eurocode. Auch hier gilt der Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung. In den Vereinigten Staaten wird das Verhalten des Betons unter Druck hauptsächlich mit Zylinderproben getestet, wobei auch hier mindestens 95 % der Proben den Anforderungen genügen müssen.¹⁵⁵ In den meisten Bauprojekten kommt ein Beton mit der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit f_c' nach 28 Tagen von 3000 psi (20,68 N/mm²) bis 6000 psi (41,37 N/mm²) zum Ein-

¹⁵² Vgl.: Nilson, Arthur/u.a.: Design of Concrete Structures, S. 93-94

¹⁵³ Vgl.: ACI 318-11, S. 64ff und 111, 469

¹⁵⁴ Vgl.: Williams, Alan: Civil & Structural Engineering/Design of Reinforced concrete Structures Review for the PE Exam, S. 14-18

¹⁵⁵ Vgl. Hawileh, Rami: Comparison between ACI 318-05 and Eurocode 2, S. 710

satz.¹⁵⁶ Der ACI 318 empfiehlt hier einen Minimalwert von 2500 psi (17,24 N/mm²) nicht zu unterschreiten.¹⁵⁷

Abbildung 18 zeigt ein Spannungs-Dehnungs-Diagramm mit in den USA typischen Betonfestigkeiten. Bei geringen Dehnungen scheint das Verhältnis zwischen Spannung und Dehnung linear zu sein. Dieser Zusammenhang hat etwa zu 30 % bis 50 % der maximalen Druckfestigkeit Gültigkeit. Normalbeton erreicht seine höchste Druckfestigkeit bei einer Dehnung von etwa 0,2 % bis 0,3 %.¹⁵⁸ Sowie im Eurocode wird auch im ACI für die Berechnung von einem Sekantenmodul ausgegangen. Anders als im EC 2 ist der Sekantenmodul im ACI jedoch mit $0,45f_c$ festgelegt.¹⁵⁹

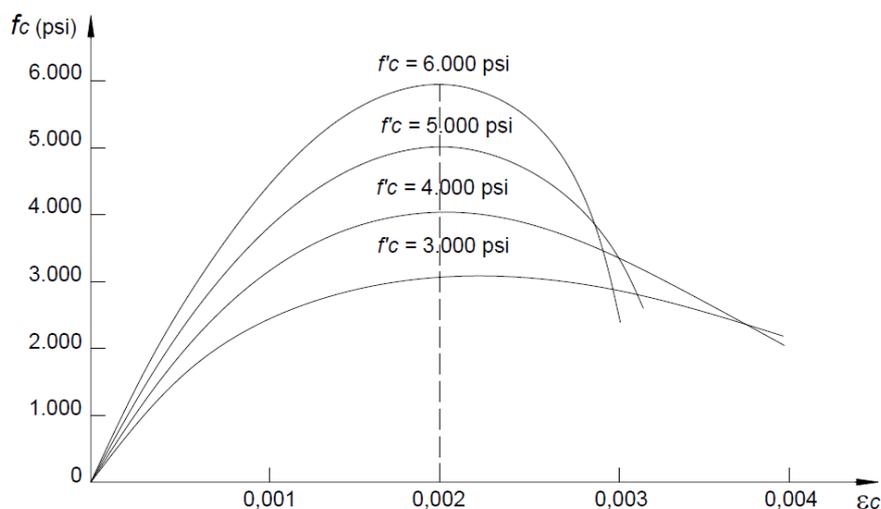


Abbildung 18: Spannungs-Dehnungs-Diagramm von Beton unter Druck¹⁶⁰

Für einige Berechnungen ist die Unterscheidung bezüglich der Dichte des Betons wichtig. Für Normalbeton gilt eine Dichte von 145 bis 150 lb/ft³ was umgerechnet etwa den in Europa äquivalenten 2400 kg/m³ entspricht.¹⁶¹

Grundsätzlich kann der Elastizitätsmodul neben dem Zylindertest auch noch durch eine Gleichung, die sich im ACI findet, berechnet werden. Die allgemeine Formel für Normalbeton zur Berechnung des Elastizitätsmoduls E_c lautet:

¹⁵⁶ Vgl.: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures, S. 16

¹⁵⁷ Vgl.: ACI 318-11, S. 65

¹⁵⁸ Vgl.: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures, S. 15-16

¹⁵⁹ Vgl.: Williams, Alan: Civil & Structural Engineering. S. 25

¹⁶⁰ Vgl.: Abbildung: Ebda. S. 15

¹⁶¹ Vgl.: ACI 318-11, S. 32

$$E_c = w_c^{1,5} \times 33 \times \sqrt{f'_c} \quad (\text{in psi}) \quad (4.12)$$

Da Normalbeton in der Regel mit etwa 150 lb/ft³ (2400 kg/m³), angenommen wird, kann man die Formel vereinfacht mit

$$E_c = 57.000 \times \sqrt{f'_c} \quad (4.13)$$

darstellen.¹⁶² Die Ermittlung der erforderlichen Betongüte kann zufolge ACI 318 in folgende vier Schritte aufgeteilt werden:

1. Ermittlung der benötigte Betondruckfestigkeit f'_c
2. Berechnung des Abweichungskoeffizienten s_s
3. Ableiten der benötigten durchschnittlichen Betonfestigkeit f_{cr}
4. Erstellung des erforderlichen Betonmix zur Erreichung der notwendigen Betondruckfestigkeit

Durch erste Berechnungen bzw. mit Hilfe von Erfahrungswerten, kann man bereits vorab die notwendige Betondruckfestigkeit recht zuverlässig ermitteln. Der Unterschied zwischen dieser notwendigen Betondruckfestigkeit f'_c und der erforderlichen durchschnittlichen Betondruckfestigkeit f_{cr} kann variieren. Gründe dafür sind, unter anderem, Variationen in der Zement- bzw. Zuschlagstoffqualität, Fehler bei der Verarbeitung und in der Nachbehandlung oder auch Unterschiede bei der Erstellung und der Durchführung von Zylindertests.

Bei einer ausreichenden Anzahl an Testresultaten ist die Streuung der Resultate symmetrisch um einen Mittelwert von f_{cr} und folgt damit den Regeln einer Gaußschen Normalverteilung. Durch Addition eines Sicherheitskoeffizienten soll sichergestellt werden, dass sich 99 % aller Proben über der minimal notwendigen Betondruckfestigkeit f'_c befinden. Die Formel zur Berechnung des Abweichungskoeffizienten lautet

$$s_s = \left[\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{(n - 1)} \right]^{1/2} \quad (4.14)$$

¹⁶² Vgl.: ACI 318-11, S. 111

Hierbei stellt x_i das individuelle Testresultat, welches an mindestens zwei Zylinderproben ermittelt wurde, dar. Der Mittelwert von n Testreihen, welche die Anzahl von 30 nicht unterschreiten sollten, wird durch \bar{x} gekennzeichnet. Die n Testreihen sollten an ähnlich beschaffenen Betonen, das heißt, mit der gleichen Betondruckfestigkeit und mit denselben verwendeten Materialien, durchgeführt worden sein. Bei Vorhandensein von Testresultaten ermittelt sich die erforderliche durchschnittliche Betondruckfestigkeit f'_{cr} mit den in Tabelle 9 und 10 dargestellten Gleichungen.

Tabelle 9: Erforderliche Mittelwerte der Druckfestigkeit wenn Daten verfügbar sind.¹⁶³

Specified compressive strength	Required average compressive strength, psi
$f'_c \leq 5000psi$	Use the larger value computed from Eq. (4.14) and (4.15) $f'_{cr} = f'_c + 1,34 \times s_s$ (4.14) $f'_{cr} = f'_c + 2,33 \times s_s - 500$ (4.15)
$f'_c \geq 5000psi$	Use the larger value computed from Eq. (4.14) and (4.16) $f'_{cr} = f'_c + 1,34 \times s_s$ (4.14) $f'_{cr} = 0,90 \times f'_c + 2,33 \times s_s$ (4.16)

Sollten keine Daten aus Versuchen vorhanden sein, so gelten die Formeln aus Tabelle 10.

Tabelle 10: Erforderliche Mittelwerte der Druckfestigkeit wenn keine Daten verfügbar sind.¹⁶⁴

Specified compressive strength	Required average compressive strength, psi
$f'_c < 3000psi$	$f'_{cr} = f'_c + 1000$ (4.17)
$3000psi \leq f'_c \leq 5000psi$	$f'_{cr} = f'_c + 1200$ (4.18)
$f'_c > 5000psi$	$f'_{cr} = 1,10 \times f'_c + 700$ (4.19)

Die minimale Frequenz von Betonversuchen sollte laut ACI 318, Kapitel 5.6.2.1 den kleineren Wert von

- einmal pro Tag
- einmal je 150 ft³ (4.25 m³)
- einmal je 5000 sf² (464,52 m²) verarbeitete Platten bzw. Wandfläche

nicht unterschreiten.

¹⁶³ Vgl.: Tabelle: ACI 318-11, S. 69

¹⁶⁴ Vgl.: Tabelle: Ebda, S. 70

4.2.1.4 Kriechen und Schwinden¹⁶⁵

Kriechen und Schwinden – aus dauerhaften Belastungen – verursachen zusätzliche, neben sofort auftretende Verformungen, auch noch Langzeit-Durchbiegungen. Beeinflusst werden diese beiden Auswirkungen durch die Temperatur, die Luftfeuchtigkeit, die Nachbehandlung, das Alter des Betons bei Erstbelastung, die Menge der Druckbewehrung und die Größenordnung der dauerhaften Einwirkungen. Im ACI 318 werden Kriechen und Schwinden zusammengefasst betrachtet und werden bei der Verformungsberechnung mit folgendem Multiplikator berücksichtigt:

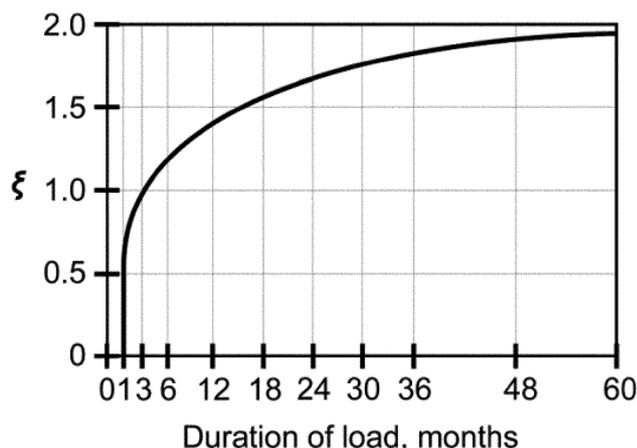
$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50 \times \rho'} \quad (4.15)$$

In dieser Formel stellt ρ' den Anteil der Druckbewehrung dar. ξ ist hier der zeitabhängige Faktor für dauerhafte Belastungen und wird unter Punkt 9.5.2.5 als 2,0...für eine dauerhafte Belastung von 5 Jahren oder mehr, 1,4...für eine 12 monatige Belastung, 1,2...für eine 6 monatige Belastung, 1,0...für eine 3 monatige Belastung, definiert.

Sollte die Belastung zwischen einem Jahr und fünf Jahren liegen, so ist für die Kalkulation Abbildung 19 heranzuziehen. Da es jedoch nur in den wenigsten Fällen nicht zu einer permanenten Dauerbelastung kommen wird, wird hier meist der Faktor 2,0 zur Anwendung kommen. Um den Langzeiteffekt, der sich durch Kriechen und Schwinden ergibt, zu berücksichtigen, wird die errechnete Kurzdurchbiegung mit dem Faktor λ_{Δ} multipliziert und mit den anderweitig berechneten Langzeitverformungen addiert. Bezugnehmend auf die Formel 4.15 ist anzumerken, dass sich der Multiplikator λ_{Δ} durch einen höheren Anteil an der Druckbewehrung verringern lässt.¹⁶⁶

¹⁶⁵ Vgl.: ACI 318-11, S. 128

¹⁶⁶ Vgl.: Williams, Alan: Civil & Structural Engineering, S. 83-84

Abbildung 19: Multiplikator für Langzeit-Durchbiegungen¹⁶⁷

4.2.2 Betonstahl im ACI

Die Bezeichnung der Bewehrungsseisen ist in den Vereinigten Staaten eng mit der Längeneinheit Inch (in) oder Zoll verknüpft. Die Nummer der Bewehrung ist hierbei immer der Bruchteil eines 1/8-Inches. Also hat ein Bewehrungsstab mit der Bezeichnung Nr. 5 einen Durchmesser von 5/8 in. (15,88 mm). Die hauptsächlich verwendeten Größen sind als Nr. 3 bis Nr. 8 gekennzeichnet (9,53 mm bis 25,4 mm). Die in Tabelle 11 als „Soft“ Metric Size bezeichneten Größen sollen eine Annäherung an das metrische System darstellen.¹⁶⁸

Tabelle 11: Bezeichnungen und Dimensionen von Bewehrungsstahl in den USA¹⁶⁹

Imperial Bar Size	„Soft“ Metric Size	Weight per unit length (lb/ft)	Mass per unit length (kg/m)	Nominal Diameter (in.)	Nominal Diameter (mm)	Nominal Area (in ²)	Nominal Area (mm ²)
# 3	# 10	0,376	0,561	0,375 (3/8)	9,525	0,11	71
# 4	# 13	0,668	0,996	0,500 (4/8)	12,7	0,20	129
# 5	# 16	1,043	1,556	0,625 (5/8)	15,875	0,31	200
# 6	# 19	1,502	2,24	0,750 (3/8)	19,05	0,44	284
# 7	# 22	2,044	3,049	0,875 (7/8)	22,225	0,60	387
# 8	# 25	2,670	3,982	1,000	25,4	0,79	509
# 9	# 29	3,400	5,071	1,128	28,64	1,00	645
# 10	# 32	4,303	6,418	1,270	32,26	1,27	819
# 11	# 36	5,313	7,924	1,410	35,81	1,56	1006
# 12	# 40	6,424	9,619	1,500	38,1	1,76	1140
# 14	# 43	7,650	11,41	1,693	43	2,25	1452
# 18	# 57	13,600	20,284	2,257	57,33	4,00	2581

¹⁶⁷ Abbildung entnommen aus: ACI 318-11, S. 129

¹⁶⁸ Vgl.: Ambrose, James / Tripeny, Patrick: Simplified Design of Concrete Structures, New Jersey: John Wiley & Sons 2007⁸, S. 25

¹⁶⁹ Vgl.: Abbildung: Wikipedia (2011): Rebar: URL:<http://en.wikipedia.org/wiki/Rebar>, Rev. 2011-11-18

Wie bereits erwähnt, bedient man sich auch in den Vereinigten Staaten dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm. Der Elastizitätsmodul korrespondiert demnach mit der Steigung im elastischen Bereich und wird mit $E_s = 29.000 \text{ ksi}$ (199.900 N/mm^2) angegeben. Die zweite wichtige Bezugsgröße ist die Streckgrenze und besitzt mit f_y dieselbe Bezeichnung wie in Europa. In den USA werden Güteklassennummern verwendet, die direkt auf die Streckgrenze verweisen. So hat etwa die Güteklasse 40 eine Streckgrenze von 40.000 psi ($275,8 \text{ N/mm}^2$). Der am Häufigsten in den Staaten verwendete Stahl ist der durch ASTM (American Society for Testing and Materials) spezifizierte Billet Steel A615 und weist eine Streckgrenze von 40.000 psi bis 75.000 psi ($517,1 \text{ N/mm}^2$) auf.¹⁷⁰

Da die in den Vereinigten Staaten verwendeten Bewehrungsstähle keine ausgeprägte Streckgrenze aufweisen, wird für Stähle mit weniger als 60.000 psi ($413,7 \text{ N/mm}^2$) die Streckgrenze bei einer bleibenden Verformung von 0,50 Prozent definiert. Für Stähle ab 60.000 psi wird die Streckgrenze bei 0,35 Prozent angenommen. Die Grenze nach oben wird vom ACI 318 für normalen Bewehrungsstahl mit $f_y = 80.000 \text{ psi}$ ($551,6 \text{ N/mm}^2$) angegeben.¹⁷¹

¹⁷⁰ Vgl.: Nilson, Arthur / u.a.: Design of Concrete Structures, S. 53-55

¹⁷¹ Vgl.: ACI 318-11, S. 47 u. S. 126

5 Ermittlung der Schnittgrößen

Da die Ermittlung der Schnittgrößen im ACI 318-11 und im Eurocode 2 sehr ähnlich beschrieben ist, gibt dieses Kapitel lediglich einen kurzen Überblick über die wichtigsten Punkte.

5.1 Grundlagen im Eurocode 2¹⁷²

Grundsätzlich liefert eine statische Berechnung Schnittgrößen mit deren Hilfe Querschnittsberechnungen durchgeführt werden. Zur Ermittlung dieser Schnittgrößen werden in Kapitel 5 des EC 2 eine idealisierte Tragwerksgeometrie und ein idealisiertes Tragverhalten angenommen. In Bezug auf das Tragverhalten bedeutet diese Idealisierung, je nach zugrundeliegender Aufgabe, ein

- linear-elastisches Verhalten
- linear-elastisches Verhalten mit begrenzter Umlagerung
- plastisches Verhalten einschließlich von Stabwerksmodellen
- nichtlineares Verhalten

Die linear-elastische Berechnungsmethode beruht auf der Elastizitätstheorie. Hier besteht zwischen der Belastung, den Schnittgrößen und den Verformungen eine lineare Beziehung. Durch einen Sicherheitshorizont wird die Nichtlinearität des Betons im oberen Gebrauchslastbereich berücksichtigt.¹⁷³ Dem Vorteil des Superpositionsgesetzes steht die Nichtberücksichtigung der Steifigkeitsänderung bei Rissbildung gegenüber. Außerdem werden Tragreserven, wie sie bei statisch unbestimmten Konstruktionen vorhanden sind, nicht erfasst.¹⁷⁴

Die weiteren idealisierten Verhalten berücksichtigen alle das nichtlineare Verformungsverhalten des Betons. Es wird hier von einer Momentenumlagerung ausgegangen, die an bestimmten Stellen zu Verformungen führt. Diese Verformungen, die aufgrund der Duktilität des Stahles, plastischer Natur sind, bilden die Grundlage für diese Berechnungsverfahren. Es sind in diesem Zusammenhang wirtschaftlichere Lösungen möglich, wobei einseitige Bewehrungskonzentrationen

¹⁷² Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 57

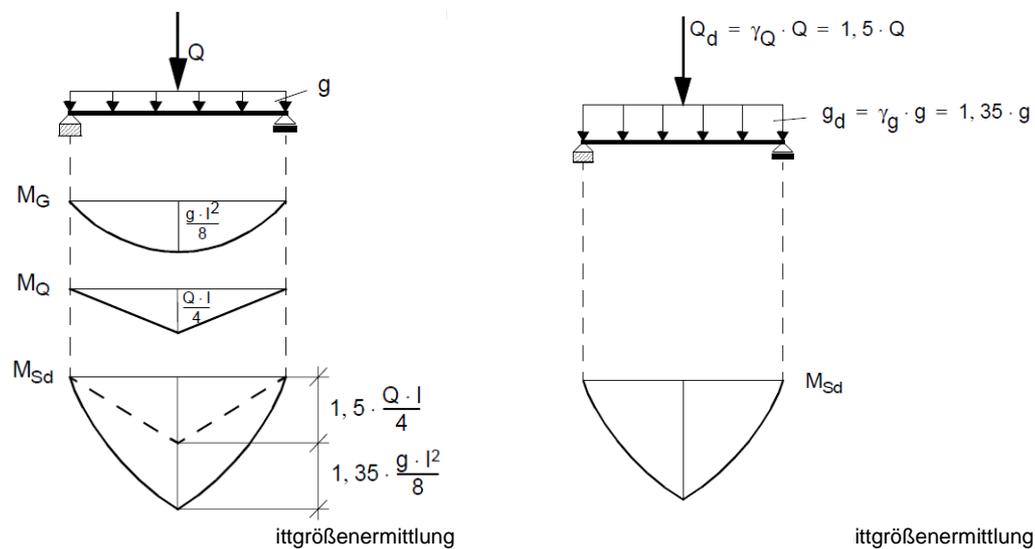
¹⁷³ Vgl. Holst, Karl Heinz / Holst, Ralph: Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton / Entwurf, Konstruktion und Berechnung. Darmstadt: Ernst & Sohn 2004⁵, S. 381

¹⁷⁴ Vgl.: Wommelsdorff, Otto / Albert, Andrej: Stahlbetonbau, S. 56

nen vermieden werden. Nachteilig wirkt sich der erheblich höhere Rechenaufwand aus, der nur mit Hilfe von EDV-Unterstützung möglich ist.¹⁷⁵ Darüber hinaus gilt hier das Superpositionsgesetz nicht und die Einwirkungen vor der Schnittgrößenermittlung müssen mit den Sicherheitsbeiwerten beaufschlagt werden.¹⁷⁶ Das Verfahren nach der Plastizitätstheorie darf nur im GZT angewandt werden.¹⁷⁷

Im Eurocode wird unter Punkt 5.5 die linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung beschrieben.¹⁷⁸ Hierbei werden Feld- und Stützmomente so umgelagert, dass die tatsächlichen Steifigkeiten besser ausgenutzt werden. Es können dadurch Bewehrungskonzentrationen, wie sie beispielsweise im Stützbereich vorkommen können, vermieden werden. Den wirtschaftlicheren Konstruktionen steht neben dem erhöhten Rechenaufwand auch noch der Nachteil der größeren Verformungen gegenüber.¹⁷⁹

Abbildungen 20 und 21¹⁸⁰ stellen den Unterschied zwischen der Elastizitäts- und der Plastizitätstheorie hinsichtlich der Beaufschlagung mit den Sicherheitsbeiwerten dar.



¹⁷⁵ Vgl.: Holst, Karl Heinz / Holst, Ralph: Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton, S. 381f

¹⁷⁶ Vgl.: Sparowitz, Lutz: Vorlesungsskriptum Betonbau, S. 14

¹⁷⁷ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 66

¹⁷⁸ Vgl.: Ebda, S. 65-66

¹⁷⁹ Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 1, S. 21

¹⁸⁰ Abbildungen entnommen aus Sparowitz, Lutz: Vorlesungsskriptum Betonbau, S. 13

5.1.1 Theorie II. Ordnung¹⁸¹

Der Bereich mit den zusätzlichen Auswirkungen von Einwirkungen unter Verformung wird im EC 2 ausführlich behandelt. Stützen, Wände und Pfähle sind jene Bauteile die hiervon besonders betroffen sind. Die Berechnung der Verformungen muss unter Beachtung der Auswirkungen von Rissen und des Kriechen vorgenommen werden. Das nichtlineare Baustoffverhalten darf durch Verminderung der Steifigkeitswerte außer Acht gelassen werden. Grundsätzlich beruhen die Berechnungsmethoden auf einer nichtlinearen Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung. Hauptsächlich kommen folgende, vereinfachte Verfahren zur Anwendung:

- Verfahren auf Grundlage einer Nenn-Steifigkeit
- Verfahren auf Grundlage einer Nenn-Krümmung.

5.1.2 Ergänzende Angaben¹⁸²

Unter Punkt 5.3 der ÖNORM finden sich Idealisierungen und Vereinfachungen für die Ermittlung von Schnittgrößen. Neben einer exakten Definierung der einzelnen Bauteile eines Tragwerkes finden sich als Unterpunkt auch geometrische Angaben. Hier werden etwa mitwirkende Plattenbreiten oder effektive Stützweiten erklärt.

5.2 Grundlagen im ACI 318-11¹⁸³

Der ACI empfiehlt die Berechnung der Tragfähigkeit mit der „strength design method“ durchzuführen. Diese entspricht etwa der Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit. Die Elastizitätstheorie wird als Grundannahme herangezogen:

„Factored loads are service loads multiplied by appropriate load factors. For the strength design method, elastic analysis is used to obtain moments, shears, and reactions.“¹⁸⁴

¹⁸¹ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 69ff

¹⁸² Vgl.: Ebda, S. 71ff

¹⁸³ Vgl.: ACI 318-11, S. 107-109

¹⁸⁴ ACI 318-11, S. 108

Im Unterkapitel 8.3 "Methods of Analysis" des ACI werden Rahmen sowie Durchlaufträger behandelt. Für Durchlaufträger und einachsig gespannten Decken gibt der ACI 318 für die Berechnung der maximalen Momente und der Querkraft Faustformeln an. Diese gelten, wenn folgende Voraussetzungen zutreffen:

- a) Das statische System besitzt mindestens zwei Felder.
- b) Der maximale Unterschied der Spannweiten der einzelnen Felder darf 20 % nicht übersteigen.
- c) Die Belastungen sind annähernd gleich verteilt.
- d) Die charakteristischen Nutzlasten dürfen das Eigengewicht nicht mehr, als um das Dreifache übersteigen.
- e) Die betrachteten Teile sind prismatisch.

Bei Erfüllung der Anforderungen a bis e dürfen die Formeln in der Norm angewendet werden. Die so erhaltenen Momente und Kräfte sind auf der konservativen Seite, da möglicherweise vorhandene Tragreserven nicht berücksichtigt werden.

In Kapitel 8.4 wird auf die Möglichkeit einer Momentenumlagerung hingewiesen. Es wird darin erläutert, dass die Momenten-Neuverteilung von einer angemessenen Duktilität in den plastischen Gelenken abhängig ist. Diese plastischen Gelenke bzw. Gelenkketten, beeinflussen den Momentenverlauf aus der elastischen Berechnung. Das übliche Resultat ist eine Reduktion der negativen Momente im Stützbereich bzw. eine Erhöhung der Feldmomente aus der elastischen Berechnung. Die sich daraus ergebenden Vor- und Nachteile sind dementsprechend die gleichen wie sie unter Punkt 5.1.1 beschrieben wurden.¹⁸⁵

¹⁸⁵ Vgl.: ACI 318-11, S. 109ff

6 Grenzzustände der Tragfähigkeit

In diesem Kapitel wird eine Übersicht über die Biegebemessung bzw. die Querkraftbemessung gegeben. Um dem Berechnungsablauf in den jeweiligen Beispielen folgen zu können, werden zunächst einige Grundlagen erläutert und verwendete Formeln näher beschrieben. Der Fokus liegt auch hier wieder auf den unterschiedlichen Herangehensweisen in den USA und in Europa.

6.1 Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 1992-1-1

Wie bereits unter 3.1.1.2 beschrieben, ist es Ziel jeder Berechnung nach Eurocode, die Gleichung $E_d \leq R_d$ zu erfüllen. Unter Kapitel 6.1 Absatz 2 des EC 2 findet sich die grundsätzliche Prinzipregel für die Bemessung von Stahlbetonquerschnitten. Demnach sind, bei überwiegender Biegebeanspruchung, nachfolgende Annahmen gültig.¹⁸⁶

Alle Querschnitte bleiben auch während der Einwirkung eben. Diese Voraussetzung, auch Bernoulli-Hypothese genannt, ergibt einen über den gesamten Querschnitt linearen Verlauf der Dehnung. Die Zugfestigkeit des Betons f_{ctm} beträgt etwa nur rund 1/8 bis 1/10 der Betondruckfestigkeit f_{cm} und muss laut Norm unberücksichtigt bleiben. Dies bedeutet, dass dabei in Zustand II, demnach mit vollständig gerissener Zugzone, gerechnet wird¹⁸⁷ (siehe Abbildung 22).

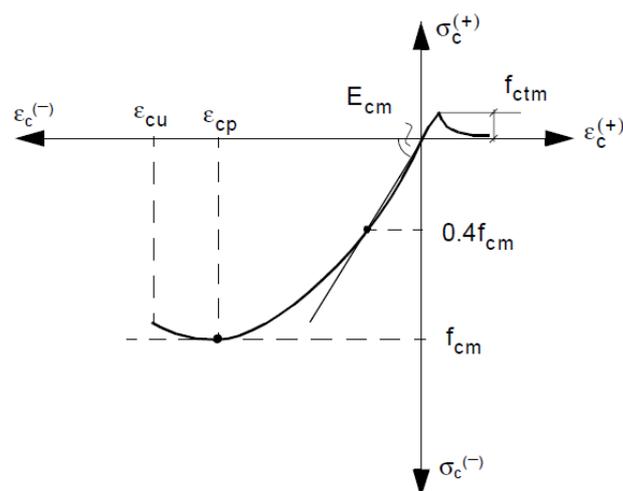


Abbildung 22: Verhältnis zwischen Betondruckfestigkeit und Betonzugfestigkeit¹⁸⁸

¹⁸⁶ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 90

¹⁸⁷ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 109ff

¹⁸⁸ Abbildung entnommen aus: Sparowitz, Lutz: Vorlesung Betonbau, S. 21

Die Dehnungen der Stahlbewehrung sind mit jenen des umgebenden Betons äquivalent. Dies gilt für den Zug wie auch für den Druckbereich gleichermaßen, wobei diese Gegebenheit generell als starrer Verbund bezeichnet wird. Die auftretenden Spannungen im Beton sowie im Betonstahl werden mittels Bemessungs-Linien bzw. Bemessungs-Kurven ermittelt.¹⁸⁹

Die Betonstauchungen sind, anders als die Stahldehnungen, nach EC 2 zu begrenzen. Bei Anwendung des Parabel-Rechteck-Diagrammes (siehe Abbildung 14) ergibt sich demnach für den Beton eine zulässige negative Dehnung von $\varepsilon_{c2} = 2,0 ‰$ und eine rechnerische Bruchdehnung von $\varepsilon_{cu2} = 3,5 ‰$. Für gewöhnlich werden normalduktile Stähle verwendet, deren Stahldehnung – aus Wirtschaftlichkeitsgründen – nach unten mit $\varepsilon_{sy} = 2,39 ‰$ und nach oben mit $\varepsilon_{du} = 25 ‰$ zu begrenzen ist.¹⁹⁰ Die Dehnung ε_{sy} ergibt sich aus dem Verhältnis f_{yd} / E_s und hängt damit von der verwendeten Stahlsorte ab. Ebenso kann es zu länderspezifischen Unterschieden in der Begrenzung nach oben kommen, da einerseits der EC 2 keine explizite Zahl angibt und da es sich bei ε_{ud} um einen landesspezifischen Wert handelt.¹⁹¹

Spannungsblock

Zur Veranschaulichung der unterschiedlichen Dehnungszustände sei auf die Abbildung 23 verwiesen. Hier wird anhand einer axonometrischen Darstellung eines Rechteckquerschnittes das Verhältnis zwischen Betonstauchung ε_{c2} und Stahldehnung ε_s quantitativ dargestellt.

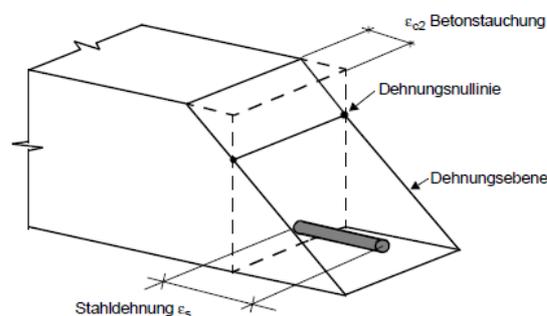


Abbildung 23: Axonometrische Darstellung der Dehnungszustände¹⁹²

¹⁸⁹ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 90

¹⁹⁰ Vgl.: Wommelsdorff, Otto / Albert, Andrej: Stahlbetonbau, S. 16ff

¹⁹¹ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 42

¹⁹² Abbildung entnommen aus: Sparowitz, Lutz. Vorlesungsskriptum Betonbau, S. 39

Laut Eurocode 2 ist als Vereinfachung das Ansetzen eines Spannungsblocks (Abbildung 24) zulässig. Hervorzuheben sind die Beiwerte λ und η zur Bestimmung der effektiven Druckzonenhöhe bzw. der effektiven Festigkeit.¹⁹³

$\lambda = 0,8$	für $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$
$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$	für $50 \leq f_{ck} \leq 90\text{MPa}$
$\eta = 1,0$	für $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$
$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200$	für $50 \leq f_{ck} \leq 90\text{MPa}$

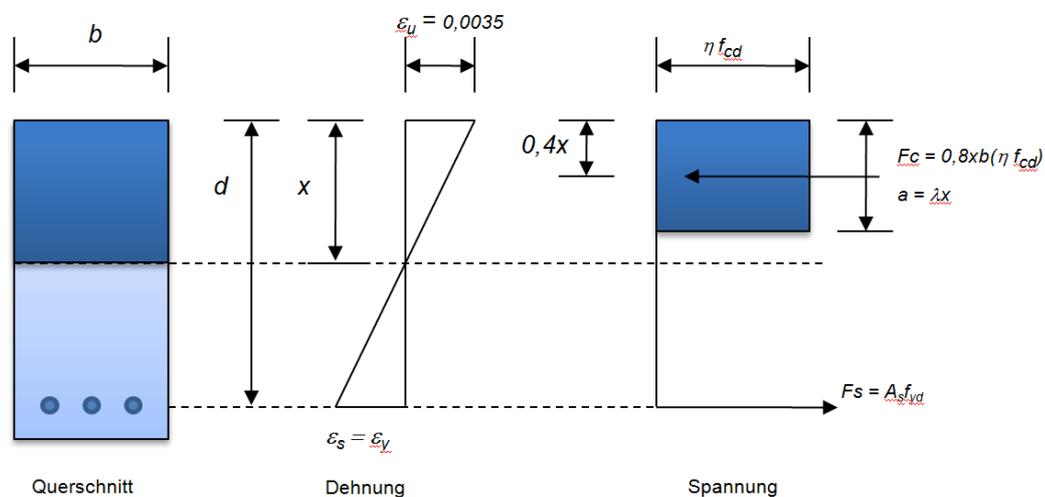


Abbildung 24: Spannungsblock EC 2¹⁹⁴

Beim biegebeanspruchten Stahlbetonquerschnitt wird die gesamte Zugbeanspruchung von der Hauptbewehrung aufgenommen, die Druckbeanspruchung wird vom Beton übernommen. Dieses Kräftepaar wird als Betondruckkraft F_c und als Stahlzugkraft F_s definiert. Der Widerstand, den der Querschnitt der Beanspruchung infolge eines Momentes entgegengesetzt, kann demnach durch die Gleichung

$$M_{Rd} \geq F_c * z = F_s * z \quad (6.1)$$

ausgedrückt werden.¹⁹⁵

¹⁹³ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 36-37

¹⁹⁴ Vgl.: Abbildung: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 37 u. Hawileh, Rami: Comparison between ACI 318-05 and Eurocode 2, S. 711

¹⁹⁵ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 113ff

Hierbei ist z nach EC 1992-1-1 der Hebelarm der inneren Kräfte und damit der Abstand zwischen dem Schwerpunkt der Hauptbewehrung und dem Schwerpunkt der Betondruckkraft.¹⁹⁶ Abbildung 24 macht ersichtlich, dass die Stahlzugkraft F_s vom Bewehrungsquerschnitt wie auch von der Stahldehnung abhängig ist. Die Größe und Lage der Betondruckkraft F_c ist ihrerseits von der Stauchung des Betons ε_{cu2} bzw. von der Dehnung im Hauptbewehrungsquerschnitt ε_s abhängig.¹⁹⁷

6.1.1 Nachweiserbringung bei reiner Biegung nach EC 2¹⁹⁸

Als Hilfe für die „von Hand Bemessung“ werden auf der Grundlage des EC 2 Bemessungstabellen verwendet. Nachfolgende Beispiele werden mit den in Österreich für den Hochbau hauptsächlich verwendeten Beton- und Baustahlgüten berechnet.

Tabelle 12: Beton- und Stahlkennwerte für die Berechnung

Stahl	BSt 550	Beton [N/mm ²]	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45
ε_{yd} [‰]	2,39	$f_{ck,cube}$	20	25	30	37	45
$\xi_{0,max}$	0,594	f_{ck}	16	20	25	30	35
ζ_{min}	0,753	f_{cm}	24	28	33	38	43
$\mu_{d,gr}$	0,362	f_{ctm}	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2
ω_{max}	0,481	E_{cm}	29.000	30.000	31.000	33.000	34.000

Auf Grundlage der zulässigen Dehnungen des Betons und des Stahls sowie einer ersten Annahme des Querschnittes kann die erforderliche Bewehrung durch Iteration berechnet werden. Dabei wird davon ausgegangen, dass das Kräftepaar F_c und F_s im Abstand von z zumindest gleich dem einwirkenden Moment M_{Ed} sein muss. Schreibt man die Gleichung 6.1 detailliert an, so erhält man nach Umformung:

$$\kappa * \zeta * \xi_0 = \frac{M_{Ed}}{b * d^2 * f_{cd}} \quad (6.2)$$

¹⁹⁶ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 18

¹⁹⁷ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 113ff

¹⁹⁸ Vgl.: Ebda, S. 119ff

Das Ergebnis wird auch als dimensionsloses Bemessungsmoment μ_d bezeichnet. Da die Stahldehnung nach unten mit 2,39 ‰ aus wirtschaftlichen Gründen beschränkt wird, ergibt sich der Grenzwert für das dimensionslose Bemessungsmoment mit $\mu_{d,gr} = 0,362$. Wird nun von einer voll ausgenutzten Betondruckzone ausgegangen, so ergibt sich des Weiteren die Verhältniszahl ζ zwischen der statischen Höhe d und dem Hebelsarm der inneren Kräfte mit der Formel:

$$\zeta = \frac{1}{2} * \left(1 + \sqrt{1 - 2,0554 * \mu_d} \right). \quad (6.3)$$

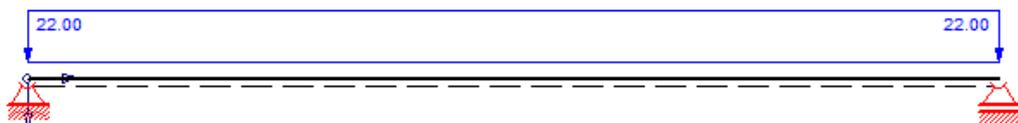
Mit der Kenntnis, dass sich die Stahlzugkraft aus der Multiplikation des Bewehrungsquerschnittes mit dem Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls ergibt, kann nun die Hauptbewehrung wie folgt errechnet werden:

$$A_s = \frac{F_s}{f_{yd}} \text{ mit } F_s = \frac{M_{Ed}}{\zeta * d} \rightarrow A_s = \frac{M_{Ed}}{\zeta * d * f_{yd}}. \quad (6.4)$$

6.1.1.1 Berechnungsbeispiel^{199 200}

Aufgabe der Berechnung ist der Nachweis, dass der gewählte Querschnitt und die berechnete Bewehrung der Anforderung $E_d \leq R_d$ aus dem EC 0 entspricht. Das nachfolgende Beispiel soll die generelle Herangehensweise in Europa darstellen.

Gegeben:		Gesucht:
Einfeldträger mit einem Auflagerabstand von:	9,2 m	Vorbemessung
Querschnittsbreite:	30 cm	Wahl eines geeigneten QS
Beton:	C 25/30	erforderliche Bewehrung A_s
Bewehrungsstahl:	BSt 550	
Eigengewicht	$b * h * \gamma$	
Nutzlast	22 kN/m	
Träger im Gebäudeinneren		



¹⁹⁹ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 125ff

²⁰⁰ Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 1, S. 63-64

1. Erste Abschätzung des Trägereigengewichtes: 5 kN/m
2. Ermittlung des Bemessungsmomentes:

$$M_{Gk} = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{5 \times 9,2^2}{8} = 52,9 \text{ kNm}$$

$$M_{Qk} = \frac{g * l^2}{8} = \frac{22 * 9,2^2}{8} = 232,76 \text{ kNm}$$

Die Grundkombination der Einwirkung lautet:

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P_k + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \right)$$

Da weder eine Vorspannung noch eine weitere veränderliche Last auf den Träger einwirkt, ergibt sich:

$$M_{Ed} = \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} = 1,35 \times 52,9 + 1,50 \times 232,76 = 420,56 \text{ kNm}$$

3. Bemessungswerte des Widerstandes:

$$R_{d,Beton} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,00 \times \frac{25}{1,50} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{d,Stahl} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{550}{1,15} = 478 \text{ N/mm}^2$$

4. Da die Breite gegeben ist, kann die erforderliche statische Höhe d_{erf} folgendermaßen errechnet werden:

$$d_{erf} = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0,2 \times b \times f_{cd}}} = \sqrt{\frac{42056 \text{ kNcm}}{0,2 \times 30 \text{ cm} \times 1,67 \text{ kN/cm}^2}} = 64,79 \text{ cm}$$

In diesem Zusammenhang ist zu beachten, dass das dimensionslose Bemessungsmoment μ_d mit etwa $0,5\mu_{d,gr}$ anzunehmen ist. Dadurch erhält man einerseits einen Bemessungsspielraum, der bei Änderung des Systems bzw. der Belastung hilfreich sein kann. Andererseits wäre der Nach-

weis der Gebrauchstauglichkeit durch die volle Ausnutzung der Betondruckzone schwierig zu erbringen.²⁰¹

Eine weitere Möglichkeit besteht darin, die erforderliche statische Höhe abzuschätzen. Da sich d_{erf} etwa aus $d_{\text{erf}} = h - d_1$ ²⁰² zusammensetzt, ergeben sich die gewählten Querschnittsmaße mit einer Breite von 30 cm und einer Höhe von 70 cm. Das angenommene Trägereigengewicht von 5,00 kN/m weicht nur unwesentlich vom tatsächlichen Eigengewicht von 5,25 kN/m ab. Aus diesem Grund wird auf eine erneute Berechnung des einwirkenden Momentes verzichtet.

5. Auf Grundlage von d_{erf} kann man nun die statische Höhe d wie folgt abschätzen.

$$d = h - d_1 = 70 - 6 = 64 \text{ cm}$$

Das dimensionslose Bemessungsmoment zur Überprüfung der Betondruckzone ergibt sich aus der Formel:

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{42056 \text{ kNcm}}{30 * 64^2 * 1,67} = 0,205$$

Das errechnete μ_d liegt damit deutlich unter dem Grenzwert von 0,362 und liefert den bemessungsrelevanten Wert $\zeta = 0,880$ (entnommen aus den Bemessungstabellen).²⁰³

Die, in dem Beispiel, vorhandene Stahldehnung liegt demnach deutlich über der mindestens geforderten Stahldehnung ε_{sy} von 2,39 ‰. Sollte die Streckgrenze der Zugbewehrung nicht erreicht werden, ergäbe dies einen übermäßig hohen Bewehrungsgehalt. Aus wirtschaftlichen Überlegungen heraus sollte deshalb $\mu_d \leq \mu_{d,\text{gr}}$ sein. Wenn weder der Balkenquerschnitt noch die Betongüte verändert werden dürfen, so kann man sich hier mit einer Druckbewehrung behelfen.²⁰⁴

²⁰¹ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 125

²⁰² d_1 errechnet sich in der Vorbemessung aus etwa $h/12$, jedoch mind. 4 cm.

²⁰³ ζ kann auch mit der Formel $\zeta = \frac{1}{2} \times (1 + \sqrt{1 - 2,0554 * \mu_d})$ berechnet werden.

²⁰⁴ Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 1, S. 64

6. Die erforderliche Bewehrung errechnet sich nun nach der bereits erläuterten Formel

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{\zeta * d * f_{yd}} = \frac{42056 \text{ kNcm}}{0,880 * 64 * 47,8} = 15,62 \text{ cm}^2.$$

Die gewählte Bewehrung, bestehend aus 5 Stück Bewehrungsseisen mit einem Durchmesser von 20 mm, weist einen Querschnitt von 15,71 cm² auf.

7. Den Abschluss dieses Beispiels soll die Überprüfung der angenommenen statischen Höhe d bilden. Da sich der Träger im Gebäudeinneren befindet, wird von einer Betondeckung von 2 cm ausgegangen. Des Weiteren wird ein bauüblicher Bügel mit einem Durchmesser von 10 mm angenommen²⁰⁵, die Formel dafür lautet:

$$d_1 = 0,5 * 2 + 1 + 2 = 4 \text{ cm}$$

Da die, in der Berechnung, angenommenen 6 cm für d_1 deutlich über dem tatsächlichen Bewehrungsabstand liegen, braucht keine erneute Bemessung durchgeführt werden. Der erreichte Ausnutzungsgrad liegt bei rund 99 % und der Bewehrungsgehalt ρ bei 7,48 ‰.

6.1.2 Querkraft nach EC 2²⁰⁶

Für die Bemessung des vorangegangenen Beispiels war nur die Berechnung des Momentes notwendig. Es ist aus der Statik bekannt, dass die Ableitung des Momentes die Querkraft ergibt. Aus dieser Querkraft V resultieren Schubspannungen, die bei der Balkenbemessung zu berücksichtigen sind.²⁰⁷

Eine Querkraftbewehrung ist dann nicht notwendig, wenn der Querkraft-Widerstand $V_{Rd,c}$ zumindest gleich groß der Einwirkung V_{Ed} ist. Wie in Kapitel 8.1.2.2 näher erläutert wird, ist eine Mindestquerkraftbewehrung in manchen Fällen notwendig. Nicht erforderlich ist sie meist bei Platten oder auch bei Bauteilen

²⁰⁵ In Kapitel 8 wird auf den Bewehrungsabstand noch genauer eingegangen.

²⁰⁶ Vgl.: Sparowitz, Lutz: Vorlesungsskriptum aus Betonbau, S. 290-291

²⁰⁷ Vgl.: Göttsche, Jens / Petersen, Maritta: Festigkeitslehre / klipp und klar, Leipzig: Carl Hanser Verlag, 2006¹, S. 74

von untergeordneter Bedeutung hinsichtlich der Gesamtstabilität eines Bauwerkes.²⁰⁸

Als Grundlage für die Querkraftbemessung dient ein Fachwerkmodell, das im Folgenden mit Hilfe der Abbildung 25 näher beschrieben wird.

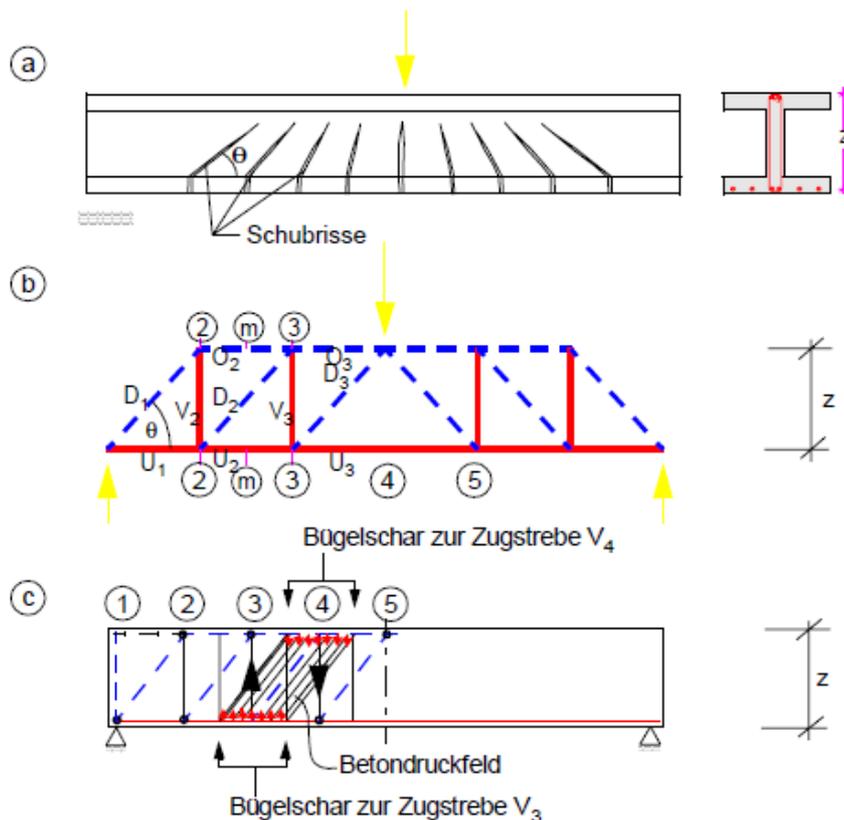


Abbildung 25: Fachwerkmodell²⁰⁹

Durch das Einwirken einer Streckenlast wird der Balken an der Oberseite durch Druck und an der Unterseite durch Zug beansprucht (siehe Abbildung 25a). Es treten Schubspannungen auf, die Schubrisse verursachen. Abbildung 25b zeigt die Verteilung von Zug und Druck innerhalb des Einfeldbalkens. Die strichlierten Linien, welche die Obergurte O_i und die Druckdiagonale D_i zeigen, stellen die Resultierenden der Betondruckfelder dar. Während die Untergurte U_i die Zugbewehrung repräsentieren, nehmen die Zugstreben V_i die Querkraft auf. Mit Hilfe dieses Prinzips werden alle Kräfte zum Auflager hin geleitet.

²⁰⁸ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 92

²⁰⁹ Abbildung entnommen aus: Sparowitz, Lutz: Vorlesungsskriptum aus Betonbau, S. 291

Der Winkel θ , eingeschlossen zwischen der Druckstrebe und der Bauteilachse, gibt die Richtung an in der sich Risse bilden. Grundsätzlich wird dieser Winkel mit $25^\circ < \theta < 65^\circ$ angenommen. Es ist anzumerken, dass jenes Modell in Abbildung 25b für jeden Winkel zwischen 25° und 65° tragfähig ist. Der nationale Anhang des EC 2 definiert die Anforderung an den Winkel mit: $0,6 \leq \tan\theta \leq 1,0$.²¹⁰ Generell wird für den Winkel $\theta = 45^\circ$ angenommen.

6.1.2.1 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung^{211 212}

Für einen ausreichenden Widerstand des Balkens ist gesorgt, wenn folgende Ungleichungen eingehalten werden:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} \quad (6.5)$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad (6.6)$$

In der Regel wird die Querkraftbewehrung in einem Winkel von 90° zur Bauteilachse angebracht. Für diesen Fall ist der kleinere Wert, aus

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta \quad (6.7)$$

und

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (6.8)$$

zu verwenden. $V_{Rd,s}$ ist der Bemessungswert der Querkraft welcher durch die Fließgrenze der Querkraftbewehrung begrenzt ist. Einfluss auf $V_{Rd,s}$ haben neben dem Verhältnis zwischen der Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung und dem Abstand der Bügel untereinander, auch der Hebelarm der inneren Kräfte, die verwendete Stahlsorte und der Winkel der Betondruckstrebe.

$V_{Rd,max}$ definiert den Bemessungswert der maximal aufnehmbaren Querkraft, welcher durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzt ist. Der erste Beiwert in dieser Formel, α_{cw} , ist gemäß EC 2 für Nicht-Spannbetontragwerke mit 1,0 anzuneh-

²¹⁰ Vgl.: ÖNORM B 1992-1-1, S. 8

²¹¹ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 91ff

²¹² Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 191

men. Da aus Versuchen bekannt ist, dass die Druckfestigkeit des Betons bei zunehmender Querkzugspannung abnimmt, wird der Festigkeitsabminderungsbeiwert ν eingeführt. Dieser ist laut Norm mit nachfolgender Formel zu berechnen. Die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit ist in N/mm² einzusetzen:

$$\nu = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (6.9)$$

Da die einwirkende Querkraft V_{Ed} gegeben ist, kann durch umformen der Formel 6.7 die erforderliche Querkraftbewehrung je Längeneinheit der Bauteilachse berechnet werden.

$$\frac{A_{sw}}{s} = a_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{yd}} \times \tan \theta \quad (6.10)$$

Weitere Informationen hinsichtlich Konstruktionsregeln und Mindestverbügelung werden in Kapitel 8 näher erläutert.

6.1.2.2 Berechnungsbeispiel^{213 214}

Für die Berechnung soll das Balkenbeispiel aus Kapitel 6.1.1.1 mit folgenden Angaben dienen:

Gegeben:		Gesucht:
Querschnittshöhe:	70cm	erforderliche Bügelbewehrung a_{sw}
Querschnittsbreite:	30cm	Einhaltung der Mindestbewehrung
Beton:	C 25/30	
Bewehrungsstahl:	BSt 550	
Ständigen Einwirkungen g_k 5,25kN/m		
Veränderlichen Einwirkungen q_k 22,0kN/m		
Ausführung mit vertikalen Bügeln 90Grad		

Wie im Rahmen jedes Tragfähigkeitsnachweises gilt auch hier die Forderung, dass der Widerstand gegenüber der einwirkenden Kraft zumindest gleich groß ist, wie die einwirkende Kraft selbst.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

1. Der Bemessungswert der Querkraft wird berechnet mit:

²¹³ Vgl.: Kofler, Michaela: Skriptum Betonbau 1, Bauplanung und Bauwirtschaft FH-Joanneum, Graz Wintersemester 2010/2011, S. 6 / 12

²¹⁴ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 185ff

$$G_d = g_k \times \gamma_G + q_k \times \gamma_Q = 5,25 \times 1,35 + 22 \times 1,50 = 40,09 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{G_d \times l}{2} = \frac{40,09 \times 9,2}{2} = 184,40 \text{ kN}$$

Es sei hier angemerkt, dass bei, auf der Oberseite eines Trägers angreifenden Gleichlasten, die verminderte Querkraft im Abstand d vom inneren Rand des Auflagers verwendet werden darf. Im Abstand von d kommt es nur zu Druckkräften und eine Querkraftverbügelung ist hier nicht notwendig. In diesem Beispiel wird zu Anschauungszwecken nur der Abstand d berücksichtigt und die halbe Auflagerbreite vernachlässigt:

$$V_{Ed} = V_{Ed1} - d(g_d + q_d) = 184,40 - 0,66 \times 40,09 = 157,94 \text{ kN}$$

Die statische Nutzhöhe ergibt sich aus der Gesamthöhe, abzüglich des kleinsten Abstands zwischen Betonaußenseite und dem Schwerpunkt der Zugbewehrung, mit:

$$d = 70 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 66 \text{ cm}.$$

Der Hebelarm der inneren Kräfte errechnet sich, anhand des vorigen Beispiels, mit der Formel

$$z = \zeta \times d = 0,880 \times 66 \text{ cm} = 58,08 \text{ cm}.$$

3. Bemessungswerte des Widerstandes:

$$R_{d,Beton} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,00 \times \frac{25}{1,50} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{d,Stahl} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{550}{1,15} = 478 \text{ N/mm}^2$$

4. Zunächst wird jener Widerstands-Bemessungswert errechnet, der durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzt ist.

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times \nu_1 \times f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} = \frac{1,0 \times 30 \times 58,08 \times 0,54 \times 1,67}{(1,66 + 0,60)} = 695,26 \text{ kN}$$

Die Beiwerte ergeben sich aus:

$\alpha_{cw}=1,0$ (da kein Spannbetonbauwerk)

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

Für den Winkel wurde aus Wirtschaftlichkeitsgründen bewusst auf den unteren, von der Norm erlaubten, Wert gegangen. Eine Forderung der Norm lautet: $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$, die mit $157,94 \text{ kN} < 703,88 \text{ kN}$ erfüllt ist.

5. Um die zweite Forderung zu erfüllen, muss zunächst die erforderliche Bügelbewehrung berechnet werden:

$$\frac{A_{sw}}{s} = a_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{yd}} \times \tan \theta = \frac{157,94 \text{ kN}}{0,5808 \text{ m} \times \frac{47,8 \text{ kN}}{\text{cm}^2}} \times 0,60 = 3,41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mithilfe von Tabellenbüchern wird nun die passende Bügelbewehrung ermittelt. Gewählt werden zweischnittige Bügel mit einer Bügelquerschnittsfläche von $3,47 \text{ cm}^2/\text{m}$ und einem Abstand von 29 cm .

6. Mit Hilfe der gewählten Querschnittsfläche kann nun auch jener Widerstands-Bemessungswert der Querkraft errechnet werden, der durch die Fließgrenze der Querkraftbewehrung begrenzt wird:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta = \frac{3,47 \text{ cm}^2}{\text{m}} \times 0,5808 \text{ m} \times 47,8 \times 1,66 = 159,92 \text{ kN}$$

Somit wäre auch die zweite Forderung mit $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$ und $157,94 \text{ kN} < 159,92 \text{ kN}$ erfüllt.

7. Als abschließenden Punkt soll, um der Vollständigkeit Rechnung zu tragen, die Mindestverbügelung überprüft werden:

$$\rho_{w,min} = 0,15 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 0,15 \times \frac{2,6 \text{ N/mm}^2}{478 \text{ N/mm}^2} = 0,00082 = 0,082\%$$

Durch umformen des rechnerischen Querkraftbewehrungsgrades aus dem Eurocode 2 ergibt sich die Fläche der Querkraftbewehrung pro Meter:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \times \sin \alpha} = \frac{A_{sw}}{s} = \rho_w \times b_w \times \sin \alpha = 0,082 \times 30 \text{ cm} \times 1,0 = 2,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

6.2 ACI 318-11

Wie im Eurocode 2, gilt auch im ACI die Annahme vom ebenbleiben der Querschnitte (Bernoulli-Hypothese). Ebenso wird in der US-Norm von einem vollkommenen Verbund zwischen Beton und Bewehrungsstahl ausgegangen. Die maximale Stauchung des Betondruckrandes ε_u ist mit 3,0 ‰ begrenzt und weicht damit nur unwesentlich vom Wert des EC 2 ab. Die Zugfestigkeit des Betons ist jedoch auch im ACI komplett zu vernachlässigen. Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Betonstahles wird bis zur Erreichung der Streckgrenze f_y als linear elastisch angesehen, und für jede Dehnung größer als ε_y ist die Streckgrenze mit f_y zu begrenzen.²¹⁵

Durch viele Prüfungen hat sich bestätigt, dass die Dehnung im Grunde linear über den Stahlbeton-Querschnitt verteilt ist. Die Dehnung bzw. die Stauchung im Betonstahl und im Beton ist direkt proportional zur Entfernung von der neutralen Achse. Diese Annahme ist von primärer Wichtigkeit für die Dehnung der Bewehrung und der dazugehörigen Spannung.²¹⁶

Die maximale Betonstauchung wurde mittels Durchführung von verschiedensten Tests zwischen 3 ‰ und 8 ‰ ermittelt. Die 8 ‰ ergeben sich jedoch nur unter ganz bestimmten Bedingungen und Voraussetzungen. Der ACI 318-11 gibt hier für die Bemessung den Wert mit 3 ‰ für normale Verhältnisse und Materialien an. Beim Bewehrungsstahl gilt, dass die Spannung proportional der Dehnung bis zur Streckgrenze f_y ist. Die Zunahme der Festigkeit durch den Effekt der Verfestigung wird in der Berechnung nicht berücksichtigt. Die Festigkeit der Zug- bzw. der Druckbewehrung wird laut ACI für Dehnungen unterhalb der Dehnung ε_y , welche den Bereich der Streckgrenze angibt, mit

$$A_s f_s = A_s E_s \varepsilon_s \quad (6.11)$$

ermittelt. Hierbei definiert f_s die ermittelte Zugspannung der Bewehrung bei Gebrauchslast und ε_s die tatsächliche Dehnung dazu. Der Elastizitätsmodul wird im ACI generell mit 29.000.000 psi (199.900 N/mm²) angenommen. Für Dehnun-

²¹⁵ Vgl. Hawileh, Rami: Comparison between ACI 318-05 and Eurocode 2. S. 710

²¹⁶ Vgl.: ACI 318-11, S. 135

gen, die sich über dieser Grenzdehnung ε_y befinden ergibt sich die Gleichung mit²¹⁷

$$A_s f_s = A_s f_y. \quad (6.12)$$

Ein Dehnungs-Gleichgewichtszustand existiert in einem Querschnitt, in dem die Betonstauchung 3 ‰ beträgt und zur gleichen Zeit die Streckgrenze bei f_y / E_s erreicht wird. Bereiche werden nach ACI als überwiegend Druckbeansprucht definiert, wenn die Dehnung der Bewehrung gleich oder geringer dem Absolutbetrag der Maximaldehnung (also einer Stauchung von max. 3 ‰) des Betons ist. Für Klasse 60 Bewehrungsstähle bzw. für vorgespannte Bewehrungen ist eine Stauchung von 2 ‰ zulässig. Ein Querschnitt gilt als vorwiegend Zugbeansprucht, wenn die Zugdehnung ε_t der am weitesten vom Nullpunkt entfernt liegenden Bewehrung gleich oder größer als 5 ‰ ist. Dies gilt wiederum genau für jenen Zeitpunkt, an dem der Beton eine Stauchung von 3 ‰ erfährt. Bereiche zwischen Zug- bzw. Druckbeanspruchung werden als Übergangsbereich (transition region) bezeichnet.²¹⁸ Abbildung 26 stellt diesen Zusammenhang grafisch dar und gibt den, für den jeweiligen Bereich zu verwendenden, Abminderungsfaktor an.

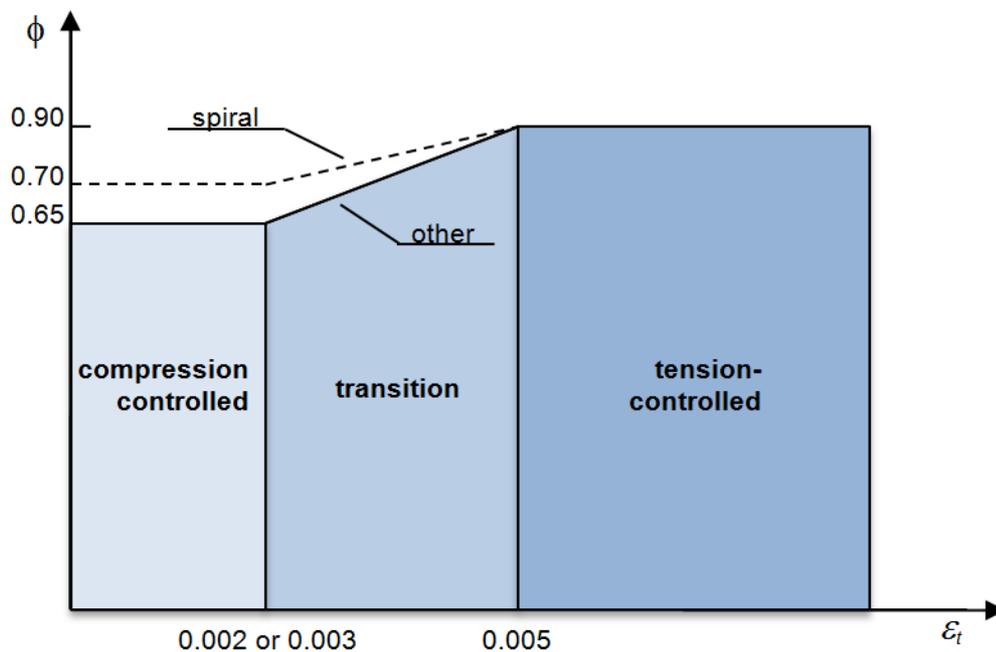


Abbildung 26: Dehnungsgrenzen und Abminderungsfaktoren²¹⁹

²¹⁷ Vgl.: Ebda, S. 135-136

²¹⁸ Vgl.: Ebda, S. 137-138

²¹⁹ Vgl.: Abbildung: Lindeburg, Michael: Civil Engineering Reference Manual for the PE Exam, S. 50-6

Spannungsblock^{220 221}

Der Spannungsblock im ACI beruht auf denselben Grundannahmen wie der Eurocode. Der Spannungsverlauf oberhalb der neutralen Achse ist im Wesentlichen als eine parabolische Form zu beschreiben.²²² Jedoch wird der Zusammenhang zwischen Betondruckkraft und Stahlzugkraft auch in den USA als idealisierter Rechteck-Spannungsblock dargestellt. Mit Hilfe der Abbildung 27 lässt sich das Gleichgewicht der Kräfte $T = C$ (Tension = Compression; $F_s = F_c$) folgendermaßen darstellen:

$$A_s f_y = 0,85 a b f'_c \quad (6.13)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 b f'_c} = \beta_1 c \quad (6.14)$$

Bei der Ermittlung der Betondruckzone werden einige Unterschiede ersichtlich. Die effektive Festigkeit wird im Eurocode mit f_{ck} / γ ermittelt. Im ACI wird f'_c auf 85 % abgemindert – jedoch ist anzumerken, dass die tatsächliche Sicherheitsaufschlagung erst am Ende der Berechnung durch Multiplikation des effektiven Momentes mit einem Abminderungsfaktor erfolgt. Ein weiterer signifikanter Unterschied ergibt sich bei der Ermittlung der effektiven Druckzonenhöhe. Hier empfiehlt der EC 2 für den Beiwert $\lambda = 0,8$ für $f_{ck} \leq 50$ MPa. Der als äquivalent anzusehende Beiwert β_1 ist im ACI zwar für charakteristische Zylinderdruckfestigkeiten bis 4000 psi ebenfalls ein konstanter Wert, jedoch über diese Festigkeit hinaus, wird er als Funktion von f'_c ermittelt:²²³

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 4000}{1000} \right) \geq 0,65 \quad (6.15)$$

²²⁰ Vgl.: ACI 318-11, S. 135ff

²²¹ Vgl.: Hawileh, Rami: Comparison between ACI 318-05 and Eurocode 2, S. 712-713

²²² Vgl.: Williams, Alan: Civil & Structural Engineering. S. 54

²²³ Vgl.: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures. S. 61

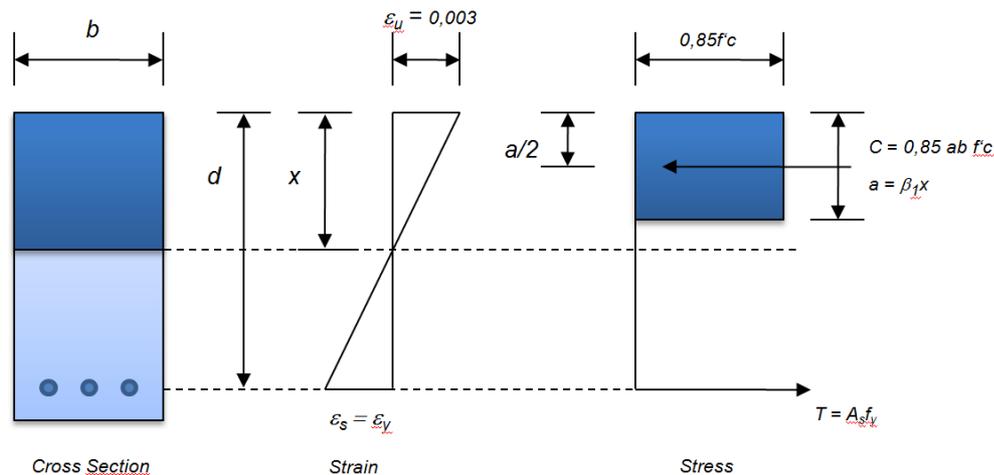
Abbildung 27: Spannungsblock ACI 318²²⁴

Tabelle 13 stellt die Beiwerte β_1 und λ anhand von verschiedenen Zylinderdruckfestigkeiten gegenüber. Darin ist ersichtlich, dass bei einer Festigkeit unter 35 MPa der ACI einen höheren Wert als der EC aufzeigt. Über dieser Festigkeit nimmt der Beiwert jedoch auf bis 0,69 bei 50 MPa ab. Dies ergibt für Berechnungen nach ACI eine höhere Duktilität für Druckfestigkeiten von größer / gleich 35 MPa und eine geringere Duktilität bei höheren Festigkeiten.

Tabelle 13: Beiwerte β_1 und λ für verschiedene Zylinderdruckfestigkeiten²²⁵

$f_c' = f_{ck}$	ACI β_1	EC 2 λ
25	0,85	0,8
30	0,85	0,8
35	0,81	0,8
40	0,77	0,8
45	0,73	0,8
50	0,69	0,8

6.2.1 Nachweiserbringung bei reiner Biegung nach ACI²²⁶

Auf der Einwirkungsseite lassen sich die Lasten recht genau ermitteln bzw. können aus Erfahrung abgeschätzt werden. Daraus ergibt sich die erforderliche Beanspruchbarkeit M_u . Die Ermittlung der Bemessungsfestigkeit M_n soll im nachfolgenden beschrieben werden. Vorab sei die Vorgabe, die Ungleichung 6.16 zu erfüllen, erwähnt.

²²⁴ Vgl.: Abbildung: Hawileh, Rami: Comparison between ACI 318-05 and Eurocode 2, S. 711

²²⁵ Vergleiche Abbildung: Ebda. S. 712

²²⁶ Vgl.: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures. S. 87-95

$$M_u \leq \phi M_n \quad (6.16)$$

Im Idealfall ist (wie im EC 2) auch in dem Fall $M_u = \phi M_n$ zu erreichen. Der Widerstand eines Stahlbetonträgers hängt von fünf Parametern ab. Diese sind die Materialien (f_c' und f_y), der Querschnitt des Trägers (b und d) sowie der Betrag der Bewehrung (A_s). Die letztgenannten drei Einflussparameter lassen sich auch als Verhältnis der Bewehrung zum Querschnitt als

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (6.17)$$

darstellen. Da zu Beginn der Berechnung weder der gesamte Querschnitt noch die erforderliche Bewehrung bekannt sind, wird in der Praxis häufig $0,6\rho_{max}$ als Ausgangswert angenommen. Um den maximalen Bewehrungsgrad ρ_{max} zu berechnen, ist es vorab notwendig, ρ_b zu ermitteln. Dieser Wert ist abhängig von der Betondruckfestigkeit bzw. von der Streckgrenze des Bewehrungsstahles. Er stellt jenen Bewehrungsgrad dar, der für einen ausgeglichenen Dehnungszustand steht. Das heißt, bei einer Betonstauchung von 3 ‰, erreicht der Stahl seine Streckgrenze. Berechnet wird ρ_b wie folgt:

$$\rho_b = \frac{0,85f_c'}{f_y} \beta_1 \frac{87.000}{87.000 + f_y} \quad (6.18)$$

Der maximalen Bewehrungsgrad ρ_{max} ergibt sich nach ACI 318-11 Kapitel R10.3.5, mit $0,75\rho_b$.²²⁷ Für die Berechnung der Bemessungsfestigkeit M_n wird die Formel

$$M_n = \frac{bd^2R}{12.000} \quad (6.19)$$

empfohlen. Da jedoch oftmals weder die Breite noch die statische Höhe, noch der sogenannte Resistenzkoeffizient (resistance coefficient) R bekannt sind, behilft man sich, als eine erste Näherung, mit den oben erwähnten 60 % der maximalen Bewehrung ρ_{max} . Es ist aus Formel 6.20 ersichtlich, dass der Resistenzkoeffizient neben dem Bewehrungswert auch noch von den aus Erfahrungswerten leicht abzuschätzenden Materialfestigkeiten f_y und f_c' abhängt.

²²⁷ Vgl.: ACI 318-11, S. 138 u. S. 403

$$R = \phi \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1,7 f'_c} \right) \quad (6.20)$$

Wenn R bekannt ist, kann die Formel 6.19 folgendermaßen umgeformt werden:

$$bd^2 = \frac{12.000 M_u}{R} \quad (6.21)$$

In den meisten Fällen wird man die statische Höhe d errechnen, da die Breite entweder durch architektonische Vorgaben definiert wird oder weil sie einfach leichter abzuschätzen ist. Da die gesamte Berechnung von der Ungleichung $M_u \leq \phi M_n$ ausgeht, bzw. der Idealzustand $M_u = \phi M_n$ angestrebt wird, ist es erforderlich, an diesem Punkt M_u neu zu berechnen. Die erforderliche Bewehrung ergibt sich nun aus der Umformung der Gleichung 6.17 mit

$$A_{s,req} = \rho b d. \quad (6.22)$$

6.2.1.1 Berechnungsbeispiel²²⁸

Das unter 6.1.1.1 gerechnete Beispiel soll auch hier als Vorlage zur Darstellung der Herangehensweise dienen. Zunächst wird der gesuchte Querschnitt samt Bewehrung nach den in den USA praxisingängigen Methoden ermittelt. Es kann nur eine ungefähre Vergleichbarkeit der Ergebnisse angestrebt werden, da die in den Staaten verwendeten Materialfestigkeiten von jenen in Europa abweichen. Zur Ermittlung einiger Werte werden Tabellenbücher verwendet, deren Ergebnisse genau auf diesen Materialfestigkeiten beruhen.

Gegeben:		Gesucht:
Einfeldträger mit einem Auflagerabstand von:	362,20 in. = 30,18 ft	Vorbemessung
Querschnittsbreite:	11,81 in. = 0,984 ft	Wahl eines geeigneten QS
Beton:	4000 psi (27,58 N/mm ²)	erforderliche Bewehrung A_s
Bewehrungsstahl:	75000 psi (517,10 N/mm ²)	
Eigengewicht	$b * h * \gamma$	
Nutzlast	1,507 kip/ft	
Träger im Gebäudeinneren		

1. Der erste Schritt betrifft eine vorläufige Abschätzung des Wertes von M_u . Damit einher geht die temporäre Ermittlung des Eigengewichtes. In der Praxis ist auch hier die Breite entweder durch architektonische Vorgaben

²²⁸ Vgl.: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures. S. 53ff

definiert oder wird aus Erfahrungswerten abgeschätzt. Für die Trägerhöhe wird

$$\frac{l}{18} \leq h \leq \frac{l}{12}$$

als eine gute Näherung angesehen.²²⁹ Demnach ergeben sich ständige Lasten von

$$b \cdot h / 14 \cdot \lambda = 1 \text{ft} \cdot 30,18 / 14 \cdot 0,15 \text{kip/ft}^3 \approx 0,324 \text{ kip/ft}$$

- Als zweiten Schritt werden die ermittelten Lasten mit den Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt. Da in dem Beispiel nur ständige Lasten und Nutzlasten wirken, lautet die Kombination wie folgt:

$$U = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 0,324 + 1.6 \times 1,507 = 2,80 \text{ kip/ft}$$

- Zusammen mit den Nutzlasten ergibt sich das Moment folgendermaßen:

$$M_u = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{2,80 \times 30,18^2}{8} = 318,80 \text{ kip.ft} = 3188 \text{ k.in}$$

- Der Resistenzfaktor lässt sich über folgende Schritte ermitteln:

$$\rho_b = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \beta_1 \frac{87.000}{87.000 + f_y} = \frac{0,85 \times 4000}{75000} \times 0,85 \times \frac{87.000}{87.000 + 75000} = 0,0207$$

$$0,75 \rho_b = 0,0155 = \rho_{max} \rightarrow 0,6 \rho_{max} = 0,0093$$

$$R = \phi \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1,7 f'_c} \right) = 0,90 \times 0,0093 \times 75000 \times \left(1 - \frac{0,0093 \times 75000}{1,7 \times 4000} \right) = 563,36 \text{ psi}$$

- Da nun der Resistenzfaktor R und die Breite b bekannt sind, kann die statische Höhe d errechnet werden. Achtzugeben ist bei nachfolgender Formel vor allem auf die Einheiten. So wird M_u in kip/ft, R in psi und b in Inch eingesetzt.

²²⁹ Gehört, in der Vorlesung von Kevin T. Devaney: Reinforced Concrete Design CE355, California Polytechnic State University, Fall Quarter 2011, 13. Oktober 2011

$$d = \sqrt{\frac{12.000 \times M_u}{R \times b}} = \sqrt{\frac{12.000 \times 318,8}{563,36 \times 11,81}} = 23,98 \text{ in} \approx 61 \text{ cm}$$

6. Die statische Höhe d ergibt zusammen mit der Breite b und dem Bewehrungsgrad ρ die erforderliche Bewehrung mit der Formel

$$A_{s,req} = \rho b d = 0,0093 \times 11,81 \times 23,98 = 2,63 \text{ in}^2 = 17,00 \text{ cm}^2.$$

Nun wählt man die erforderliche Größe und Nummer der Bewehrung mit Hilfe von Tabellen aus. Es ergeben sich 5 Stück Bewehrungsseisen mit der Nummer 7 (nach SI-Einheiten 22 mm). Dies entspricht einem Gesamtquerschnitt von 3,00 in². bzw. 19,30 cm².

7. Erst jetzt wird nach amerikanischer Vorgehensweise die Gesamthöhe h ermittelt. Diese ergibt sich ebenso wie in Europa durch die Gleichung:

$$h = d + y$$

Der Wert y setzt sich auch hier aus der Betondeckung dem Bügelquerschnitt und dem halben Durchmesser der gewählten Bewehrung zusammen. Die so errechnete Höhe h wird dann auf eine ganze Zahl gerundet. Es ergibt sich folgende Gleichung:

$$h = 23,98 + 1,5 + \frac{3}{8} + \frac{0,875}{2} = 26,29 \text{ in.} \approx 27 \text{ in.} \approx 69 \text{ cm}$$

8. Um dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit Rechnung zu tragen, wird in der gewöhnlichen Biegebemessung an diesem Punkt h_{min} ermittelt. Die tatsächliche Höhe h hat hierbei mindestens Spannweite/16 zu betragen.

$$h \geq \frac{\text{span}}{16} \quad 27 \text{ in.} > 22,64 \text{ in.}$$

9. Nun wird mit Hilfe des errechneten Querschnittes das tatsächliche einwirkende Moment ermittelt. Dieses liegt aufgrund des geringen Einflusses des Eigengewichtes nur geringfügig höher und beträgt $M_u = 321,52 \text{ kip/ft}$. Mit Hilfe des neu errechneten Resistenzfaktors $R = 502,02 \text{ psi}$ kann mit-

tels Tabellen der Bewehrungsgrad ermittelt werden. Dieser beträgt für R 503 psi und für die Materialfestigkeiten $f_c' = 4000$ psi bzw. $f_y = 75000$ psi, $\rho = 0,0082$.

10. Damit kann die endgültige Bewehrung errechnet werden.

$$A_{s,req} = \rho b d = 0,0082 \times 11,81 \times 23,98 = 2,32 \text{ in}^2 = 15,00 \text{ cm}^2$$

Es werden demnach 4 Stück Bewehrungsstäbe Nummer 7 mit einem Gesamtquerschnitt von $2,40 \text{ in}^2$ ($15,50 \text{ cm}^2$) gewählt.

11. Schließlich soll die eingangs erwähnte Ungleichung (6.17) noch überprüft werden:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,90 * 2,40 * 75 * \left(23,98 - \frac{4,48}{2} \right) = 3521,88 \text{ k. in}$$

$$M_u = 3215 \text{ k. in} < \phi M_n = 3521,88 \text{ k. in}$$

Damit liegt der erreichte Ausnutzungsgrad bei rund 91 % bei einem Bewehrungsgehalt von $\rho = 7,53$ ‰. Die Unterschiede zum EC 2 sind damit nur geringfügig.

6.2.2 Querkraft nach ACI 318-11^{230 231}

Die Grundlagen der Querkraftbemessung, wie sie unter 6.1.2 dargestellt werden, gelten hier in gleichem Sinne. Die Berechnung zur Querkraftkraft haben nach ACI 318-11 folgende Ungleichung zu erfüllen:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (6.23)$$

Hierbei ist V_u die mit Sicherheiten beaufschlagte Querkraft im betrachteten Bereich und V_n ist der nominelle Querkraftwiderstand. Der Sicherheitsbeiwert ergibt sich nach Tabelle 5 (Kapitel 3.2.2.2) für Querkraftbeanspruchungen mit $\phi = 0,75$, welcher kleiner als der Beiwert für die Biegebeanspruchung $\phi = 0,90$ ist. Der Hauptgrund hierfür ist, dass Stahlbetonträger weniger duktil gegenüber Schub

²³⁰ Vgl.: ACI 318-11, S. 161ff

²³¹ Vgl.: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures. S. 217-218

als gegenüber Biegung sind.²³² Der Widerstand wird berechnet durch die Gleichung:

$$V_n = V_c + V_s. \quad (6.24)$$

V_c stellt hier den Widerstand gegen die einwirkende Querkraft seitens des Betons dar und V_s den Widerstand seitens der Querkraftbewehrung. Grundsätzlich empfiehlt der ACI die Effekte des axialen Zuges durch Kriechen und Schwinden bei der Ermittlung von V_c zu berücksichtigen. Der Widerstand der Druckzone bildet sich aus Reibung und Verzahnung. Um die Berechnung zu vereinfachen, geht der ACI 318 von einem durchschnittlichen Wert der Querkraft über den gesamten Querschnitt aus. Der Wert für V_c errechnet sich mit:

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d \quad (6.25)$$

Bei der Anwendung der Formel 6.25 ist jedoch auf die verwendeten Einheiten Rücksicht zu nehmen. Die Betondruckfestigkeit f'_c muss in psi und b_w bzw. d in Inch eingesetzt werden. Das Resultat der Widerstandskraft des Betons ergibt sich in Pfund (pounds). Der zweite Term, V_s , gibt den Widerstand der Querkraftbewehrung an. Alle vertikalen Teile dieser Bügel, welche Schrägrisse kreuzen, tragen zum Widerstand bei. V_s ermittelt sich demnach zu:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (6.26)$$

In der Formel 6.26 ist s der Abstand der Bügel in Inch, f_{yt} ist die Streckgrenze der Querkraftbewehrung in psi und A_v der Querschnitt der Querkraftbewehrungsbügel innerhalb eines Inch. Aus obigen Erkenntnissen ergibt sich der Schluss, dass bei

$$V_u \leq \phi V_c \quad (6.27)$$

theoretisch keine Querkraftbewehrung von Nöten ist. Der ACI empfiehlt jedoch eine Minimalbewehrung vorzusehen, die wie folgt lautet:

²³² Vgl.: Ebda, S. 217

$$A_{v,min} = \max \left\{ 0,75 \sqrt{f'_s} \frac{b_w s}{f_{yt}} ; \frac{50 b_w s}{f_{yt}} \right\} \quad (6.28)$$

Ein Minimum an Bügeln vermeidet ein plötzliches Versagen des Querschnittes bei Auftreten von Schrägrissen. Sollte die einwirkende Querkraft so gering sein, dass

$$V_u \leq \phi V_c / 2 \quad (6.29)$$

gilt, so ist auch von Seiten des ACI keine zusätzliche Bewehrung erforderlich. Grundsätzlich kann gesagt werden, dass ein Stahlbetonträger drei Bereiche mit unterschiedlichen Bügelabständen hat. Die in Abbildung 28 veranschaulichten Abstände ergeben sich aus den unterschiedlichen Beträgen der Querkraft in jenen Bereichen.

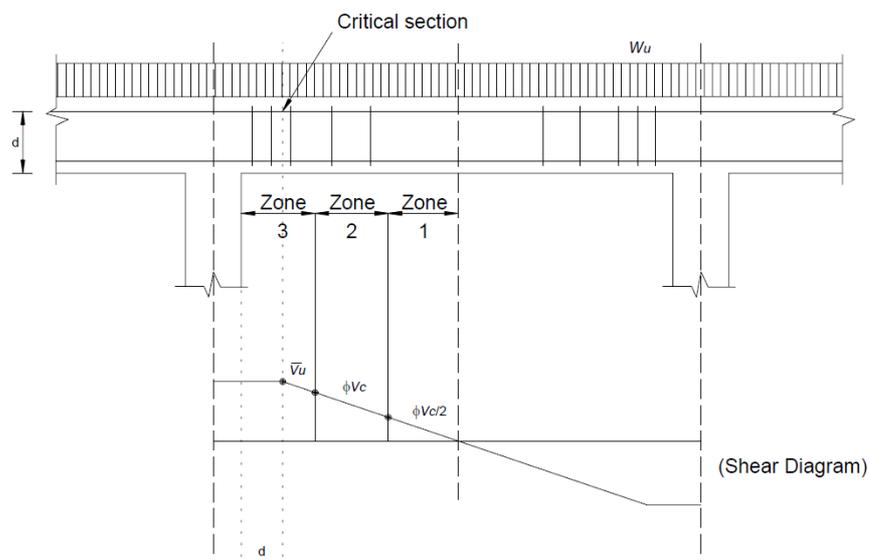


Abbildung 28: Unterschiedliche Bereiche der Querkraftbewehrung²³³

Zone 1 ($V_u \leq \phi V_c / 2$)²³⁴

In Bereichen, in denen die mit Sicherheitsbeiwerten versehene Querkraft kleiner als die Hälfte des abgeminderten Widerstandes ist, braucht keine Bewehrung vorgesehen werden. In diesen Bereichen sieht zwar der ACI keine Bügel vor, jedoch werden aus konstruktiven Gründen welche angeordnet.

²³³ Vgl.: Abbildung: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures. S. 219

²³⁴ Vgl.: Ebda, S. 218

Zone 2 ($\phi V_d/2 < V_u \leq \phi V_c$)²³⁵

In der Zone 2 brauchen theoretisch ebenfalls keine Bügel vorgesehen werden. Der ACI empfiehlt aber eine Minimalbewehrung anzuordnen. Um den maximal erlaubten Bügelabstand zu ermitteln, wird Formel 6.28 folgendermaßen umformuliert:

$$s_1 = \min \left\{ \frac{A_v f_{yt}}{0,75 \sqrt{f'_c} b_w}; \frac{A_v f_{yt}}{50 b_w} \right\} \quad (6.30)$$

Für Formel 6.30 sind folgende Einheiten einzusetzen: A_v (in²), f_{yt} (psi), f'_c (psi), b_w (in.) und s_1 (in.). Im ACI 318-11 findet sich eine weitere Einschränkung bezüglich des maximal erlaubten Bügelabstandes:

$$s_{max} = \min \left\{ s_1, \frac{d}{2}, 24 \text{ in.} \right\} \quad (6.31)$$

Zone 3 ($\phi V_c < V_u$)²³⁶

Um den Bügelabstand in Zone 3 zu berechnen ist es notwendig zu wissen, wie viel Querkraft die Bügel aufzunehmen haben. Durch Umformen der Formel 6.24 und 6.27 ergibt sich:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (6.32)$$

Der Term V_u dieser Formel stellt die einwirkende Querkraft erhöht um den Sicherheitsfaktor für Querkraftbeanspruchungen $\phi = 0,75$ dar. Der zweite Term (V_c) entspricht dem Wert jener Querkraft, die durch den Beton aufgenommen wird. Der verbleibende Wert ist durch die Bügel aufzunehmen. Für den Bügelabstand in Zone 3 ergibt sich damit:

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} \quad (6.33)$$

Da normalerweise A_v , f_{yt} und d über den gesamten Stahlbetonträger hinweg gleich bleiben, ändert sich der Bügelabstand nur durch die Änderung der Querkraft. Aus diesem Zusammenhang ergibt sich, dass die Bügelabstände, je näher sie am Auflager angebracht werden, enger sind. In der Praxis werden in den USA (sowie in Europa) nur etwa zwei bis drei verschiedene Bügelabstände gewählt. Der Vorteil von einigen eingesparten Bügeln wiegt zu gering gegenüber dem

²³⁵ Vgl.: Ebda, S. 218-219

²³⁶ Vgl.: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures. S. 219-220

Mehraufwand bei der Herstellung des Bewehrungskorbes. Zu den maximalen Abständen (Formel 6.31) gibt es an dieser Stelle noch einen Zusatz im ACI Kapitel 11.4.5. Für Bereiche, in denen

$$V_s \leq 4\sqrt{f'_c}b_wd \text{ (oder } V_s \leq 2V_c) \quad (6.34)$$

gilt, kann der Minimalabstand der Bewehrung mittels Formel 6.31 errechnet werden. Für

$$V_s > 4\sqrt{f'_c}b_wd \text{ (oder } 2V_c < V_s \leq 4V_c) \quad (6.35)$$

werden die Abstände halbiert und es ergibt sich demnach

$$s_{max} = \min \left\{ s1, \frac{d}{24}, 12 \text{ in.} \right\}. \quad (6.36)$$

Der verminderte Bügelabstand der sich aus 6.34 ergibt, ist notwendig um einerseits die erhöhte Querkrafteinwirkung aufnehmen zu können und andererseits um eine bessere Kontrolle über die Schrägrisse zu haben.

6.2.2.1 Berechnungsbeispiel²³⁷

Um eine möglichst hohe Vergleichbarkeit zu gewährleisten, werden auch hier jene Angaben aus 6.1.2.1 verwendet. Dieses Mal werden auch die Festigkeiten von Beton und Stahl übernommen, da in der Querkraftberechnung keine Tabellenwerte erforderlich sind, die auf amerikanischen Materialwerten beruhen. Genauso wie nach Eurocode dürfte auch in diesem Fall eine Abminderung der Querkraft im Abstand von d vorgenommen werden.

Gegeben:		Gesucht:
Auflagerabstand:	920 cm (30,18 ft)	erforderliche Bügelbewehrung a_{sw}
Querschnittshöhe:	70 cm (27 in.)	Einhaltung der Mindestbewehrung
Querschnittsbreite:	30 cm (11,81 in.)	Abstand der Bügel untereinander
Beton:	C 25/30 (3626 psi)	
Bewehrungsstahl:	BST550 (79770 psi)	
Ständigen Einwirkungen g_k 0,3375 kip/ft (Eigengewicht 5,25 kN/m)		
Veränderlichen Einwirkungen q_k 1,507 kip/ft (Nutzlast 22 kN/m)		
Ausführung mit vertikaler Bügeln 90Grad		

²³⁷ Vgl.: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures. S. 224ff

1. Ziel der Berechnung ist es, den Nachweis zu erbringen, dass die einwirkende Querkraft V_u kleiner oder zumindest gleich dem Widerstand ϕV_n ist. Die einwirkende Querkraft V_u im Auflagerbereich lässt sich einfach berechnen, da hier keine Sicherheiten zu berücksichtigen sind:

$$w_u = 1,2 \times g_k + 1,6 \times q_k = 1,2 \times 0,3375 + 1,6 \times 1,507 = 2,82 \text{ kip/ft (kN)}$$

$$R_u = \frac{w_u l_n}{2} = \frac{2,82 \times 30,18 \text{ft}}{2} = 42,55 \text{ kip}$$

Da bei Lasten, die sich an der Oberseite des Trägers befinden, im auflager-nahen Bereich nur noch Druckkräfte bilden, darf die maximal wirkende Querkraft im Abstand d angenommen werden. Damit ergibt sich die reduzierte Querkraft:

$$V_u = R_u - dw_u = 42,55 - 2 \times 2,82 = 36,91 \text{ kip}$$

2. Um den Widerstand des Stahlbetonträgers zu ermitteln, muss zunächst V_c berechnet werden.

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d = 2\sqrt{3626} \times 11,81 \times \frac{23,98}{1000} = 34,11 \text{ kip}$$

3. Im dritten Schritt wird nun der Widerstand ermittelt, den die Bügelbewehrung aufnehmen muss.

$$V_{s1} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{36,91}{0,75} - 34,11 = 15,10 \text{ kip}$$

Da das Ergebnis eindeutig unter $4V_c$ liegt, ist der Querschnitt ausreichend dimensioniert. Da jedoch

$$V_u > \frac{\phi V_c}{2} = 36,91 > \frac{0,75 \times 34,11}{2} = 12,79 \text{ kip}$$

ist, wird eine Bügelbewehrung benötigt.

4. Nun wird der Bereich ermittelt, ab welchem Bügel vorzusehen sind. Dieser befindet sich genau an jener Stelle, an der die Querkraft 12,79 kip aufweist.

$$V_u = \frac{\phi V_c}{2}$$

$$36,91 - 2,82 \times x = 12,79$$

$$x = 8,55 \text{ ft}$$

Von einem Auflagerabstand von 8,55 ft bis zur Trägermitte (15,09 ft) brauchen nur konstruktive Bügel vorgesehen werden.

5. Für die Ermittlung des Maximalabstandes der Bügel muss zunächst eine passende Bügeldimension gewählt werden. Für genanntes Beispiel reicht die kleinste, in den USA verwendete, Dimension mit der Bezeichnung # 3. Dies entspricht etwa Bügeln mit 10 mm Durchmesser. Der Querschnitt ergibt sich aus den zwei vertikalen Stäben des Bügels mit $A_v = 2A_{st} = 2 \times 0,11 = 0,22 \text{ in}^2$. Der maximal erlaubte Abstand ergibt sich mit den Formel 6.30 und 6.31:

$$s_1 = \min \left\{ \frac{A_v f_{yt}}{0,75 \sqrt{f'_c} b_w}; \frac{A_v f_{yt}}{50 b_w} \right\} = \left\{ \frac{0,22 \times 79770}{0,75 \sqrt{3626} \times 11,81}; \frac{0,22 \times 79770}{50 \times 11,81} \right\}$$

$$s_1 = \min\{32,90 \text{ in.}, 29,72 \text{ in.}\} = 29,72 \text{ in.}$$

$$s_{max} = \min \left\{ s_1, \frac{d}{2}, 24 \text{ in.} \right\} = \left\{ 29,72 \text{ in.}; \frac{23,98}{2}; 24 \text{ in.} \right\} = 12 \text{ in.}$$

Mit den gewählten 3/8-Inch-Bügeln beträgt der ermittelte Abstand 12 in. bzw. etwa 30 cm.

6. Da der zu wählende Abstand und die Bügeldimension nun bekannt sind, kann der tatsächliche Bügelwiderstand ermittelt werden:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s_{max}} = \frac{0,22 \times 79,77 \times 23,98}{12} = 35,07 \text{ kip} > 15,10 \text{ kip} (V_{s1})$$

Aufgrund der sehr geringen Querkraftbelastung würde ein theoretischer

Bügelabstand von

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = \frac{0,22 \times 79,77 \times 23,98}{15,10} = 27,87 \text{ in.} = 70 \text{ cm}$$

ausreichend sein. Jedoch fordert hier die Norm einen maximalen Abstand von 12 in. (30,48 cm) einzuhalten.

7 Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

Nach dem Nachweis der Tragfähigkeit wird überprüft, ob sich die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit im Rahmen der Vorgaben der Norm befinden. Oftmals ist der Nachweis im GZG, besonders in Hinblick auf Durchbiegungen, maßgeblich.

7.1 Eurocode 2²³⁸

Als Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit sind, nach Eurocode 2, die Begrenzung der Spannungen, der Rissbreiten und der Verformungen zu erbringen.²³⁹ Dabei sollten auf Kriterien wie etwa das Erscheinungsbild, das Wohlbefinden der Nutzer oder die Schadensvermeidung an anschließenden Bauteilen geachtet werden. Grundsätzlich werden die Teilsicherheitsbeiwerte bei der Kombination der Einwirkungen mit 1,0 angenommen um die tatsächlichen Auswirkungen zu bekommen.²⁴⁰ Neben der Einhaltung der rechnerischen Anforderungen an die GZG ist auch auf ausführungstechnische Aspekte Rücksicht zu nehmen.

7.1.1 Begrenzung der Rissbreiten nach EC 2^{241 242}

In diesem Kapitel wird die Beschränkung der Rissbreiten durch Lastbeanspruchungen näher erläutert. Diese verursachen verschiedene Arten von Rissen, welche, bis zu einem gewissen Grad die Tragfähigkeit des Bauteiles nicht beeinträchtigen. Eine Begrenzung durch die Norm erfolgt, um die Dauerhaftigkeit, das Erscheinungsbild und eine ordnungsgemäße Nutzung sicherzustellen. Die Dauerhaftigkeit bezieht sich hierbei auf den Schutz der Bewehrung vor Korrosion. Folgendes Zitat kann in diesem Zusammenhang angeführt werden:

„Risse sind in Stahlbetonkonstruktionen nicht zu vermeiden. Erst durch Rißbildung erhält der Bewehrungsstahl die ihm bei der Bemessung im Zustand II zugewiesene Zugkraft.“²⁴³

²³⁸ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 268

²³⁹ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 129

²⁴⁰ Vgl.: ÖNORM EN 1990, S. 24 und S. 38

²⁴¹ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 130ff

²⁴² Vgl.: Sparowitz, Lutz: Vorlesungsskriptum aus Betonbau, S. 58ff

²⁴³ Ebd., S. 67

Zu Rissen kann es auch noch aufgrund anderer Zwangsbeanspruchungen kommen. Eine nähere Betrachtung dieser Risse wird jedoch in diesem Kapitel nicht vorgenommen. Die Nachweiserbringung erfolgt hier meist in der häufigen Einwirkungskombination.

7.1.1.1 Entstehung von Rissen^{244 245 246}

Anhand eines Stahlbetonzugstabes soll die Entstehung von Rissen näher erläutert werden. Die Beanspruchung durch eine Zugkraft verursacht bis zum Erreichen der Zugfestigkeit des Betons keine Risse. Solange diese Zugfestigkeit nicht erreicht bzw. überschritten wird, haben der Beton und der Bewehrungsstahl die gleiche Dehnung $\varepsilon_c = \varepsilon_s$. Die maximale Dehnung ε_{cr} liegt etwa bei 0,1 ‰.

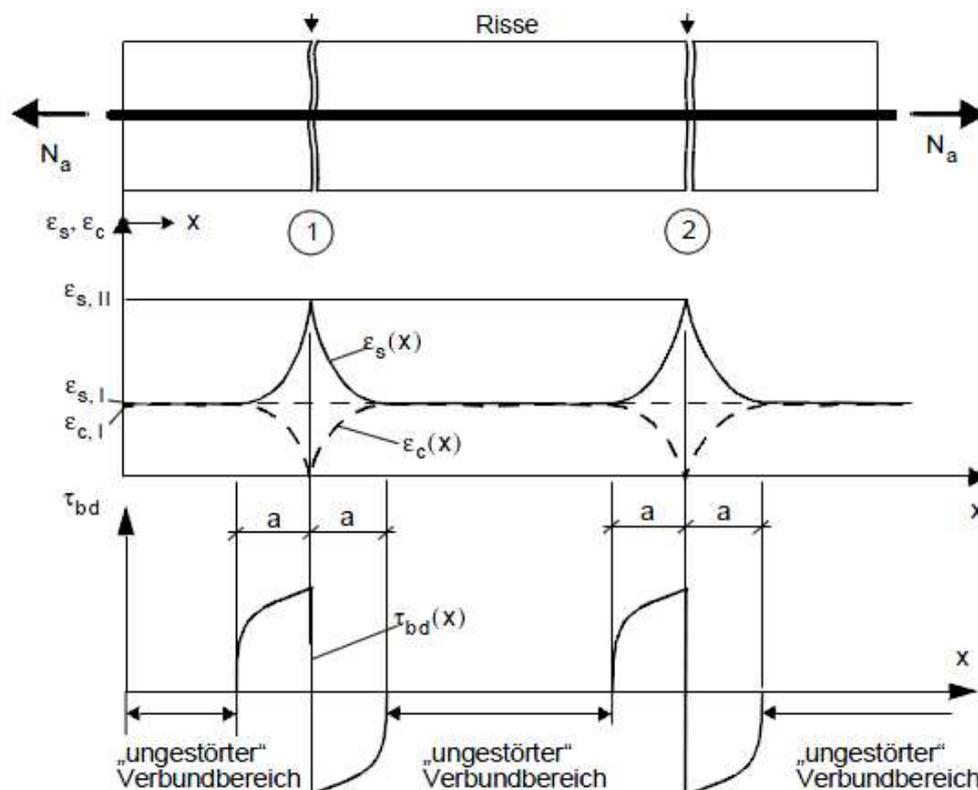


Abbildung 29: Erstrissbildung mit Beton-, und Stahldehnungen sowie der Verbundspannung²⁴⁷

Wird die angreifende Kraft gesteigert, überschreitet sie irgendwann die Betonzugfestigkeit und ein erster Riss entsteht. Der Beton kann an dieser Stelle keine Zugkraft mehr aufnehmen und gibt diese an die Bewehrung ab. Die Dehnungen und die Spannungen innerhalb der Bewehrung steigen damit auf den Zustand II

²⁴⁴ Vgl.: Ebda, S. 68-70

²⁴⁵ Vgl. Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 1, S. 202ff

²⁴⁶ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 285

²⁴⁷ Abbildung entnommen aus: Sparowitz, Lutz: Vorlesungsskriptum aus Betonbau, S. 69

an. Ausgehend vom Riss baut sich die Zugkraft des Betons erneut kontinuierlich auf. Die Dehnung des Betons ist ab dem Ende der Einleitungslänge wieder äquivalent mit der Stahldehnung. Zwischen den ersten auftretenden Rissen gibt es noch ungestörte Verbundbereiche. Hier gilt $\varepsilon_c = \varepsilon_s$ sowie die Tatsache, dass die Verbundspannungen $\tau_{bd} = 0$ sind.

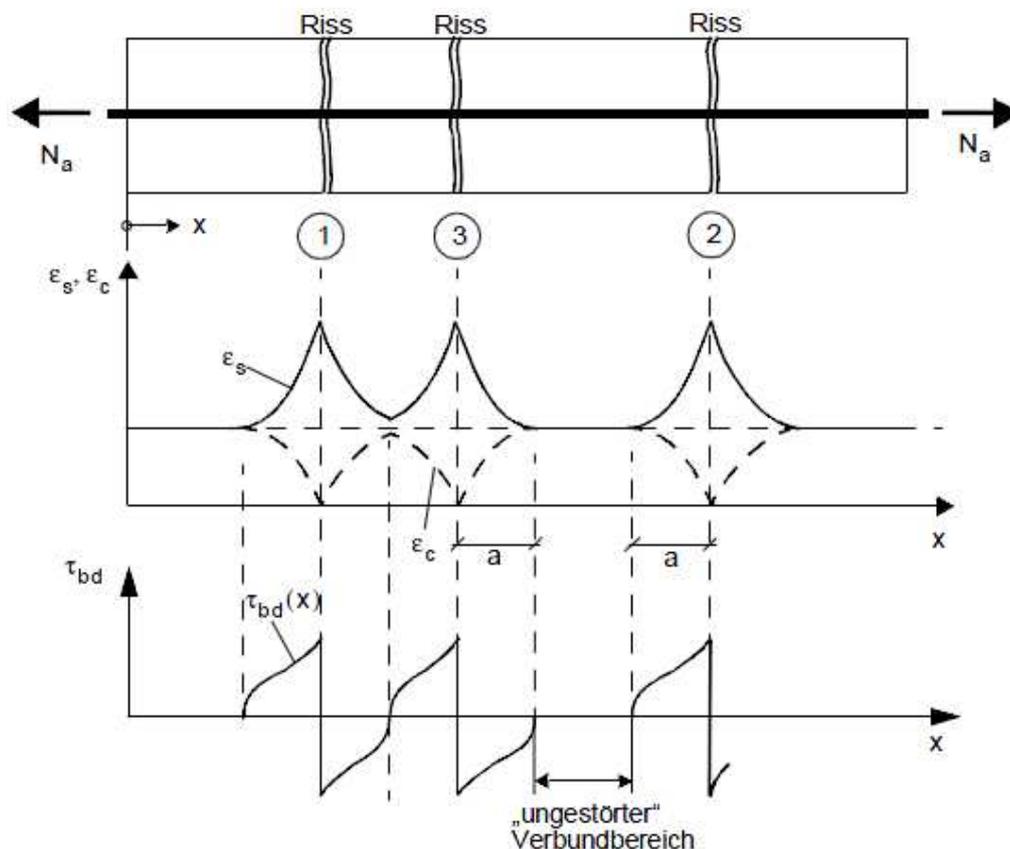


Abbildung 30: Fortgeschrittene Phase der Erstrissbildung²⁴⁸

Das abgeschlossene Rissbild entsteht, wenn die angreifende Kraft weiter gesteigert wird und die örtliche Betonzugkraft erreicht wird. Es gibt hier keine ungestörten Verbundbereiche mehr. Da der Rissabstand untereinander nicht genau ermittelt werden kann, werden Grenzen angegeben. Um praxistaugliche Mittelwerte zu errechnen haben, sich folgende Formeln bewährt:

Für einen Stahlbetonzugstab:

$$s_{rm} = 1,5 \times a \quad (7.1)$$

²⁴⁸ Abbildung entnommen aus: Sparowitz, Lutz: Vorlesungsskriptum aus Betonbau, S. 69

Für einen Stahlbetonbalken:

$$s_{rm} \approx a \quad (7.2)$$

Es sei hier angemerkt, dass Risse bei Stahlbetonbalken hauptsächlich im Bereich von Bügeln entstehen (siehe Abbildung 31).

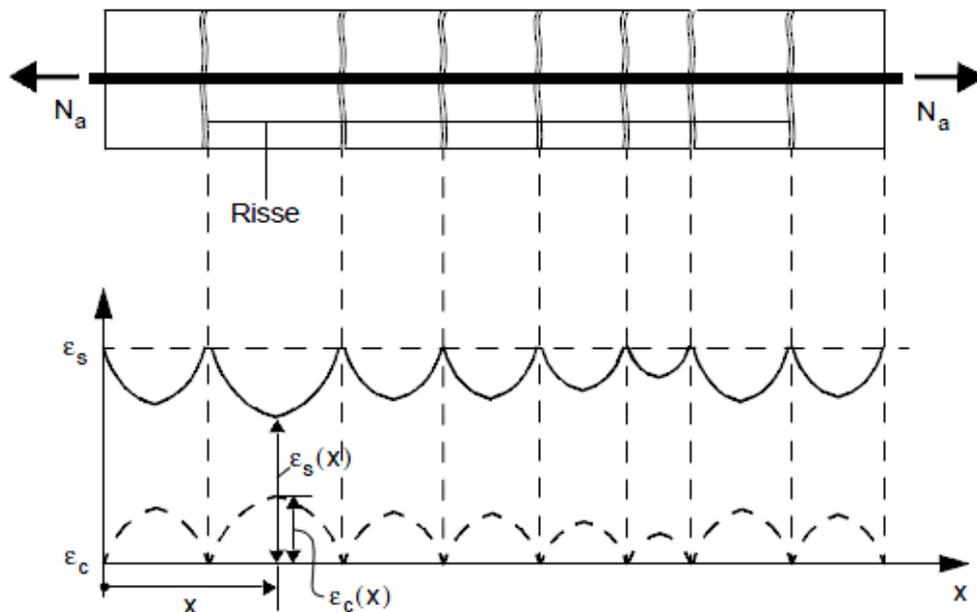


Abbildung 31: Abgeschlossenes Rissbild²⁴⁹

7.1.1.2 Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung

Oftmals werden Zwangseinwirkungen hinsichtlich der Rissbreitenbeschränkung nicht rechnerisch erfasst, sondern durch die Mindestbewehrung abgedeckt.²⁵⁰ Die Mindestbewehrung hat die Aufgabe, die bei der Erstrissbildung auftretenden Kräfte sicher aufzunehmen.²⁵¹ Sie darf laut EC 2

„[...] aus dem Gleichgewicht zwischen der Zugkraft im Beton unmittelbar vor der Rissbildung und der Zugkraft in der Bewehrung an der Streckgrenze [...]“²⁵²

ermittelt werden. Jene Zugkraft, die bei Erstrissbildung auftritt, darf mit der Gleichung

²⁴⁹ Abbildung entnommen aus: Sparowitz, Lutz: Vorlesungsskriptum aus Betonbau, S. 71

²⁵⁰ Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 1, S. 210

²⁵¹ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 283

²⁵² ÖNORM EN 1992-1-1, S. 131

$$A_{s,min} = \frac{k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct}}{\sigma_s} \quad (7.3)$$

berechnet werden. In diesem Fall darf für die Fläche der Betonzugzone für Rechteckquerschnitte $A_{ct} = b \times h/2$ eingesetzt werden. Für σ_s darf höchstens die Streckgrenze der Betonstahlbewehrung verwendet werden. Die Beiwerte k und k_c sind der Norm zu entnehmen und berücksichtigen die nichtlinear verteilten Betonzugspannungen, die bei Zwangsbeanspruchung auftreten bzw. berücksichtigen auch die Änderung des inneren Hebelarmes bei Erstrissbildung.²⁵³

7.1.1.3 Grenzdurchmesser²⁵⁴

Unter 7.3.3 des EC 2 findet sich die Anmerkung, dass die Berechnung der Rissbreiten zur Vereinfachung auch in tabellarischer Form dargestellt werden dürfen.²⁵⁵ Sollte die Spannung σ_s bekannt sein, so kann ein Grenzdurchmesser, welcher die Einhaltung der geforderten Rissbreite gewährleistet, errechnet werden. Tabelle 14 gibt die maximal zulässige Rissbreite (w_{max}) für Bauteile aus Stahlbeton an. Die Parameter für die unterschiedlichen Rissbreiten stellen hierbei die Expositionsklasse und die Einwirkungskombination dar.

Der nationale Anhang des Eurocode 2 definiert zur Berechnung des Grenzdurchmessers folgende Gleichung:

$$\Phi_s = \Phi_s^* \times \frac{\sigma_s \times A_s}{4 \times (h - d) \times b \times 2,9} \geq \Phi_s \times \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (7.4)$$

Der rechnerische Grenzdurchmesser Φ_s^* wird der Tabelle 15 (siehe unten) entnommen.

²⁵³ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 283-285

²⁵⁴ Vgl.: Ebda, S. 287

²⁵⁵ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 134

Tabelle 14: Werte für w_{\max} in mm²⁵⁶

Expositionsklasse gemäß ÖNORM B 4710-1	Bauteile aus Stahlbeton und Bauteile aus Spannbeton mit Spanngliedern ohne Verbund	Bauteile aus Spannbeton mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund	Bauteile aus Spannbeton mit Spanngliedern im sofortigen Verbund	
	quasi-ständig	häufig	häufig	charakteristisch
X0, XC1	0,4 ^a	0,2	0,2	–
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ^b	0,2 ^b	–
XD1, XD2, XD3 ^c			Dekompression	0,2

^a Bei den Expositionsklassen X0 und XC1 hat die Rissbreite keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit und dieser Grenzwert wird zur Wahrung eines akzeptablen Erscheinungsbildes gesetzt. Fehlen entsprechende Anforderungen an das Erscheinungsbild, darf dieser Grenzwert erhöht werden.

^b Bei diesen Expositionsklassen ist in der Regel zusätzlich die Dekompression unter quasi-ständigen Einwirkungskombinationen zu prüfen.

^c Im Einzelfall können zusätzlich besondere Maßnahmen für den Korrosionsschutz notwendig sein.

Tabelle 15: Rechnerischer Grenzdurchmesser bei Betonstählen Φ_s^* zur Begrenzung der Rissbreite²⁵⁷

Stahlspannung ^a	Grenzdurchmesser der Stäbe		
	mm		
N/mm ²	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	54	41	27
200	35	26	17
240	24	18	12
280	18	13	9
320	14	10	7
360	11	8	5
400	9	7	4
450	7	5	3

^a Unter der maßgebenden Einwirkungskombination.

7.1.1.4 Berechnungsbeispiel²⁵⁸

Nachfolgendes Berechnungsbeispiel soll mit den Werten aus Beispiel 6.1.1.1 durchgerechnet werden.

Gegeben:		Gesucht:
M_{Gk}	52,90 kNm	Grenzdurchmesser
M_{Qk}	232,76 kNm	Mindestbewehrung
Beton:	C 25/30	
Bewehrung:	BST550	
Querschnittsbreite:	30 cm	
reine Biegung eines Rechteckquerschnittes	$k_c = 0,4$	
Balkenhöhe: 70 cm	$k = 0,72$	
Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit	2,6 N/mm ²	

²⁵⁶ Abbildung entnommen aus: ÖNORM B 1992-1-1, S. 9

²⁵⁷ Abbildung entnommen aus: ÖNORM B 1992-1-1, S. 10

²⁵⁸ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 287

Der Eurocode 2 empfiehlt für die Berechnung der Beschränkung der Rissbreiten die quasi-ständige Einwirkungskombination zu verwenden. Der Kombinationsbeiwert $\psi_{2,i}$ wird dem Anhang A des Eurocodes 1990²⁵⁹ entnommen:

$$M_{qp} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} = 52,90 + 0,3 \times 232,76 = 122,73 \text{ kNm}$$

Um die Bewehrung vor Korrosion zu schützen, ist nach EC 2 eine Rissbreitenbeschränkung von $w_{max} = 0,3$ mm vorzusehen. Um die Formel zur Berechnung des Grenzdurchmessers verwenden zu können, muss noch die Spannung der Bewehrung berechnet werden. Da aus dem Beispiel 6.1.1.1 der Bewehrungsgehalt sowie auch die Verhältniszahl ζ bekannt sind, errechnet sich die Spannung wie folgt:

$$\sigma_s = \frac{M_{qp}}{\zeta \times d \times A_s} = \frac{12273 \text{ kNcm}}{0,880 \times 64 \times 15,71} = \frac{13,87 \text{ kN}}{\text{cm}^2} = 138,70 \text{ N/mm}^2.$$

Aus Tabelle 15 ergibt sich somit für $w_k = 0,3$ mm und ein rechnerischer Grenzdurchmesser der Stäbe von 41 mm. Für d_1 wurde im vorherigen Beispiel bereits 40 mm errechnet. Damit sind alle Werte bekannt, um den erforderlichen Grenzdurchmesser zu berechnen:

$$\phi_s = 41 \times \frac{138,70 \times 15,71}{4 \times 4 \times 30 \times 2,6} = 71,58 \text{ mm} > 41 \times \frac{2,6}{2,9} = 36,76 \text{ mm}$$

In diesem Beispiel ist ersichtlich, dass der Grenzdurchmesser von 71,58 mm unter keinen Umständen erreicht werden kann und daher die Rissbreitenbegrenzung kein Problem darstellt.

Die Berechnung der Mindestbewehrung zur Sicherstellung einer Rissbreitenbegrenzung wird, wie bereits oben erläutert, folgendermaßen berechnet:

$$A_{s,min} = \frac{k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 \times 0,72 \times 2,6 \text{ MN/m}^2 \times 1050 \text{ cm}^2}{138,70 \text{ MN/m}^2} = 5,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

²⁵⁹ Vgl.: ÖNORM EN 1990, S. 41

Bei separater Betrachtung der Rissbreitenberechnung würden für gewähltes Beispiel 5,67 cm² pro Meter ausreichen, um Sicherheit hinsichtlich der Rissbreitenbeschränkung zu gewährleisten.

7.1.2 Begrenzung der Verformungen nach EC 2^{260 261 262}

Die Verformungen eines Bauteiles sind so zu begrenzen, dass weder das Wohlbefinden der Nutzer noch die ordnungsgemäße Funktion beeinträchtigt werden. Um dies zu vermeiden, gibt die Norm einen maximalen Durchhang für Balken, Platten oder Kragarmen mit 1 / 250 der Stützweite an. Um den Durchhang zu minimieren, ist es erlaubt, eine Schalungserhöhung von maximal 1 / 250 der Stützweite vorzunehmen. Probleme können sich auch bei angeschlossenen Bauteilen wie etwa Trennwänden, Glasfassaden oder Abwasserrohren ergeben.

Sind angrenzende Bauteile von der Durchbiegung des betrachteten Bauteiles betroffen, so ist eine Begrenzung auf 1 / 500 der Stützweite vorzunehmen. Hierbei ist es möglich, eigene Grenzwerte, je nach Empfindsamkeit des angrenzenden Bauteiles, zu definieren. Dabei ist anzumerken, dass es einen Unterschied zwischen Durchhang und Durchbiegung gibt. Der Durchhang, als eine vertikale Bauteilverformung, ist die Differenz zur Verbindungslinie der Unterstützungspunkte. Die Durchbiegung wird hingegen als Gesamtverformung, bestehend aus Überhöhung und Durchhang, bezeichnet²⁶³ (siehe Abbildung 32):

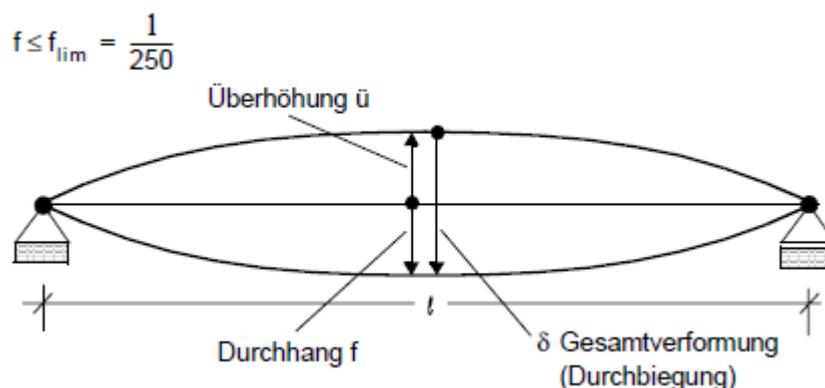


Abbildung 32: Definition der Verformung²⁶⁴

²⁶⁰ Vgl.: Sparowitz, Lutz: Vorlesungsskriptum aus Betonbau, S. 82ff

²⁶¹ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 139ff

²⁶² Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 308ff

²⁶³ Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 1, S. 222

²⁶⁴ Abbildung entnommen aus: Sparowitz, Lutz: Vorlesungsskriptum aus Betonbau, S. 82

Der Nachweis der Begrenzung der Verformung darf laut EN 1992-1-1 entweder ohne direkte Berechnung oder mit direkter Berechnung erfolgen. Da die Einwirkungen der Verformungen großen Streuungen unterliegen, wird in der Regel auf vereinfachte Nachweise zurückgegriffen. Bei Einhaltung der Begrenzung der Biegeschlankheit werden im Regelfall die in der Norm geforderten Werte eingehalten.

Bauteile, für die andere Grenzwerte als jene in der Norm gelten, bzw. Bauteile, die das Kriterium des Verhältnisses Stützweite zu Nutzhöhe nicht erfüllen, sind genaueren Berechnungen zu unterziehen. Neben dem Verhältnis der Biegesteifigkeit des Betons in Zustand I und Zustand II fließen in die Berechnung zudem ein belastungsabhängiger und ein zeitabhängiger Beiwert, ein.

Da die Einflussparameter während der Projektierungsphase nie völlig bekannt sind, und diese, wie bereits erwähnt, auch noch großen Streuungen unterliegen, behilft man sich meist mit Näherungsformeln. Nachfolgende Formel setzt dennoch eine konstante Biegesteifigkeit voraus:

$$f = \eta_s \times \frac{M_{max} \times l^2}{E \times I} \quad (7.5)$$

Der Beiwert η_s definiert in dieser Formel die Art der Belastung. So wird für η_s bei Einfeldträgern mit einer Gleichlast 5 / 48 eingesetzt und für eine mittig angreifende Einzellast 1 / 12. Für die Verformungsberechnung wird die „quasi-ständige“ Einwirkungskombination verwendet. Eine weitere Möglichkeit, die Durchbiegung zu berechnen, ist mithilfe der „virtuellen Arbeit“ gegeben.²⁶⁵

7.1.2.1 Entstehung von Verformungen^{266 267 268}

Verformungen können grundsätzlich nur verringert, aber niemals ganz ausgeschlossen, werden. Einfluss auf die Art und die Größe der Verformung haben neben den Materialeigenschaften und der Bauteilgeometrie auch noch zeitabhängige Größen. Die wichtigsten Materialeigenschaften sind in diesem Zusammenhang der Elastizitätsmodul des Betons und die verwendete Stahlsorte. Unter die Bauteilgeometrie fallen neben der Stützweite und der Querschnittsabmes-

²⁶⁵ Vgl.: Kofler, Michaela: Vorlesungsskriptum Baustatik 1, Bauplanung und Bauwirtschaft FH-Joanneum, Graz Sommersemester 2007, S. 4/1ff

²⁶⁶ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 43

²⁶⁷ Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 1, S. 222

²⁶⁸ Vgl.: Sparowitz, Lutz: Vorlesungsskriptum aus Betonbau, S. 82

sung auch noch die Lagerbedingungen. Kriechen und Schwinden stellen die zeitabhängigen Größen dar. Sie haben erheblichen Einfluss auf das Verformungsverhalten des Bauteiles und können durch längere Ausschalzeiten bzw. durch die Nachbehandlung des jungen Betons positiv beeinflusst werden.

7.1.2.2 Berechnungsbeispiel^{269 270}

Für das Berechnungsbeispiel wird wieder das Standard-Beispiel aus 6.1.1.1 verwendet. Da nicht anzunehmen ist, dass hier eine genaue Berechnung erforderlich ist, wird der Nachweis der Begrenzung mit der Verformung ohne direkte Berechnung begonnen.

Gegeben:		Gesucht:
Einfeldträger mit einem Auflagerabstand von:	9,2 m	Begrenzung der Verformung
Querschnittsbreite:	30 cm	
Querschnittshöhe:	70 cm	
Beton:	C 25/30	
Mittlerer E-Modul in N/mm ²	31.000	
Bewehrungsstahl:	BSt 550	
Träger im Gebäudeinneren		

Für den Nachweis ohne direkte Berechnung wurden in der ÖNORM EN 1992-1-1 zwei Formeln hergeleitet, die vom Verhältnis zwischen dem Zugbewehrungsgrad in Feldmitte und dem Referenzbewehrungsgrad abhängig sind. Nachfolgende Formel gilt für $\rho \leq \rho_0$. Nachfolgende Gleichung berücksichtigt keine Überhöhungen.

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \times \sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \times \sqrt{f_{ck}} \times \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad (7.6)$$

Das Verhältnis Stützweite l zu Nutzhöhe d stellt hier den Grenzwert der Biegeschlankheit dar. Der Beiwert K ist der Tabelle 16 zu entnehmen und er berücksichtigt das statische System. Des Weiteren ist zwischen Beton mit hoher bzw. mit geringer Beanspruchung zu unterscheiden.

²⁶⁹ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 139-141

²⁷⁰ Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 1, S. 225-228

Tabelle 16: Grundwerte der Biegeschlankheit von Stahlbetonbauteilen ohne Normalkraft²⁷¹

Statisches System	Faktor	Beton hoch beansprucht	Beton gering beansprucht
	K	$\rho = 1,5 \%$	$\rho = 0,5 \%$
	–	–	–
frei drehbar gelagerter Einfeldträger; gelenkig gelagerte einachsig oder zweiachsig gespannte Platte	1,25	18	25
Endfeld eines Durchlaufträgers oder einer einachsig gespannten durchlaufenden Platte; Endfeld einer zweiachsig gespannten Platte, die kontinuierlich über die längere Auflagerseite durchläuft	1,60	23	32
Mittelfeld eines Balkens oder einer einachsig oder zweiachsig gespannten Platte	1,75	25	35
Platte, die ohne Unterzüge auf Stützen gelagert ist (Flachdecke) (auf Grundlage der größeren Spannweite)	1,50	21	30
Kragträger	0,50	7	10
ANMERKUNG 1 Die angegebenen Werte befinden sich in der Regel auf der sicheren Seite, und genauere rechnerische Nachweise führen häufig zu dünneren Bauteilen.			
ANMERKUNG 2 Für zweiachsig gespannte Platten ist in der Regel der Nachweis auf Grundlage der kürzeren Stützweite durchzuführen. Bei Flachdecken ist in der Regel die größere Stützweite zugrunde zu legen.			
ANMERKUNG 3 Die für Flachdecken angegebenen Grenzen sind weniger streng als der zulässige Durchhang von 1/250 der Stützweite. Erfahrungsgemäß ist dies ausreichend.			

Zunächst werden die einzelnen Parameter dieser Gleichung berechnet.

$$\frac{l}{d} = \frac{920\text{cm}}{64\text{cm}} = 14,38$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{15,71\text{cm}^2}{64\text{cm} \times 100\text{cm}} = 0,25\%$$

$$\rho_0 = f_{ck}^{0,5} \times 10^{-3} = 25^{0,5} \times 10^{-3} = 0,50\%$$

Damit ist die Formel 7.6 für die Berechnung heranzuziehen, da $\rho = 0,25 \% < \rho_0 = 0,50 \%$ ist. Zumal es sich dabei um einen frei drehbar gelagerten Einfeldträger handelt, der nur gering Beansprucht wird, wird für den Beiwert $K = 1,25$ gewählt. Somit ergibt sich folgende Gleichung:

$$14,38 < 1,25 \left[11 + 1,5 \times \sqrt{25} \times \frac{0,0050}{0,0025} + 3,2 \times \sqrt{25} \times \left(\frac{0,0050}{0,0025} - 1 \right)^{3/2} \right] = 52,50$$

²⁷¹ Abbildung entnommen aus: ÖNORM B 1992-1-1, S. 11

Da die Biegeschlankheit deutlich unter dem geforderten Grenzwert liegt, ist keine genauere Berechnung notwendig. Der Balken erfüllt die Anforderung hinsichtlich der Verformung.

Es sei hier jedoch angemerkt, dass die Biegeschlankheit bei geringer bewehrten Bauteilen sehr große Werte von $l/d > 100$ annehmen kann. Leider gibt es in diesem Zusammenhang weder im Eurocode 2 noch im nationalen Anwendungsdokument Begrenzungen nach oben. Sehr wohl berücksichtigt wird dieser Umstand im deutschen Anwendungsdokument. Hier wird ein oberer Grenzwert von $l/d \leq K \times 35$ bzw. bei Vorhandensein von empfindlichen Ausbauelementen $l/d \leq K^2 \times 150/l$ definiert.²⁷²

7.2 ACI 318-11^{273 274}

Die Gebrauchstauglichkeit verursacht Auswirkungen, welche die vorgesehene Funktion des Bauteiles negativ beeinflusst. Diese Auswirkungen sind meist Rissbildung, übermäßige Durchbiegung und Vibrationen. Bei normalen Bauwerken muss die Rissbildung vor allem wegen dem Erscheinungsbild auf ein verträgliches Maß reduziert werden. Bauwerke, die einem erhöhten Korrosionsrisiko ausgesetzt sind oder solche die Wasserdichtheit gewährleisten sollen, müssen ebenfalls spezielle Anforderungen erfüllen. Die Rissbildung ist nie zur Gänze vorhersehbar und Rissbreiten können nicht exakt bestimmt werden. Aus diesem Grund sind auch keine analytischen Methoden im ACI zu finden, mit denen man Rissbreiten berechnen könnte.

Deformationen in Bauwerken müssen dahingehend beherrscht werden, damit starke Durchbiegungen vermieden werden, welche das Erscheinungsbild und die Effizienz des Tragwerkes beeinträchtigen. Im ACI 318-11 sind zur Vermeidung von Durchbiegungen zwei Empfehlungen zu finden. Wenn keine genaueren Durchbiegungsberechnungen vorgenommen werden, sollen die sogenannten „Als ausreichend erachtete Festlegungen (Deemed-to-satisfy)“ herangezogen werden. Dies sind Festlegungen minimaler Dicken für nicht vorgespannte Stahl-

²⁷² Vgl.: Fingerloos, Frank: Der Eurocode 2 für Deutschland – Erläuterungen und Hintergründe Teil 3 / Begrenzung der Spannungen, Rissbreiten und Verformungen. In: Beton- und Stahlbetonbau Jahrgang 105, S. S.494

²⁷³ Vgl.: Williams, Alan: Civil & Structural Engineering, S. 36-37

²⁷⁴ Vgl.: ACI 318-11, S. 126ff

betonträger und einachsig gespannte Decken. Tabelle 17 gibt einen Überblick über die geforderten Spannweiten / Dickeverhältnisse.

Tabelle 17: Minimale Bauteildicken für Stahlbetonträger und einachsig gespannten Decken²⁷⁵

Bauteil	minimale Bauteildicke bzw. -höhe			
	Einfeldträger	Zweifeldträger	Durchlaufträger	Kragträger
	Bauteile dürfen durch ihre Durchbiegung keinen Einfluss auf andere Tragwerke ausüben.			
Einachsig gespannte Decken (Vollbeton)	$l / 20$	$l / 24$	$l / 28$	$l / 10$
Stahlbetonträger oder einachsig gespannte Rippendecken	$l / 16$	$l / 18,5$	$l / 21$	$l / 8$
Anmerkungen: Die angegebenen Werte sollen nur für Bauteile angewendet werden, die aus Normalbeton und Bewehrungsstahl der Klasse 60 hergestellt wurden. Für alle andern Fälle sollen Richtwerte wie folgt ermittelt werden: a) Für Leichtbeton mit gleichbleibender Dichte, w_c , im Bereich von 90 bis 115 lb/ft ³ , sollen die Werte mit $(1,65 - 0,005w_c)$ multipliziert werden. Der Multiplikator soll jedoch 1,09 nicht unterschreiten. b) Für Bewehrungsstähle, die von $f_y = 60.000$ psi abweichen, sollen die Werte mit $(0,4 + f_y / 100.000)$ multipliziert werden.				

Eine andere Möglichkeit, um das Einhalten von maximalen Durchbiegungen zu ermitteln, ist eine Berechnung dieser. Dabei wird ein Berechnungsablauf vorgegeben, dessen Ergebnis mit den maximal erlaubten Durchbiegungen verglichen wird. Tabelle 18 zeigt einen Ausschnitt aus der ACI Tabelle 9.5(b) mit den maximal erlaubten Durchbiegungen.

Tabelle 18: Maximal erlaubte Durchbiegungen²⁷⁶

Bauteil	Berücksichtigte Durchbiegung	Maximale Durchbiegung
Flachdächer die an tragende Bauteile angeschlossen sind, welche durch große Durchbiegungen beschädigt werden könnten.	Sofortige Durchbiegung durch Nutzlasten L	$l / 180^*$
Decken die an tragende Bauteile angeschlossen sind, welche durch große Durchbiegungen beschädigt werden könnten.	Sofortige Durchbiegung durch Nutzlasten L	$l / 360$
Dach- oder Deckenkonstruktionen mit	Der Teil der Gesamt-	$l / 480^{**}$

²⁷⁵ Vgl.: Tabelle: ACI 318-11, S. 126

²⁷⁶ Vgl.: Tabelle: ACI 318-11: S. 129

Anschluss an nichttragende Bauteile, welche durch große Durchbiegungen beschädigt werden könnten.	durchbiegung der nach Anbringen von Nichttragenden Bauteilen entsteht. (Die Summe aller Langzeitdurchbiegungen aus allen dauerhaften Lasten und die sofortige Durchbiegung aus allen anderen Lasten.) [*]	
Dach- oder Deckenkonstruktionen mit Anschluss an nichttragende Bauteile, welche durch große Durchbiegungen nicht beschädigt werden können.		$l / 240^{***}$
<p>* Die Begrenzung vermeidet nicht Pfützenbildung. [*] Langzeitdurchbiegungen sollen nach 9.5.2.5 oder 9.5.4.3 berechnet werden. ^{**} Der Grenzwert kann überschritten werden, wenn ausreichend genaue Messungen bestätigen, dass angrenzende Bauteile nicht beschädigt werden. ^{***} Überhöhungen sind hier erlaubt.</p>		

Übermäßige Vibrationen sind zwar gemäß ACI zu vermeiden, jedoch wird in der Norm nicht explizit darauf eingegangen. Die Berechnungen zur Ermittlung von Durchbiegung und Rissbildung werden mit den tatsächlichen Lasten ohne Sicherheitsbeiwerte (service load) durchgeführt.

7.2.1 Begrenzung der Rissbreiten nach ACI 318-11^{277 278 279}

Risse bei durch Biegung beanspruchten Stahlbetonträgern sind nie ganz zu vermeiden. Vielmehr wird die Zugbewehrung erst nach der Rissbildung voll ausgenutzt. Trotzdem versucht man, die Rissbreiten zu beschränken. Der ACI merkt an, dass viele kleine Risse weniger großen Rissen unbedingt vorzuziehen sind. Die Rissbreiten und die damit verbundene Gefahr der Bewehrungskorrosion nehmen zu, wenn die Spannung in der Bewehrung steigt, die Betondeckung zunimmt oder sich der Bereich zwischen den einzelnen Bewehrungsstäben vergrößert.

Besonders wichtig ist die Rissbreitenkontrolle bei Bewehrungsstählen mit einer Streckgrenze von mehr als $f_y = 40.000$ psi. Ausführliche Laborversuche haben gezeigt, dass Rissbreiten, verursacht durch charakteristische Lasten (service loads), proportional zur Stahlspannung ansteigen. Empirische Versuche zur Ermittlung von Rissbreiten in Trägern hat folgende Formel hervorgebracht:

²⁷⁷ Vgl.: ACI 318-11, S. 141ff

²⁷⁸ Vgl.: Williams, Alan: Civil & Structural Engineering, S. 79-80

²⁷⁹ Vgl.: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures. S. 85-87

$$w = 0,000091 \times f_s (d_c A)^{0,33} \quad (7.7)$$

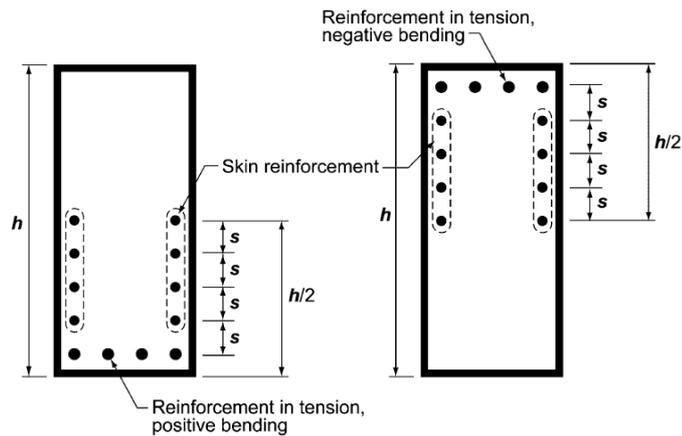
f_s ist die Stahlspannung bei charakteristischen Lasten, d_c ist die Betondeckung, gemessen von der Betonoberfläche bis zu jener Bewehrung die dieser am Nächsten liegt und die effektive Betonfläche A im Zugbereich des Trägers. Da jedoch Rissbreiten in der Praxis einer großen Streuung unterliegen, beschränkt sich der ACI auf Vorgaben, die berücksichtigt werden sollten, um zu große Rissbreiten zu vermeiden.

Die signifikanten Variablen zur Rissbreitenbeschränkung (hinsichtlich der Detailierung von Bewehrungsstahl) liegen in der Dicke, der Betondeckung bzw. im Abstand der Bewehrungsstäbe. Da die minimale Betondeckung durch die Norm vorgegeben wird, bleibt noch die Begrenzung des Abstandes der Zugbewehrung untereinander. Die empirisch ermittelte Formel 7.8 ist für jene Bewehrungslage, die der Zugzonenoberfläche am nächsten ist, gültig.

$$s = 15 \left(\frac{40.000}{f_s} \right) - 2,5c_c \leq \frac{12 \times 40.000}{f_s} \quad (7.8)$$

Mit s wird der Achsabstand der Zugbewehrung ermittelt. Die Betondeckung cc (clear cover) wird von der Betonoberfläche bis zur äußeren Oberfläche – der der Oberfläche am nächsten liegenden Bewehrung – gemessen. Die Spannung im Bewehrungsstahl, die sich bei der Belastung durch charakteristische Lasten ergibt, wird laut ACI mit $f_s \approx 2f_y / 3$ berechnet.

Bei Stahlbetonträgern die die Höhe (h) von 36 Inch übersteigen, ist nach ACI 318-11 eine zusätzliche Bewehrung an den vertikalen Seiten des Trägers vorzusehen. Diese seitliche Bewehrung wird über die halbe Höhe des Trägers angebracht und muss denselben Abstand einhalten (wie mittels Formel 7.8 ermittelt). Die Norm empfiehlt Rundstäbe der Größe # 3 (3/8 in. = 10 mm) bis # 5 (5/8 in. = 16 mm) zu verwenden.

Abbildung 33: Seitliche Bewehrung für Träger mit $h > 36$ in.²⁸⁰

7.2.1.1 Berechnungsbeispiel^{281 282}

Die Biegebemessung aus Kapitel 6.2.1.1 dient hier zur Berechnung des maximalen Achsabstandes der Zugbewehrung.

Gegeben:		Gesucht:
Querschnittshöhe:	27,00 in.	Achsabstand der Zugbewehrung
Querschnittsbreite:	11,81 in.	
Beton:	4000 psi	
Bewehrungsstahl:	75000 psi	
Zugbewehrung:	4#7 = 2,40 in. ²	
Träger im Gebäudeinneren		

Der maximal erlaubte Achsabstand ergibt sich wie folgt:

$$f_s = \frac{2f_y}{3} = 2 \times \frac{75.000}{3} = 50.000 \text{ psi}$$

$$s = 15 \left(\frac{40.000}{f_s} \right) - 2,5c_c \leq \frac{12 \times 40.000}{f_s} = 15 \left(\frac{40.000}{50.000} \right) - 2,5 \times 2,0 \leq \frac{12 \times 40.000}{50.000}$$

$$s = 7,0 \text{ in.} < 9,6 \text{ in.}$$

Dabei wird von einer minimalen Betondeckung, empfohlen durch den ACI, von 1,5 in. + 0,5 in. für den Bügel ausgegangen. Der maximale Achsabstand beträgt

²⁸⁰ Abbildung entommen aus: ACI 318-11, S. 143

²⁸¹ Vgl.: Williams, Alan: Civil & Structural Engineering, S. 80-81

²⁸² Vgl.: ACI 318-11, S. 142

demnach 7 in. (17,78 cm). Wie in Kapitel 8.2.1.1 näher erläutert, wird dieser Achsabstand durch andere Erfordernisse auf jeden Fall unterschritten.

7.2.2 Begrenzung der Verformungen nach ACI 318-11^{283 284 285}

Der ACI 318-11 vereinfacht die komplexe Berechnung von Durchbiegungen, indem das betreffende Bauteil in ungerissene und gerissene Bereiche unterteilt wird. Es wird hier von einem effektiven Flächenträgheitsmoment (I_e) ausgegangen, dass zwischen dem eigentlichen Flächenträgheitsmoment (I_g) und einem Flächenträgheitsmoment (I_{cr}), dass sich im Bereich der Risse befindet, liegt.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad (7.9)$$

In Formel 7.9 ist M_{cr} das Rissmoment und M_a das maximale Moment aus charakteristischen Lasten. Zur Berechnung des effektiven Flächenträgheitsmomentes (I_e) werden nachfolgend die einzelnen Terme erläutert. Die Gleichung 7.10 ergibt das Flächenträgheitsmoment (I_g) eines rechteckigen Querschnittes.

$$I_g = \frac{bh^3}{12} \quad (7.10)$$

Mit der Formel 7.11 lässt sich das Rissmoment berechnen. Abbildung 34 beschreibt die Lage des Rissmomentes. Die in dieser Darstellung angegebenen Bereiche, „Cracked section“ und „Uncracked section“, werden in der heimischen Literatur mit Zustand I und Zustand II gekennzeichnet.²⁸⁶

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (7.11)$$

Der Bruchmodul ermittelt sich mittels der Formel:

$$f_r = 7,5\sqrt{f'_c} \quad (7.12)$$

²⁸³ Vgl.: ACI 318-11, S. 126ff

²⁸⁴ Vgl.: Williams, Alan: Civil & Structural Engineering, S. 81-86

²⁸⁵ Vgl.: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures. S. 179ff

²⁸⁶ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 309

Die Distanz zwischen der Schwerlinie des Querschnittes und dem Randbereich der Zugzone wird als y_t bezeichnet und folgendermaßen errechnet:

$$y_t = \frac{h}{2} \quad (7.13)$$

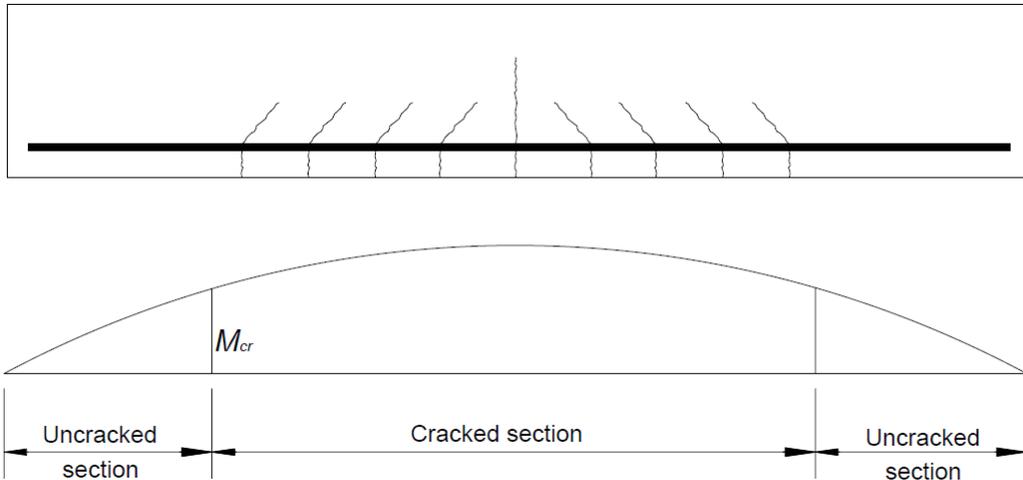


Abbildung 34: Abgrenzung der Bereiche bei Einfeldträgern²⁸⁷

Das Flächenträgheitsmoment im Bereich der Rissbildung berechnet sich nach Gleichung 7.14 mit

$$I_{cr} = bd^3 \left[\frac{k^3}{3} + n\rho(1-k)^2 \right] = C_r bd^3. \quad (7.14)$$

Der Faktor n ist das Verhältnis zwischen dem Elastizitätsmodul des Betons und jenem des Stahles und ergibt sich mit $n = E_s / E_c$. Der Beiwert k wird aus der Formel $A_s = \rho bd$ abgeleitet und kann mittels der Gleichung

$$k = \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho \quad (7.15)$$

berechnet werden. Meist bedient man sich jedoch Tabellenwerten, die zu einem Wert $n\rho$, die Werte k und C_r führen.

7.2.2.1 Berechnungsbeispiel

Als Beispiel dienen die gleichen Angaben wie in Kapitel 7.1.2.2. Es werden lediglich die Festigkeitswerte des Betons und des Stahles angepasst, um Tabellenwerte verwenden zu können. Zwar würde es nach ACI ausreichen, wenn die er-

²⁸⁷ Vgl.: Abbildung: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures. S. 180

forderlichen Dicken nachgewiesen würden, jedoch soll hier der gesamte Berechnungsablauf dargestellt werden.

Gegeben:		Gesucht:
Auflagerabstand:	920 cm (30,18 ft)	Begrenzung der Durchbiegung
Querschnittshöhe:	70 cm (27 in.)	
Querschnittsbreite:	30 cm (11,81 in.)	
Beton:	4000 psi	
Bewehrungsstahl:	75000 psi	
Ständige Einwirkungen g_k 0,3375 kip/ft (Eigengewicht 5,25 kN/m)		
Veränderliche Einwirkungen q_k 1,507 kip/ft (Nutzlast 22 kN/m)		
Ausführung mit vertikaler Bügeln 90 Grad		

1. Zunächst wird der E-Modul des Betons errechnet, wobei für die Wichte des Betons $w_c = 150 \text{ lb/ft}^3$ angenommen wird.

$$E_c = 33(w_c^3 f_c')^{0,5} = 33(150^3 \times 4000)^{0,5} = 3.834,25 \text{ kips per square in.}$$

Der Elastizitätsmodul des Stahles wird laut ACI mit $E_s = 29.000 \text{ kips/in.}^2$ angegeben. Das Verhältnis zwischen den beiden E-Modulen ergibt sich demnach wie folgt:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29.000}{3.834,25} = 7,56$$

Als nächstes wird das Bewehrungsverhältnis berechnet und im Anschluss das Produkt der beiden Verhältniszahlen.

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{2,40}{11,81 \times 23,98} = 0,00847$$

$$n\rho = 0,064 \rightarrow k = 0,3 \rightarrow C_r = 0,041$$

2. Da nun alle Eingangsparameter bekannt sind, kann das Flächenträgheitsmoment im Bereich von Rissen ermittelt werden.

$$I_{cr} = bd^3 \left[\frac{k^3}{3} + n\rho(1-k)^2 \right] = 6.572,77 \text{ in.}^4$$

Die Berechnung mithilfe des Tabellenwertes C_r ergibt einen nur geringfügig geringeren Wert von $6.652,57 \text{ in.}^4$.

Das Flächenträgheitsmoment des Rechteckquerschnittes des übrigen Bereiches errechnet sich mit der bekannten Formel aus der Festigkeitslehre:

$$I_g = \frac{b_w h^3}{12} = \frac{11,81 \times 27^3}{12} = 19.371,35 \text{ in.}^4$$

3. Durch Berechnung des Bruchmodules f_r kann im Anschluss das Rissmoment M_{cr} ermittelt werden:

$$f_r = 7,5\sqrt{f'_c} = 7,5\sqrt{4000} = 474,34 \text{ pounds per square inch}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{474,34 \times 19.371,35}{13,5 \times 12000} = 56,72 \text{ kip} - \text{ft}$$

4. Aus den gesamten ständigen und veränderlichen Lasten ergibt sich das maximale Moment wie folgt:

$$M_a = \frac{(g_k + q_k)l^2}{8} = \frac{(0,3375 + 1,507) \times 30,18^2}{8} = 210 \text{ kip} - \text{ft}$$

5. Da nun beide Momente bekannt sind, kann das effektive Flächenträgheitsmoment I_e errechnet werden.

$$\begin{aligned} I_e &= \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \\ &= \left(\frac{56,72}{210}\right)^3 \times 19.371,35 + \left[1 - \left(\frac{56,72}{210}\right)^3\right] \times 6.652,57 \\ &= 6.903,18 \text{ in.}^4 \end{aligned}$$

6. Der ACI 318-11 gibt keine näheren Hinweise zur weiteren Berechnung der tatsächlichen Durchbiegung. Es gibt jedoch Verweise auf den ACI 435 „Control of Deflection in Concrete Structures“²⁸⁸. Darin findet sich die auch in Österreich gebräuchliche Formel:

$$\delta_T = \frac{5wl^4}{384EI} \quad (7.16)$$

²⁸⁸ Vgl.: American Concrete Institute: ACI 435R-95 Control of Deflection in Concrete Structures. Michigan: ACI Committee 435 2000

Die Kurzzeitdurchbiegung, produziert von den ständigen und den veränderlichen Lasten, ergibt sich aus:

$$\delta_T = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5 \times \frac{(337,5 + 1.507)}{12^{289}} \times (30,18 \times 12)^4}{384 \times 3,834 \times 10^6 \times 6.903,18} = 1,30 \text{ in.}$$

Für dieses Beispiel wird angenommen, dass die Nutzlasten zu 30 % ständig wirken. Daher ergibt sich ein neues Moment, ein neues effektives Flächenträgheitsmoment und eine zusätzliche Durchbiegung:

$$M_{a,2} = \frac{(g_k + 0,3 \times q_k)l^2}{8} = \frac{(0,3375 + 0,3 \times 1,507) \times 30,18^2}{8} = 89,90 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$I_{e,2} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} = 9.846,87 \text{ in.}$$

$$\delta_s = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5 \times \frac{(337,5 + 0,3 \times 1.507)}{12} \times (30,18 \times 12)^4}{384 \times 3,834 \times 10^6 \times 9.846,87} = 0,39 \text{ in}$$

Der Multiplikator für Langzeitdurchbiegungen ergibt sich mit der Gleichung 4.15 aus Kapitel 4.2.1.4.

$$\lambda = \frac{\xi}{(1 + 50r\rho')} = \frac{2}{(1 + 50 \times 0)} = 2$$

Da von einer dauerhaften Belastungen von mehr als 5 Jahren ausgegangen wird, beträgt der zeitabhängige Faktor $\xi = 2,0$. Der Wert ρ' ist Null, da keine Druckbewehrung vorhanden ist. Die endgültige Durchbiegung beträgt damit:

$$\delta_F = \delta_T + \lambda\delta_s = 1,30 + 2 \times 0,39 = 2,08 \text{ in.}$$

Die zulässige Durchbiegung ist für nichtempfindliche Bauteile laut ACI $l / 240 = 362,20 / 240 = 1,51 \text{ in.}$ und wird damit von gezeigtem Balken überschritten. Laut ACI 318-11 Kapitel 9.5 (Tabelle 9.5) kann eine Ver-

²⁸⁹ Durch die Division von 12 wird die Einheit kip/ft in Inch umgewandelt.

formungsberechnung, bei Berücksichtigung der minimalen Dicken, entfallen. Die nach ACI-Tabelle 9.58(a) geforderte Dicke bzw. Balkenhöhe hat $l / 16 = 362,20 / 16 = 22,64$ in. zu betragen. Dies ist bei dargestelltem Balken mit 27 in. gegeben, jedoch ergab eine genauere Betrachtung eine unerlaubt hohe Langzeitdurchbiegung von 2,08 in.

8 Bewehrungs- und Konstruktionsregeln

Um die Forderungen aus den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit einhalten zu können, muss die errechnete Bewehrung richtig angebracht werden. Beide Normen liefern hierzu Vorgaben bezüglich Bewehrungsregeln und Konstruktionsregeln. Dieses abschließende Kapitel beschäftigt sich mit den wichtigsten jener Regeln.

8.1 Eurocode 2

Nachfolgend werden die wichtigsten Prinzipien und Anwendungsregeln für die Konzeption von Stahlbetonbauteilen aufgezeigt.

8.1.1 Allgemeine Bewehrungsregeln²⁹⁰

Der Eurocode 2 definiert in Kapitel 8 die allgemeinen Bewehrungsregeln. Darin wird eingangs erwähnt, dass diese Regeln nicht für dynamische Belastungen, zum Beispiel aus seismischen Einwirkungen oder Anpralllasten, gelten. Der Geltungsbereich erstreckt sich auf den herkömmlichen Hochbau ebenso wie auf den Brückenbau.

8.1.1.1 Stababstände^{291 292}

Grundsätzlich ist gefordert, dass der Beton einwandfrei eingebracht werden kann, um so eine in sich geschlossene Verbindung zu gewährleisten. Als Anforderung für den lichten Abstand wird das Maximum von

$$\text{mind. Stababstand } e = \begin{cases} k_1 * \text{Stabdurchmesser} \\ d_g + k_2 \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (8.1)$$

gefordert. Laut dem nationalen Anwendungsdokument ist für k_1 der Wert 1,4 anzunehmen. Für k_2 gibt es die Unterscheidung zwischen einer einlagigen Bewehrung, wobei kein Abstand k_2 definiert ist, und einer mehrlagigen Bewehrung mit 10 mm.

²⁹⁰ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 144

²⁹¹ Vgl.: Ebda, S. 144

²⁹² Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 72-73

Sollte es erforderlich sein, Bewehrungsstäbe zu bündeln, so ist für die Ermittlung des lichten Abstandes ein Vergleichsdurchmesser heranzuziehen. Dies ist erlaubt, wenn maximal zwei Bewehrungsstäbe neben- bzw. übereinander platziert werden. Die maximale Anzahl an Stäben pro Bewehrungsbündel ist mit drei begrenzt. Eine Ausnahme bilden lotrechte Stäbe unter Druck und Stäbe im Bereich von Übergreifungsstößen. Hier beträgt die maximale Anzahl vier Bewehrungsstäbe.

$$\varnothing_n = \varnothing * \sqrt{n_b} \quad (8.2)$$

Berechnungsbeispiel

Als Beispiel wird das Berechnungsergebnis aus Kapitel 6.1.1.1 verwendet. Der berechnete Träger befindet sich im Gebäudeinneren, mit einer Bügelbewehrung von 10 mm Durchmesser und einer Stabbewehrung mit 20 mm. Des Weiteren wird ein Beton mit einem Größtkorn d_g von 16 mm angenommen.

$$\text{mind. Stababstand } e = \begin{cases} k_1 * \text{Stabdurchmesser} \\ d_g + k_2 \\ 20 \text{ mm} \end{cases} = \begin{cases} 1,4 * 20 = 28 \text{ mm} \\ 16 \text{ mm} + 0 \text{ mm} = 16 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (8.3)$$

Der Lichte Abstand e beträgt demnach 28 mm und die minimale Balkenbreite ergibt sich mit: $b = 2 * c_{nom} + 2 * \text{Bügel} + 5 * \text{Längsbewehrung} + 4 * e = 2 * 2 \text{ cm} + 2 * 1 \text{ cm} + 5 * 2 \text{ cm} + 4 * 2,8 \text{ cm} = 27,2 \text{ cm}$.

8.1.1.2 Biegeanforderungen^{293 294}

Die Gesamtbewehrung besteht nicht nur aus Längseisen. Zum Beispiel wird für die Armierung eines Trägers ein Bewehrungskorb geflochten. Dieser besteht in der Regel aus der Längsbewehrung und den Bügeln. Diese Bügel, die neben konstruktiven Aufgaben auch Zugkräfte aus der Querkraft aufnehmen müssen, werden durch Biegemaschinen gebogen. Durch die Veränderung der Richtung der Zugkraft entstehen sogenannte Umlenkkräfte:

„Krümmungen von Bewehrungen sind durch die Biegefähigkeit des Betonstahls und ggf. durch die vom Beton aufnehmbaren Umlenkpressungen begrenzt.“²⁹⁵

²⁹³ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 80-84

²⁹⁴ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 144-145

²⁹⁵ Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis nach Eurocode 2 / Band 2, Berlin, Beuth, 2011⁴, S. 101

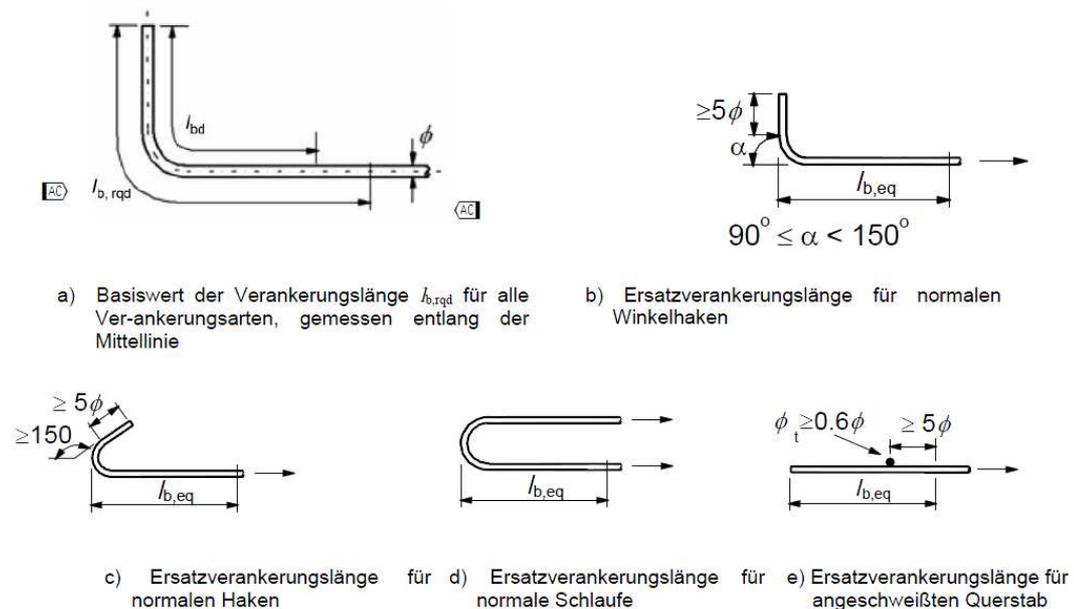
Um Schäden an der Bewehrung und am umliegenden Beton durch Leibungspressungen zu vermeiden, gibt der EN 1992-1-1 die erforderlichen Biegerollendurchmesser an.

Tabelle 19: Mindest-Biegerollendurchmesser²⁹⁶

Stabdurchmesser	Mindestwert der Biegerollendurchmesser für Haken, Winkelhaken, Schlaufen
$\varnothing \leq 16 \text{ mm}$	$4 \varnothing$
$\varnothing > 16 \text{ mm}$	$7 \varnothing$

8.1.1.3 Verankerungslänge^{297 298 299}

Die Verankerung der Bewehrung muss so gewählt werden, dass die Kräfte aus der Zugbewehrung sicher in den Beton übertragen werden können. Neben der Verankerung eines geraden Stabes zeigt der Eurocode 2 in nachfolgender Abbildung weitere Möglichkeiten der Bewehrungsverankerung.

Abbildung 35: Verschiedene Verankerungsmöglichkeiten³⁰⁰

Da die Verbundtragfähigkeit essenziell für das Funktionieren eines Stahlbetonelements ist, wird im Eurocode 2 auf diesen Punkt ausführlich eingegangen. Um

²⁹⁶ Vgl.: Tabelle: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 145

²⁹⁷ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 146-149

²⁹⁸ Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 2, S. 103-105

²⁹⁹ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 84-86

³⁰⁰ Abbildung entnommen aus: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 146

einen ausreichenden Verbund gewährleisten zu können, wird zunächst die Verbundfestigkeit ermittelt.

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} \quad (8.4)$$

Die Verbundfestigkeit f_{bd} ist der Mittelwert der Verbundspannung τ_b . Diese entsteht durch die Zugkraft F_s , die in der Modelldarstellung (Abb. 37) versucht, die Bewehrung vom Betonverbund zu trennen.

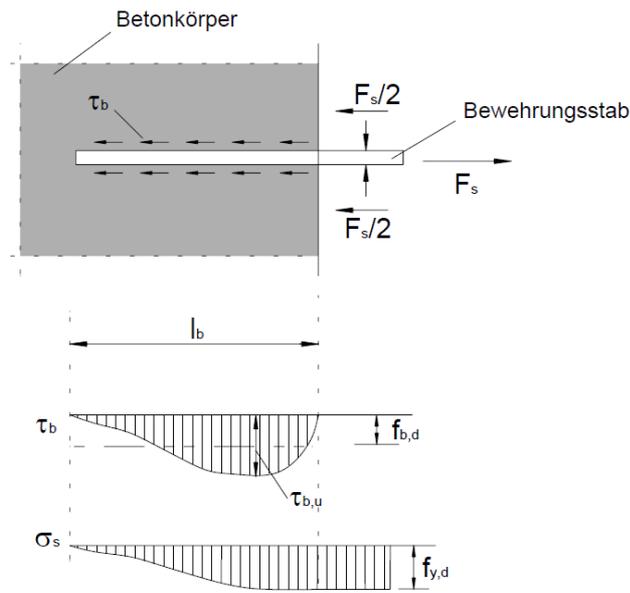


Abbildung 36: Verbund von Bewehrungsstäben³⁰¹

Einflussfaktoren auf obige Formel haben neben der Betongüte auch die Verbundbedingungen (η_1) und der Betonstahldurchmesser (η_2). Tabelle 20 stellt die Verbundspannung f_{bd} für Rippenstähle für Stabdurchmesser ≤ 32 mm anhand von unterschiedlichen Betongüten dar.

Tabelle 20: Bemessungswert der Verbundspannung f_{bd} ³⁰²

charakteristische Werte der Betondruckfestigkeit f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
guter Verbund [N/mm ²]	1,6	2,0	2,3	2,7	3,0	3,4	3,7	4,0	4,3
mäßiger Verbund [N/mm ²]	70% der Werte des guten Verbundes								

Darauf aufbauend kann der Grundwert der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$ ermittelt werden. Hier wird davon ausgegangen, dass die Einleitung der Verbundspannung

³⁰¹ Abbildung entnommen aus: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 85

³⁰² Vgl.: Tabelle: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 2, S. 103

über den Umfang der Verankerungslänge erfolgt, die Kraftaufnahme jedoch über die Fläche bestimmt wird:

$$F_s = A_{bd} * f_{bd} \quad (8.5)$$

mit

$$A_{bd} = \pi * d_s * l_b \quad (8.6)$$

und

$$F_s = \frac{\pi * d_s}{4} * \sigma_s \quad (8.7)$$

ergibt sich

$$l_{b,rqd} = \frac{d_s}{4} * \frac{\sigma_s}{f_{bd}} \quad (8.8)$$

Durch die Berücksichtigung der Abminderungsfaktoren $\alpha_1 - \alpha_5$ ergibt sich der Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} nach der Gleichung

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} \geq l_{b,min}. \quad (8.9)$$

Die Faktoren $\alpha_1 - \alpha_5$ berücksichtigen neben der Biegeform, der Betondeckung, dem Querdruck auch noch eine Unterscheidung zwischen angeschweißter und nicht angeschweißter Querbewehrung. In den meisten Fällen kann die Verankerungslänge als Ersatzverankerungslänge mit $l_{b,eq} = 0,7 * l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$ berechnet werden. Als Mindestverankerungslänge $l_{b,min}$ definiert der Eurocode 2 das Maximum aus folgenden Anforderungen:³⁰³

Zugbewehrung:

$$l_{b,min} = \begin{cases} 0,3 * l_{b,rqd} \\ 10 * \emptyset \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (8.10)$$

Druckbewehrung:

$$l_{b,min} = \begin{cases} 0,6 * l_{b,rqd} \\ 10 * \emptyset \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (8.11)$$

³⁰³ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 2: Bemessungstabellen. Wien: Manz 2009⁵, S. 13-15

Diese Mindestmaße für die Verankerungslänge sind notwendig, um nicht erfasste Einwirkungen, wie jene durch das Kriechen oder auch Bewehrungsungenauigkeiten, abzudecken.

Berechnungsbeispiel³⁰⁴

Das nachfolgende Beispiel soll die Berechnung der Verankerungslänge veranschaulichen.

Gegeben:		Gesucht:
Zugkraft	250 kN	Bemessungswert der
Berechnung ohne Querkrafteinfluss		Verankerungslänge
Beton:	C 25/30	
Bewehrungsstahl:	BSt 550	
Verbund	gut	
Verankerung mit geraden Stabenden		

1. Berechnung der erforderlichen Bewehrung:

$$A_{s,erf} = \frac{F_{sd}}{f_{yd}} = \frac{250 \text{ kN}}{47,8 \text{ kN/cm}^2} = 5,23 \text{ cm}^2$$

Gewählt werden hier 3 Bewehrungsstäbe, Durchmesser 16mm, mit einer Gesamtquerschnittsfläche von 6,03 cm².

2. Verbundfestigkeit:

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,2 = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

Die beiden Beiwerte werden mit jeweils 1,0 angenommen, da es sich um eine gute Verbundbedingung handelt und das gewählte Bewehrungsstahl einen Durchmesser von kleiner 32 mm aufweist. Der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit f_{ctd} hängt mit der verwendeten Betongüte zusammen.

3. Grundwert der Verankerungslänge:

³⁰⁴ Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 2, S. 108

$$l_{b,rqd} = \frac{d_s}{4} * \frac{\sigma_s}{f_{bd}} = \frac{16}{4} * \frac{47,8}{2,7} = 70,8 \text{ cm}$$

4. Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

Folgende Beiwerte ergeben sich:

Form der Stäbe: $\alpha_1 = 1,0$ (gerader Stab)

Betondeckung: $\alpha_2 = 1 - 0,15 * \frac{(c_d - \emptyset)}{\emptyset} = 1 - 0,15 * \frac{(20-16)}{16} = 0,9625$

Der Beiwert c_d errechnet sich aus dem Minimum der geringsten Betondeckung bzw. aus der Hälfte des lichten Bewehrungsabstandes:

$$c_d = \min. \begin{cases} \frac{a}{2} \\ c_1 \\ c \end{cases} = \begin{cases} 22 \\ 20 \\ 20 \end{cases} \text{ mm}$$

In oben genanntem Beispiel ist die Hauptbewehrung nicht mit der Querbewehrung verschweißt. Zur Erläuterung der untenstehenden Formel sei erwähnt, dass der Beiwert K die Lage der Querbewehrung berücksichtigt und λ das Verhältnis zwischen Quer- und Hauptbewehrung angibt:

$$\alpha_3 = 1 - K\lambda = 1 - 0,05 * 0,167 = 0,9916$$

$$\lambda = \frac{(\sum A_{st} - \sum A_{st,min})}{A_s} = \frac{(2,52 - 1,51)}{6,03} = 0,167$$

Damit ergibt sich der Bemessungswert der Verankerungslänge mit:

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * l_{b,rqd} = 1,0 * 0,96 * 0,99 * 70,8 = 67,3 \text{ cm}$$

Da die Mindestverankerungslänge überschritten wird, beträgt die erforderliche Verankerungslänge 67,3 cm.

Zugbewehrung:
$$l_{b,min} = \begin{cases} 0,3 * l_{b,rqd} \\ 10 * \emptyset \\ 100 \text{ mm} \end{cases} = \begin{cases} 0,3 * 70,8 = 21,24 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Verankerung von Bügeln und Querkraftbewehrung³⁰⁵

Abbildung 37 zeigt Möglichkeiten für die Verankerung der Querkraftbewehrung. Die Bügelenden sind generell als Haken oder Winkelhaken zu gestalten. Eine Verschweißung mit der Längsbewehrung ist nur zulässig, wenn die seitliche Betondeckung mindestens 50 mm oder den dreifachen Durchmesser der Bügel beträgt.

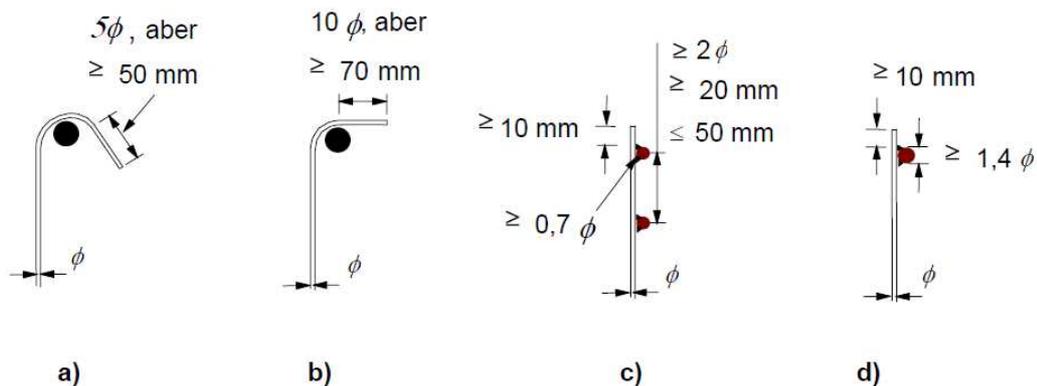


Abbildung 37: Verankerung von Bügeln und Querkraftbewehrung³⁰⁶

8.1.1.4 Verbindungsstöße^{307 308}

Bewehrungsstöße sind nicht immer zu vermeiden. Als Beispiele sind das gewählte Herstellungsverfahren, die Bauwerkslänge oder das Einfügen von Bauwerksabschnittsfugen erwähnt. Laut EN 1992-1-1 kann die Übertragung von Kräften durch einfaches Stoßen der Bewehrungen, durch Schweißen oder auch mit Hilfe von mechanischen Verbindungen erfolgen. Im Folgenden ist die gängigste Ausführung von Stößen, die Übergreifungsstöße, näher beschrieben.

Die Forderung der Norm, dass die Kraftübertragung zwischen den Stäben sicherzustellen ist, erfolgt bei den Übergreifungsstößen durch den Beton. Es wird die Kraft des einen Stabes an den Beton abgegeben. Der weiterführende Stab nimmt diese Kraft von dem ihm umgebenden Beton auf. Aus diesem Grund ist die Einhaltung eines genormten lichten Abstandes von Bedeutung.

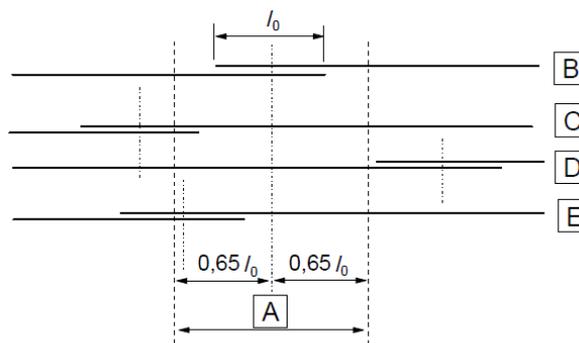
Dieser lichte Abstand zwischen zwei Stäben hat den maximalen Betrag von 50 mm oder den 4-fachen Durchmesser der Bewehrung. Sollte dies nicht einhaltbar sein, so wird die Stoßlänge l_0 um jenen Differenzbetrag, der größer als die

³⁰⁵ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 151

³⁰⁶ Abbildung entnommen aus: Ebda, S. 151

³⁰⁷ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 93ff

³⁰⁸ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 153

Abbildung 39: Prozentsatz der gestoßenen Stäbe³¹³

Die Minimallänge des Übergreifungsstoßes wird wie folgt ermittelt:

$$l_{0,min} \geq \max \begin{cases} 0,3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} \\ 15\emptyset \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad (8.13)$$

8.1.2 Allgemeine Konstruktionsregeln

Regeln und Anforderungen aus dem Kapitel 9 (Konstruktionsregeln) betreffen vorwiegend den Stahlbeton-Hochbau. Um die Übersichtlichkeit zu wahren und eine Vergleichbarkeit mit dem ACI herstellen zu können, werden im Folgenden die Bewehrungsregeln für einen Balken beschrieben.

8.1.2.1 Mindest- und Höchstbewehrung^{314 315 316}

Eine Mindestbewehrung ist aus zweierlei Gründen erforderlich. Um dem Duktilitätskriterium Rechnung zu tragen, ist einerseits ein Mindestmaß an Bewehrung vorzusehen. Diese Maßnahme soll einen Sprödbruch vermeiden. Andererseits verweist der Eurocode 2 auf das Kapitel der Begrenzung der Rissbreiten. Die Mindestbewehrung hat die Aufgabe, jene Zugkräfte die im Moment der Rissbildung entstehen, aufzunehmen. Für die Mindestbewehrung von Balken bei Biegebeanspruchung empfiehlt der Eurocode die Formel

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d \quad (8.14)$$

³¹³ Abbildung entnommen aus: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 154

³¹⁴ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 131 und S. 166

³¹⁵ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 251

³¹⁶ Vgl.: Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis Band 2, S. 241

zu verwenden. Diese Berechnungsformel enthält neben dem Querschnitt der Zugzone im Zustand I, der mittleren Zugfestigkeit des Betons auch das Verhältnis des Hebelarms im ungerissenen und im gerissenen Zustand. Des Weiteren ist auch die verwendete Stahlsorte berücksichtigt. Die Höchstbewehrung wird auf 4 % des Querschnittes beschränkt. Dieser Wert darf im Bereich von Stößen naturgemäß verdoppelt werden:

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c \quad (8.15)$$

8.1.2.2 Querkraftbewehrung^{317 318 319}

Die Querkraftbewehrung hat die Aufgabe, Schubkräfte aufzunehmen. Um dies zu bewerkstelligen, ist es notwendig, die Bewehrung in einem Winkel von 45 Grad bis 90 Grad zur Bauteilachse anzubringen. Zusammen mit dem Beton, der die Druckkräfte übernimmt, und der Zugbewehrung, bildet sich ein Tragsystem, das einem Fachwerk ähnelt.

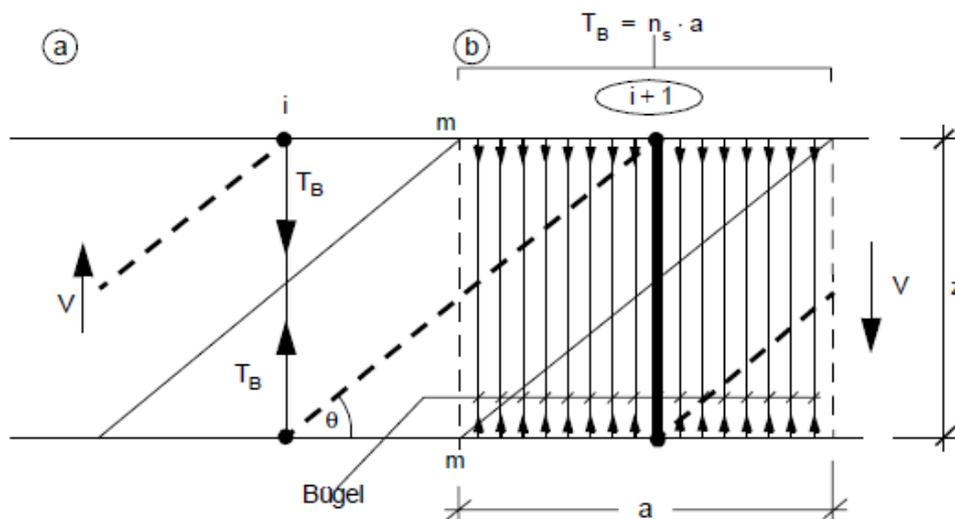


Abbildung 40: Querkraftbewehrung mit vertikalen Bügeln³²⁰

Neben Bügeln, welche die Zugbewehrung und die Druckzone berücksichtigen, darf die Querbewehrung zusätzlich aus aufgebogenen Stäben und einer Zulage, in Form von Körben, Leitern, usw. bestehen. Zusätzlich sind an der Innenseite der Bügelecken sogenannte Splintstäbe anzuordnen. In der Zugzone übernimmt dies in der Regel die Längsbewehrung. Ist keine Druckbewehrung vorhanden, so sind die Krümmungen mit konstruktiven Montageeisen zu versehen.

³¹⁷ Vgl.: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 187 und S. 203

³¹⁸ Vgl.: ÖNORM EN 1992-1-1, S. 169

³¹⁹ Vgl.: Ebda, S. 12

³²⁰ Abbildung entnommen aus: Sparowitz, Lutz: Vorlesungsskriptum Betonbau, S. 298

Bügel, die wirksam zu verankern sind, müssen nach EN 1992-1-1 mindestens einen Anteil von 50 % an der gesamten Querkraftbewehrung aufnehmen. Der Querkraftbewehrungsgrad ergibt sich aus der Gleichung

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \times \sin \alpha} \quad (8.16)$$

Um ein schlagartiges Versagen zu vermeiden ist es notwendig eine Mindestbewehrung vorzusehen. Der Bewehrungsgrad der eine Sprödbruchsicherheit gewährleisten soll, errechnet sich durch folgende Formel:

$$\rho_{w,min} = 0,15 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \quad (8.17)$$

Wie aus oben genannter Gleichung ersichtlich ist, ändert sich der minimale Bewehrungsgrad nur durch die gewählte Betongüte. Der in Österreich verwendete Betonstahl ist in der Regel ein BSt 550.

Tabelle 22: Mindestbewehrungsgrad³²¹

	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ctm} in N/mm ²	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$\rho_{w,min}$ in %	0,069	0,082	0,091	0,100	0,109	0,120	0,129

Daraus resultiert die vorzusehende Mindestbewehrung, die mit

$$a_{sw,min} = \rho_{w,min} \times b_w \times \sin \alpha, \quad (8.18)$$

berechnet wird. Der Winkel α wird im Normalfall mit 90° angenommen.

8.2 ACI 318-11³²²

Nachfolgend werden die wichtigsten Anforderungen an die Bewehrungs- und Konstruktionsregeln erläutert.

³²¹ Vgl.: Tabelle: Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1, S. 203

³²² Vgl.: ACI 318-11, S. 89ff und 209ff

8.2.1 Allgemeine Bewehrungsregeln

Mit den speziellen Anforderungen an die Bewehrung – infolge seismischer Belastungen – beschäftigt sich Kapitel 21 des ACI eingehend. Diese Anforderungen werden in dieser Arbeit nicht näher beschrieben.

8.2.1.1 Stababstände

Der minimale lichte Abstand zwischen den Bewehrungsstäben hat laut ACI 318 1 in. nicht zu unterschreiten. Diese Forderung gilt auch für Stäbe die übereinander angeordnet werden. Ist der Stabdurchmesser d_b größer als 1 in., so ist dieser als Abstand heranzuziehen. Der lichte Abstand zwischen den Bewehrungsstäben wird mitunter auch für die Wahl der Größe des Grobzuschlagsstoffes verwendet. Es wird darauf hingewiesen, dass das Größtkorn $\frac{3}{4}$ des Stabstahlabstandes nicht überschreiten darf.³²³

Eine Ausnahme dieser Regel gibt es bei Stabbündeln. Diese Bewehrungsbündel, bestehend aus maximal vier Stäben, sollen fest miteinander verbunden werden, um sie vertikal und horizontal in Position zu halten. Um den Anforderungen an die Rissbeschränkung gerecht zu werden, sollten keine Bündel mit Stählen größer als die Nr. 11 gebildet werden. Zur Abstandermittlung der Bündel untereinander wird der Gesamtdurchmesser des Bündels herangezogen.

8.2.1.2 Biegeanforderungen

Der primäre Grund für die Beschränkung von Biegedurchmessern liegt in der Vermeidung von Beschädigungen der Bewehrung und des Betons innerhalb des Biegeradius. Die Standardbiegungen des Bewehrungsstahles werden als Innendurchmesser angegeben, da diese leichter zu messen sind.

Tabelle 23: Biegedurchmesser³²⁴

Bewehrungsstahl	minimaler Innendurchmesser
No.3 bis No.8	$6d_b$
No.9, No.10 und No.11	$8d_b$
No.14 und No.18	$10d_b$

³²³ Vgl.: ACI 318-11, S. 44

³²⁴ Vgl.: Tabelle: ACI 318-11, S. 90

8.2.1.3 Verankerungslänge^{325 326}

Als „development length“ (l_{dh}) wird die Verankerungslänge im ACI bezeichnet. Hierbei wird jene Länge berechnet, die notwendig ist, um auftretende Kräfte durch die Verbundspannung in den Beton zu übertragen. Sollte l_{dh} nicht eingehalten werden, so muss mit Rissen im Beton bis hin zum Ausziehen der Bewehrung gerechnet werden. Zur Ermittlung der Verankerungslänge unter Zug empfiehlt der ACI die Verwendung der Gleichung:

$$l_d = \frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b \quad (8.19)$$

Die ψ -Beiwerte befassen sich vorwiegend mit dem verwendeten Stahl. Der Wert λ steht für Leicht- oder Normalbeton. Für gerade unbeschichtete Bewehrungsstäbe der Klasse 75 in Normalbeton ($f'_c = 4000$ psi), der Größe No. 7 oder größer, wird folgende Formel herangezogen:

$$l_d = \frac{3}{40} \times \frac{75.000 \times 1 \times 1}{1 \times \sqrt{4000}} \times d_b \approx 89d_b > 12 \text{ in.} \quad (8.20)$$

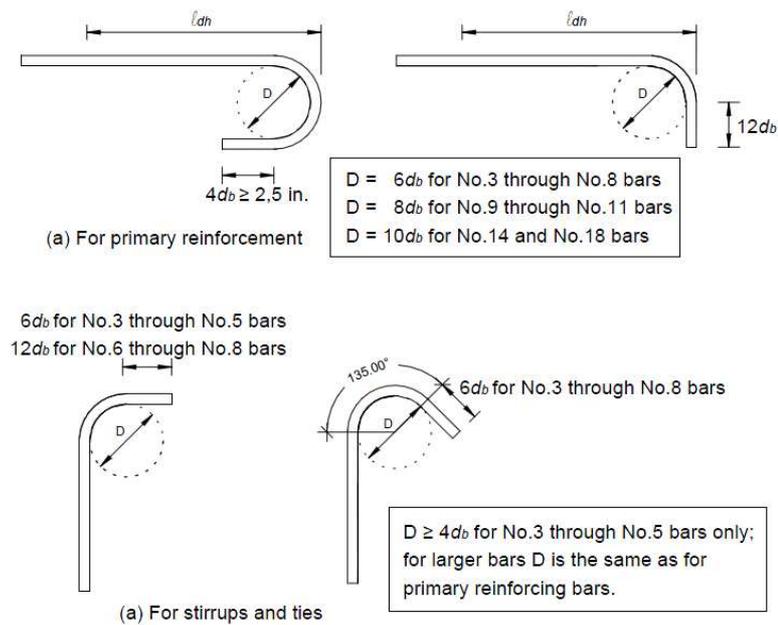
Bei Bewehrungsstäben No. 7 (0,875 in. = 22 mm) ergibt dies eine Verankerungslänge von $l_{dh} = 89 \times 0,875 = 77,88 \text{ in. (196 cm)}$. Für Zugbewehrungen mit umgebogenen Enden ist nachstehende Gleichung zu verwenden.

$$l_{dh} = \left(\frac{0,02 \psi_t \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \geq \min\{8d_b; 6 \text{ in.}\} \quad (8.21)$$

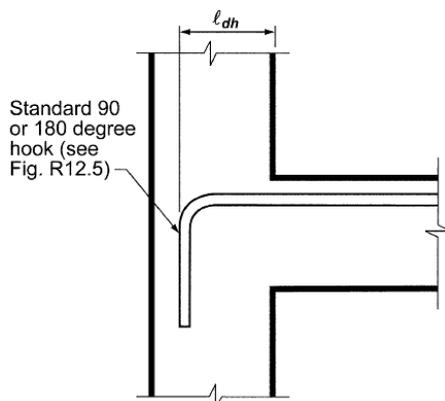
Für den Beiwert ψ_e ist bei beschichteten Stählen 1,2 und bei normalen Baustählen 1,0 zu verwenden. Für Leichtbeton ist $\lambda = 0,75$ und für Normalbeton beträgt $\lambda = 1,00$. Abbildung 41 stellt die Forderungen der Norm grafisch dar und fasst die Ergebnisse zusammen.

³²⁵ Vgl.: Nilson, Arthur / u.a.: Design of Concrete Structures. S. 169ff

³²⁶ Vgl.: ACI 318-11, S. 210ff

Abbildung 41: Standard Haken nach ACI 318-11³²⁷

Bei Einfeldträgern muss zumindest ein Drittel jener Bewehrung, die sich aus dem positiven Moment ergibt, im Auflager verankert werden. Bei einem negativen Moment, wie es sich bei Kragträgern der Fall ist, sollte die Bewehrung mittels 90- bzw. 180-Grad-Haken oder durch mechanische Verankerung fixiert werden (siehe Abbildung 42). Bei Durchlaufträgern sollte mindestens ein Drittel der Bewehrung eine Verankerungslänge aufweisen, die entweder d , $12d_b$ oder $l_n^{328} / 16$ über den Wendepunkt (point of inflection) hinausreicht (maßgebend ist der größere Teil).

Abbildung 42: Verankerung eines Kragträgers in eine Stütze³²⁹

³²⁷ Vgl.: Abbildung: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures. S. 197

³²⁸ Als l_n wird hier die Spannweite, gemessen von Auflager bis Auflager bezeichnet.

³²⁹ Abbildung entnommen aus: ACI 318-11, S. 227

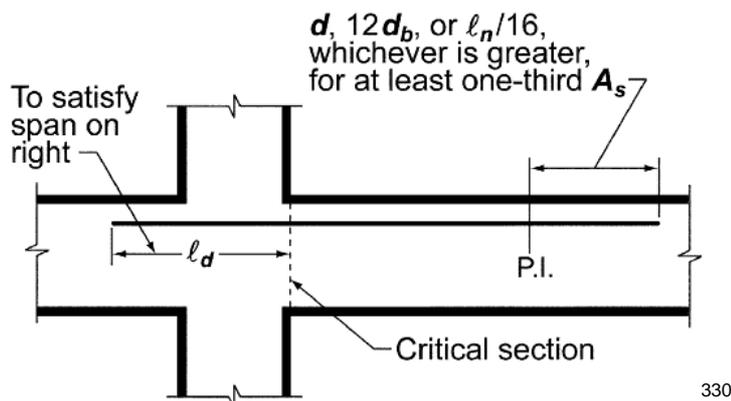


Abbildung 43: Ausführung der Bewehrung bei einem negativen Moment

8.2.1.4 Verbindungsstöße³³¹

Zu Beginn des Kapitels „Splices of reinforcement – General“ wird erwähnt, dass Stöße nur dann vorgenommen werden sollen, wenn dies unbedingt notwendig ist bzw. wenn es durch einen Vertrag oder durch einen autorisierten Fachmann erlaubt wird. Der ACI empfiehlt Zugbewehrungen möglichst außerhalb der größten Beanspruchungen zu stoßen. Es gilt weiter, dass Bewehrungsstabmuffen nur bis Stäbe der Größe No. 11 (36 mm) verwendet werden dürfen.

Dafür sind mechanische Verpressungen und geschweißte Verbindungen uneingeschränkt gültig. Einzige Anforderung an diese Art der Verbindung ist die Anhebung der Streckgrenze auf $1,25f_y$ im Verbindungsbereich. Sollten Armierungseisen ohne direkten Kontakt miteinander gestoßen werden, so ist ein maximaler Abstand von 6 in. oder einem Fünftel der erforderlichen Übergreifungslänge einzuhalten.

Die minimale Übergreifungslänge der Bewehrungsstäbe beträgt:

Klasse A Verbindungsstoß	$1,0l_d$
Klasse B Verbindungsstoß	$1,3l_d$

Meistens kommen Klasse-B-Verbindungsstöße zur Anwendung. Als Klasse A werden Stöße definiert, die über die gesamte Länge des Stoßes mindestens die doppelte Menge der durch die Berechnung geforderten Bewehrung enthält. Des

³³⁰ Abbildung entnommen aus: Ebda, S. 227

³³¹ Vgl.: Ebda, S. 230ff

Weiteren darf nur die Hälfte (oder weniger) der gesamten Bewehrung innerhalb der Übergreifungslänge gestoßen sein.

8.2.2 Allgemeine Konstruktionsregeln

Abschließend werden die minimalen Anforderungen an die Bewehrungen von Stahlbetonträgern, die durch ein Moment und eine Querkraft beansprucht werden, erläutert.

8.2.2.1 Mindest- und Höchstbewehrung

Es muss gewährleistet sein, dass in jedem Bereich des Biegebalkens eine Minimalbewehrung vorhanden ist. Dies gilt sowohl für Bereiche mit positiven als auch negativen Momenten. Der minimale Bewehrungsgehalt kann aus der ACI-Formel 10-3 Kapitel 10.5.1,

$$A_{s,min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} bwd \geq \frac{200}{f_y} bd \quad (8.22)$$

abgeleitet werden. Es ergibt sich demnach für den Bewehrungsgehalt ρ ³³² Folgendes:

$$\rho_{min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} \geq \frac{200}{f_y} \quad (8.23)$$

Die maximale Bewehrung betreffend, gibt es im ACI keine speziellen Vorgaben. Im Hinblick auf einen ausgeglichen Dehnungszustand kann jedoch die Formel 6.18 herangezogen werden:

$$\rho_b = \frac{0,85f'_c}{f_y} \beta_1 \frac{87.000}{87.000 + f_y}$$

Als ρ_b wird der Prozentsatz des Stahles im Querschnitt bezeichnet, der notwendig ist, um für einen ausgeglichenen Dehnungszustand zu sorgen. Als maximalen Bewehrungsgehalt gibt der ACI den Wert $0,75\rho_b$ an und es finden sich hinweise in der Literatur³³³, dass dieses Maximum aus wirtschaftlicher Sicht nochmals auf 50 % reduziert werden sollte.

³³² Vgl.: ACI 318-11, S. 140

³³³ Vgl. Hawileh, Rami: Comparison between ACI 318-05 and Eurocode 2. S. 719

8.2.2.2 Querkraftbewehrung

Als Querkraftbewehrung dienen meist U-förmige Bügel der Dimension # 3 oder # 4 da diese Dimensionen leichter zu biegen sind. Sie umschließen die Zugbewehrung und werden in der Druckzone mittels Haken an einer Sekundärbewehrung verankert.³³⁴ Die Streckgrenze des Betonstahles, der für Bügel verwendet wird, ist mit 60.000 psi begrenzt. Durch diese limitierte Festigkeit lassen sich Risse besser kontrollieren als mit Baustählen höherer Festigkeit. Der minimale Winkel für die Bügelbewehrung beträgt 45 Grad.

Für normale Stahlbetonbiegeträger wird eine minimale Querkraftbewehrung $A_{v,min}$ gefordert, wenn der Design-Wert der einwirkenden Querkraft V_u den halben Design-Wert des Querkraftbetonwiderstandes V_c übersteigt. Da dies bei normalen Stahlbetonträgern fast immer der Fall ist, errechnet sich die mindestens erforderliche Querkraftbewehrung mit der Gleichung:

$$A_{v,min} = 0,75 \sqrt{f_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (8.24)$$

Der Beiwert s ist der Achsabstand der erforderlichen Bügel und f_{yt} ist die Streckgrenze der Querkraftbewehrung.

³³⁴ Vgl.: Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures. S. 216

Conclusio

Die vorliegende Diplomarbeit befasste sich mit der Fragestellung: „Worin unterscheiden sich die einzelnen Kapitel und inwieweit gibt es Gemeinsamkeiten zwischen den beiden verglichenen Normen?“ Neben den notwendigen Grundlagen wurden die Gemeinsamkeiten und die Unterschiede der beiden Normen herausgearbeitet. In der Schlussbetrachtung werden die wichtigsten Punkte hervorgehoben.

Die Normen (Eurocode, ACI) gründen ihr Sicherheitskonzept auf der Zuverlässigkeitstheorie und dem Einhalten von Grenzzuständen. Der Eurocode 2 wie auch der ACI 318-11 unterteilt die Einwirkungen auf ein Tragwerk in ständig und in veränderlich wirkende Lasten. Um eine entsprechende Sicherheit zu erhalten, werden im EC 2 veränderlich wirkende Lasten mit einem Teilsicherheitsfaktor von 1,50 und ständig wirkende Lasten (wie das Eigengewicht) mit 1,35 multipliziert. Die Grundkombination im ACI verlangt für veränderliche Lasten (live load) einen Multiplikator von 1,60 und für ständig wirkende Lasten (dead load) 1,20.

Daraus folgt, dass die US-Norm für jene Lasten, die relativ genau berechnet werden können, einen geringeren Multiplikator wählt, während die Nutzlasten mit einem höheren Faktor beaufschlagt werden. Je mehr ständige Lasten wirken, desto konservativer fällt das Ergebnis vonseiten des Eurocodes aus. Sind 40 % der einwirkenden Lasten als ständige Lasten deklariert, so ist das Ergebnis im EC 2 gleich dem des ACI 318-11.

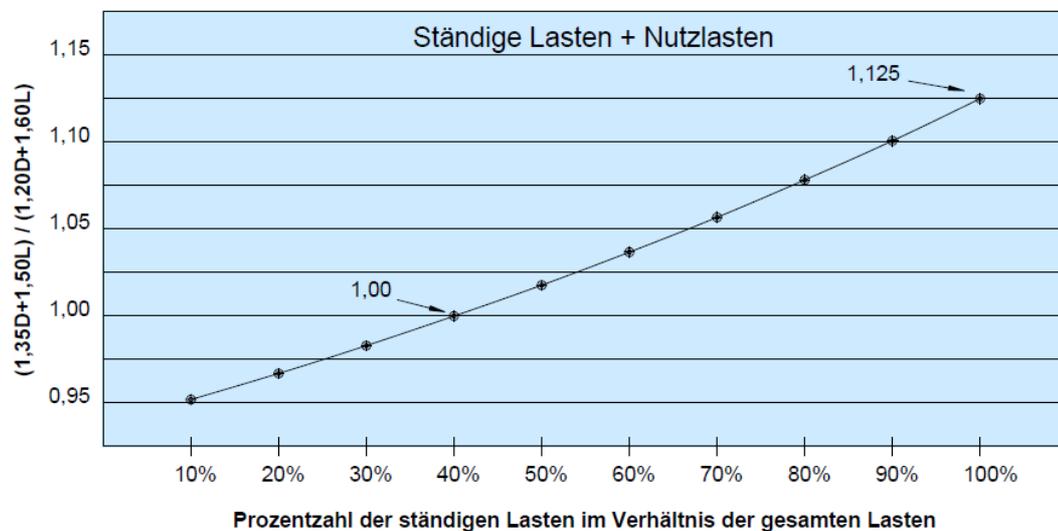


Abbildung 44: Vergleich der Sicherheitsfaktoren im EC 2 und im ACI 318-11

Kombinationsbeiwerte finden nur in den Eurocodes Anwendung. Dabei geht man davon aus, dass nicht alle veränderlichen Einwirkungen zur gleichen Zeit mit vollem Wert auftreten. Aus diesem Grund werden veränderliche Einwirkungen im EC 2 in eine Leiteinwirkung und in weitere veränderliche Einwirkungen unterteilt. Mit Ausnahme der Leiteinwirkung werden alle weiteren veränderlichen Lasten mit einem Kombinationsbeiwert ψ abgemindert. Der ACI bezieht diesen Umstand in seine Grundkombinationen mit ein. Um die maßgebliche Kombination zu erhalten, sind alle möglichen Varianten zu berücksichtigen. Wirkt zum Beispiel eine Verkehrslast und Schnee auf das Tragwerk, so ist nach Formel 3.10 bzw. 3.11 die Verkehrslast mit 1,6 zu multiplizieren und der Schnee auf 50 % abzumindern oder aber der Schnee mit 1,6 zu multiplizieren und die Verkehrslast mit 1,0 anzunehmen.

In Bezug auf den Widerstand hat der Eurocode ebenfalls Teilsicherheitsbeiwerte eingeführt. Die Bemessungsfestigkeit des Betons wird hierbei mit 1,50 und jene des Betonstahles mit 1,15 abgemindert. In Europa wird also der Sicherheitsbeiwert anhand der verwendeten Materialien gewählt. Laut ACI wird, um Ungewissheiten in der Widerstandsfestigkeit abdecken zu können, ein Abminderungsfaktor ϕ gewählt. Dieser Abminderungsfaktor bezieht sich jedoch nicht auf das Material, sondern auf die Art der Beanspruchung. Dabei wird das vom Querschnitt aufnehmbare Moment oder die ertragbare Querkraft verringert.

Da die Einsatzgebiete des Stahlbetons vielfältig sind, müssen auch unterschiedliche Anforderungen aufgezeigt werden. Diese Anforderungen sind im EC 2 und im ACI 318-11 in Expositionsklassen unterteilt. Die Unterschiede in den beiden Normen sind marginal und betreffen vorwiegend geringfügige Abweichungen bei Grenzwerten. Der ACI geht etwas konkreter auf diese Problematik ein, der Eurocode verweist hingegen auf weitere Normen wie die EN 206-1.

Die Höhe der Betondeckung ist im Eurocode von der Expositionsklasse, der Nutzungsdauer und der Festigkeitsklasse abhängig, wobei darauf geachtet werden muss, ob es sich um ein Ortbeton- oder ein Fertigbauteil handelt. Der ACI macht im gleichen Sinne einen Unterschied zwischen Ortbeton und vorgefertigten Bauteilen. Die Exposition spielt ebenso eine Rolle wie der Stahldurchmesser. Je größer der Stahldurchmesser ist, umso höher ist auch die Betondeckung. Generell ist die Betondeckung nach ACI größer als im EC 2. Für einen Ortbetonträger im

Gebäudeinneren gibt der Eurocode 20 mm vor. Der ACI legt für denselben Träger 38,1 mm fest. Befindet sich der Träger im Außenbereich, so sind in Europa 30 mm und in den USA 50,8 mm vorzusehen.

Vergleicht man die Berechnungsmethode der E-Module der jeweiligen Betonfestigkeitsklassen des EC 2 mit der Berechnungsmethode des ACI 318, so stellt sich heraus, dass die Ergebnisse des ACI konservativer ausfallen. Abbildung 45 stellt das Verhältnis der E-Module aus EC 2 und ACI gegenüber. Zur Berechnung sind in beiden Normen Zylinderdruckfestigkeiten notwendig. Um eine Vergleichbarkeit zu schaffen, wurden die Zylinderdruckfestigkeiten nach Euronorm verwendet.

In den Kapiteln 4.1.1.5 bzw. 4.2.1. wurde festgestellt, dass die Stahlbetonnormen bereits bei der Ermittlung des Sekantenmoduls der jeweiligen Spannungs-Dehnungs-Diagramme voneinander abweichen. Der Elastizitätsmodul ist vom Verhältnis Spannung zu Dehnung abhängig. Daher können auch die Berechnungsformeln zur Ermittlung des E-Moduls nicht das gleiche Ergebnis liefern. Der Unterschied der E-Module von Eurocode und ACI ist gerade im unteren Festigkeitsbereich signifikant und zeigt, dass der ACI hier wesentlich konservativer ist.

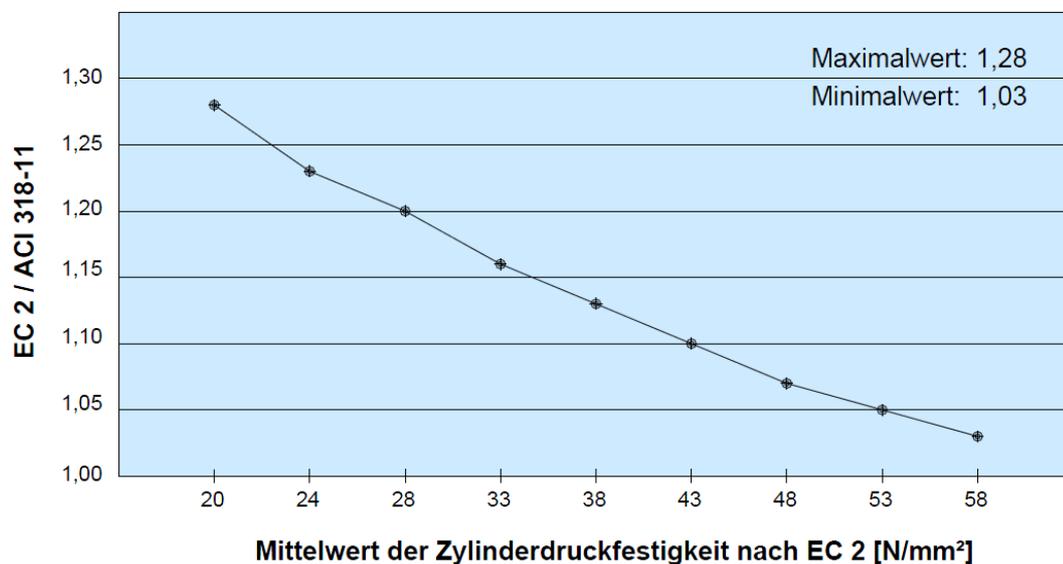


Abbildung 45: Vergleich der E-Module nach EC 2 und ACI 318-11

Bei der Ermittlung der Betonfestigkeit gibt es in beiden Fällen kaum Unterschiede. Beide Normen ermitteln die Festigkeit an Zylinderproben nach 28 Tagen. Einzig erwähnenswerter Unterschied ist die Minimalfestigkeit nach ACI. Sie muss

zumindest 2500 psi (17,24 N/mm²) – gegenüber 12 N/mm² im Eurocode – betragen.

Die Ermittlung des Kriechens im Eurocode beachtet neben der Luftfeuchte und der Betondruckfestigkeit auch das Betonalter bei Erstbelastung. Das Schwinden braucht bei Einhaltung des Abstandes von Fugen im EC 2 nicht berücksichtigt werden. Im ACI werden Kriechen und Schwinden zusammengefasst betrachtet. Es wird ein Multiplikator ermittelt, der die Langzeitauswirkungen berücksichtigt. Die Parameter zur Berechnung dieses Multiplikators sind der Anteil der Druckbewehrung und ein zeitabhängiger Faktor für dauerhafte Belastungen.

Biegeberechnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit stützen sich im Eurocode, wie auch im ACI, auf einen vereinfachten, idealisierten Rechteck-Spannungsblock. Die Berechnung der Stahlzugkraft wird in beiden Normen gleich durchgeführt. Es wird dabei der vorhandene Stahlquerschnitt mit der Streckgrenze des Betonstahles multipliziert.

In der Ermittlung der Betondruckkraft unterscheiden sich die beiden Herangehensweisen. Zur Kalkulation der effektiven Druckzonenhöhe empfiehlt der EC 2 einen konstanten Beiwert von 0,8 zu verwenden. Derselbe Beiwert ist im ACI nur bis zu einer Betonfestigkeit von 4000 psi (27,58 N/mm²) mit 0,85 konstant. Darüber hinaus ist er von der Betonfestigkeit abhängig und nimmt kontinuierlich ab. Die effektive Festigkeit wird laut EC nicht verringert; im ACI hingegen wird er auf 85 % seines Wertes abgemindert. Es ist allerdings anzumerken, dass die beiden Sicherheitskonzepte nicht direkt zu vergleichen sind. Grundlage der effektiven Festigkeit im EC ist der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit während im ACI der charakteristische Wert eingesetzt wird.

Die praxistaugliche Methode der Biegebemessung stützt sich im Eurocode auf die Verwendung von Tabellenwerten. Hierbei wird mit Hilfe eines dimensionslosen Bemessungsmomentes, welches durch die Stahldehnung begrenzt wird, die statische Höhe d und in weiterer Folge der erforderliche Bewehrungsquerschnitt berechnet. Die praxistaugliche Grundlage im ACI bildet die Maximalbewehrung. Für erste Abschätzungen geht man von 60 % der Maximalbewehrung aus. Um einen Bewehrungsquerschnitt zu erhalten, muss zunächst der Resistenzfaktor R ermittelt werden. Dieser wird aus der vorhin genannten Maximalbewehrung und

den Materialfestigkeiten berechnet. Des Weiteren fließt bei der Berechnung der Abminderungsfaktor ϕ mit ein. In den weiteren Schritten ist die statische Höhe d und damit auch der Bewehrungsquerschnitt zu ermitteln.

Im Eurocode ist die Berechnung der erforderlichen Querkraft unter anderem von der verwendeten Stahlsorte, der Balkenbreite, dem Hebelarm der inneren Kräfte, dem Bügelabstand und dem Winkel der Betondruckstrebe abhängig. Dies gilt auch für den ACI, jedoch wird dabei der Querkraftwiderstand als Betonwiderstand und als Stahlwiderstand separat berechnet. Es ändert sich im ACI 318-11 der Abminderungsfaktor von 0,90 bei Biegebeanspruchungen, auf 0,75 bei Querkraftbeanspruchungen. Dieser Abminderungsfaktor wird mit der Summe aus Beton- und Stahlwiderstand multipliziert.

Der Eurocode empfiehlt zur Begrenzung der Rissbreiten, in Abhängigkeit der Stahlspannung, die Bewehrungsdurchmesser zu begrenzen. Der nationale Anhang gibt die Grenzwerte für Stahlbeton mit 0,4 mm für die Expositionsklassen X0 und XC1 sowie mit 0,3 mm für alle anderen Expositionsklassen an. Der ACI gibt zur Rissbreitenbegrenzung einen einzuhaltenden Achsabstand der Bewehrung an. Die Formel zur Berechnung des maximal erlaubten Abstandes wurde empirisch ermittelt und hängt neben der Streckgrenze des Betonstahls auch von der Stahlspannung, verursacht durch charakteristische Lasten und der Betondeckung, ab.

Die Forderung nach einer Begrenzung des Durchhanges ist in beiden Normen ähnlich. Der Eurocode gibt einen maximal zulässigen Durchhang für Balken, Platten und Kragarme mit $1 / 250$ der Stützweite an. Der ACI definiert den Grenzwert für Dach- und Deckenkonstruktionen mit $1 / 240$ der Stützweite. Beide Normen versuchen den komplizierten Rechenaufwand mit Näherungsformeln oder mit einzuhaltenden Grenzquerschnitten zu vereinfachen. Der EC 2 gibt hierzu die Einhaltung der sogenannten Biegeschlankheit an. Der Grenzwert der Biegeschlankheit errechnet sich aus der Stützweite durch die Nutzhöhe. Werden keine genaueren Berechnungen nach ACI vorgenommen, so ist der Grenzwert als Stützweite durch Bauteildicken definiert. Für einen Einfeldträger beträgt dieses Verhältnis $l / 16$.

Alle Berechnungen werden im Eurocode und im ACI in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit ohne Sicherheitsfaktoren für die Einwirkungsseite durchgeführt.

Generell ist zu sagen, dass die Stababstände nach ACI geringer ausfallen als nach der Eurocode-Norm. Im EC 2 wird für den Abstand das Maximum aus drei Anforderungen gewählt. Es wird entweder das 1,4-fache des Stabdurchmessers verwendet oder das Größtkorn addiert mit einem Faktor oder es werden mindestens 20 mm zur Berechnung herangezogen. Zumeist wird hier der 1,4-fache Stabdurchmesser zur Anwendung kommen. Im ACI muss der Mindestabstand 1 Inch (2,54 cm) betragen. Ist der Durchmesser des Bewehrungsstabes größer, so ist dieser als Abstand heranzuziehen. Einfluss auf die Verankerungslänge haben nach EC 2 neben der Verbundspannung, der Stahlspannung, dem Bewehrungsstahldurchmesser noch verschiedene Faktoren, wie etwa die Biegeform, die berücksichtigt werden müssen. Zur Berechnung der Verankerungslänge nach ACI sind vorwiegend die Betonfestigkeit, die Streckgrenze des Bewehrungsstahls und der Stahldurchmesser erforderlich. Als minimale Verankerungslänge definiert der Eurocode entweder 30 % des Grundwertes der Verankerungslänge, den 10-fachen Bewehrungsstahldurchmesser, oder 100 mm. Der ACI gibt eine mindestens einzuhaltende Länge von 12 Inch (30,48 cm) vor.

In beiden Normen sind Mindest- und Höchstbewehrungsgehalte erläutert. Die Höchstbewehrung des Eurocode liegt allgemein bei vier Prozent des Betonquerschnittes. Die Höchstbewehrung laut ACI baut auf einen ausgeglichenen Dehnungszustand auf und hängt zudem von den Materialfestigkeiten ab. Generell kann jedoch gesagt werden, dass die Werte für die Höchstbewehrung nach ACI wesentlich geringer ausfallen als nach Eurocode. Für standardmäßig verwendete Materialien ($f_c' = 4.000 \text{ psi}$; $f_y = 60.000 \text{ psi}$) ergibt sich ein Maximalbewehrungsgrad von 2,14 %.

Der minimal geforderte Bewehrungsanteil ist nach ACI höher als jener nach Eurocode. Abbildung 46 veranschaulicht, dass sich mit höherer Betonfestigkeit, auch die Differenz zwischen Eurocode und ACI vergrößert.

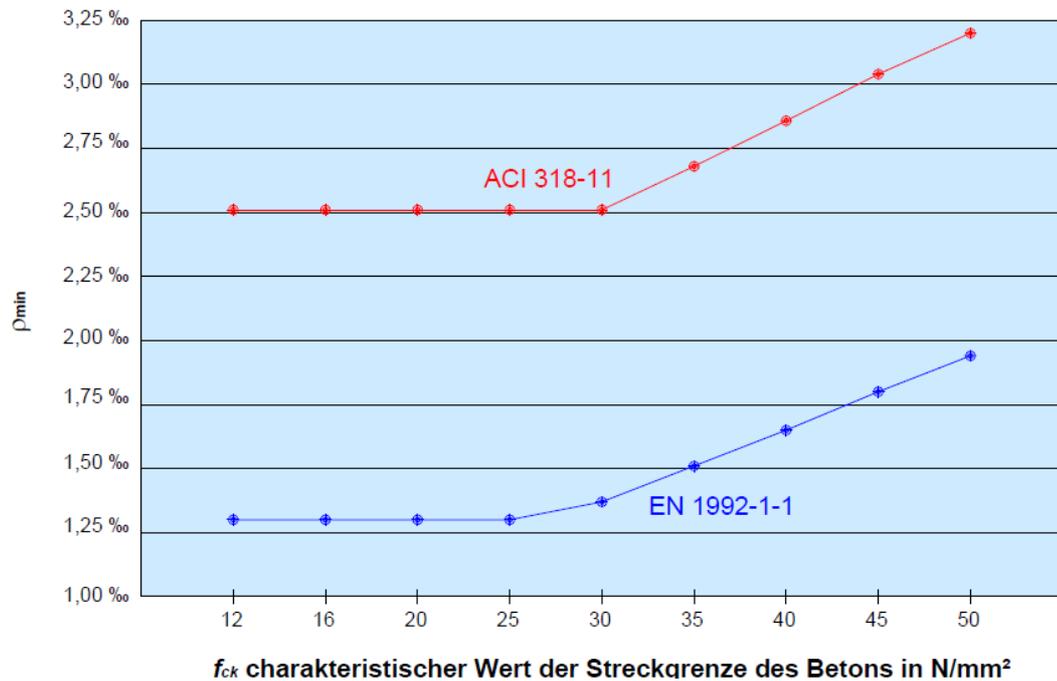


Abbildung 46: Vergleich des minimalen Bewehrungsgehaltes zwischen EC 2 und ACI 318

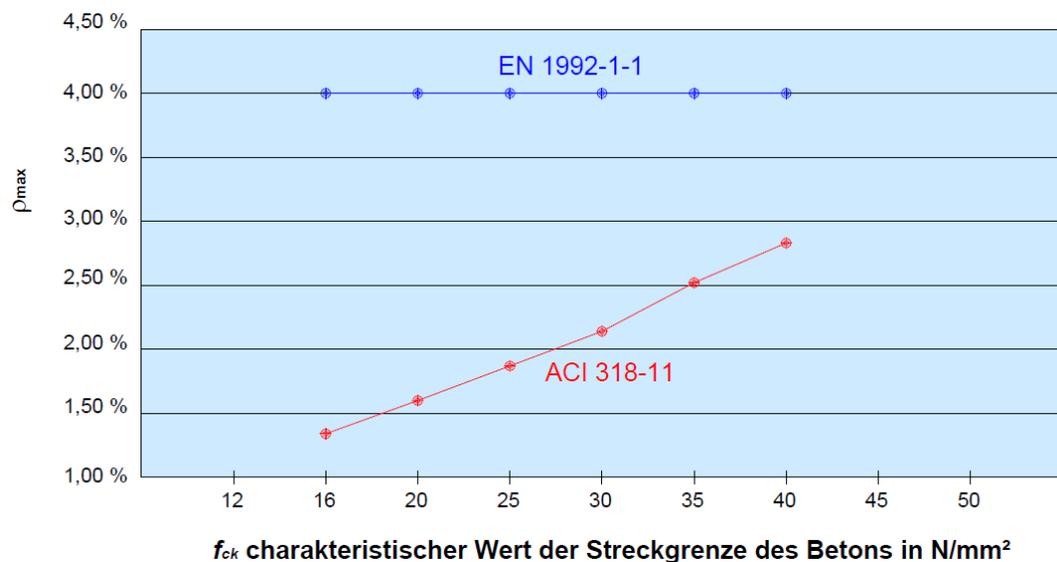


Abbildung 47: Vergleich des maximalen Bewehrungsgehaltes zwischen EC 2 und ACI 318

Das Ergebnis der Arbeit zeigt, dass der ACI 318-11 dem Eurocode 1992-1-1 in vielerlei Hinsicht ähnlich ist. In manchen Kapiteln ergeben sich zwar grundlegende Unterschiede in der herangehensweise an die Berechnung, jedoch weichen die kalkulierten Ergebnisse nur unwesentlich voneinander ab.

Anhänge

Tabelle 24: Umwandlungsfaktoren zwischen dem SI-Einheitensystem und dem British System of Units

Einheit	multipliziere	mit	Ergebnis
Länge:	mm	0,0394	in.
	m	3,281	ft
	in.	25,4	mm
	ft	0,3048	m
Querschnitt:	in ²	645,2	mm ²
	ft ²	0,0929	m ²
	mm ²	0,00155	in ²
	m ²	10,764	ft ²
Volumen:	in ³	16.387	mm ³
	ft ³	0,028317	m ³
	mm ³	0,000061024	in ³
	m ³	35,315	ft ³
Dichte:	lb/ft ³	16,02	kg/m ³
	kg/m ³	0,06243	lb/ft ³
Einzelkraft:	lbf	4,448	N
	kip	4.448	N
	N	0,2248	lbf
	N	0,0002248	kip
Linienkraft:	lb/ft	14,594	N/m
	kip/ft	14,594	kN/m
	N/m	0,06852	lb/ft
	kN/m	0,06852	kip/ft
Flächenkraft:	lb/ft ²	0,0479	kN/m ²
	kip/ft ²	47,9	kN/m ²
	kN/m ²	20,877	lb/ft ²
	kN/m ²	0,02087	kip/ft ²
Trägheitsmoment:	inch ⁴	416.231	mm ⁴
	mm ⁴	0,000002403	inch ⁴
Moment:	lb/in.	0,113	N/m
	lb/ft	1,356	N/m
	kip/in.	0,113	kN/m
	kip/ft	1,356	kN/m
	N/m	8,851	lb/in.
	N/m	0,738	lb/ft
	kN/m	8,851	kip/in.
	kN/m	0,738	kip/ft
Spannung:	psi	6.895	Pa
	ksi	6.895	kPa
	psf	47,88	Pa
	ksf	47,88	kPa
	Pa	0,000145	psi
	kPa	0,14503	psi
	MPa	0,14503	ksi
Pa	0,020886	psf	

Tabelle 25: Bemessungsbeheif³³⁵

$\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$				
μ	ω	ξ	ζ	ε_s
0,200	0,226	0,280	0,884	9,02
0,210	0,239	0,296	0,877	8,33
0,220	0,253	0,312	0,870	7,71
0,230	0,266	0,329	0,863	7,13
0,240	0,280	0,346	0,856	6,6
0,250	0,295	0,364	0,849	6,12
0,260	0,309	0,382	0,840	5,67
0,270	0,324	0,400	0,834	5,25
0,280	0,339	0,419	0,826	4,86
0,290	0,355	0,438	0,818	4,49
0,300	0,371	0,458	0,810	4,15
0,310	0,387	0,478	0,801	3,82
0,320	0,404	0,499	0,793	3,52
0,330	0,421	0,520	0,784	3,23
0,340	0,439	0,542	0,774	2,95
0,350	0,458	0,565	0,765	2,69
0,360	0,477	0,589	0,755	2,44
0,362	0,481	0,594	0,753	2,39

³³⁵ Tabelle entnommen aus: Kofler, Michaela: Vorlesungsskriptum Betonbau 1, FH-
Joanneum Graz, Wintersemester 2010/2011, S.6/6

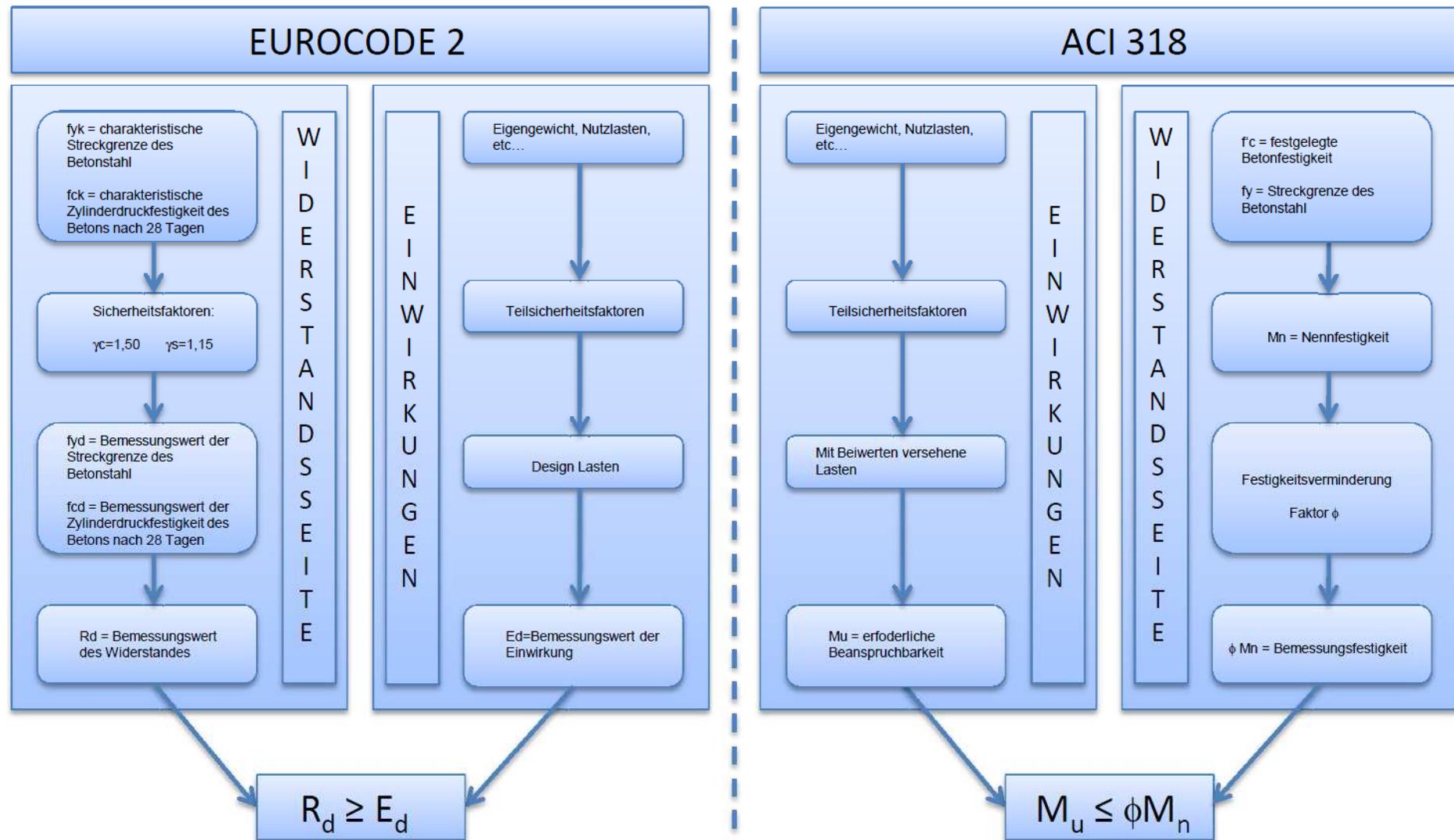


Abbildung 48: Vergleich der Zusammenfassung der beiden Sicherheitskonzepte³³⁶

³³⁶ Vergleiche Abbildung: Hawileh, Rami: Comparison between ACI 318-05 and Eurocode 2 (EC2-94) in flexural concrete design, S.708

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Überblick über internationale Normenfamilie	4
Abbildung 2: National Implementation of Eurocodes.....	8
Abbildung 3: Gliederung europäischer Normen	11
Abbildung 4: Map of Building Code Influence.....	14
Abbildung 5: Überblick über Zuverlässigkeitsmethoden	19
Abbildung 6: Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit als 5%-Quantilwert der Grundgesamtheit	21
Abbildung 7: Schematische Darstellung der Häufigkeitsverteilung der Beanspruchungen und der Beanspruchbarkeit	22
Abbildung 8: Beziehung zwischen den einzelnen Teilsicherheitsbeiwerten.....	25
Abbildung 9: Zusammenfassung des Sicherheitskonzeptes im EC 2	29
Abbildung 10: Häufigkeitsverteilung der Beanspruchung und der Beanspruchbarkeit mit, in den USA gängigen Bezeichnungen.....	31
Abbildung 11: Vergleich der Sicherheitsfaktoren zwischen ACI 318-99 und ACI 318-02	34
Abbildung 12: : Zusammenfassung des Sicherheitskonzeptes im ACI 318	37
Abbildung 13: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Ermittlung von Schnittgrößen mit nichtlinearen Verfahren und zur Verformungsberechnung.....	43
Abbildung 14: Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton unter Druck.....	44
Abbildung 15: Bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie	45
Abbildung 16: Arbeitslinie eines warmgewalzten und eines kaltverformten Stahles	47
Abbildung 17: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Betonstahlbemessung	48
Abbildung 18: Spannungs-Dehnungs-Diagramm von Beton unter Druck	52
Abbildung 19: Multiplikator für Langzeit-Durchbiegungen	56
Abbildung 20: Nichtlineare Schnittgrößenermittlung.....	59
Abbildung 21: Lineare Schnittgrößenermittlung	59
Abbildung 22: Verhältnis zwischen Betondruckfestigkeit und Betonzugfestigkeit	62
Abbildung 23: Axonometrische Darstellung der Dehnungszustände	63
Abbildung 24: Spannungsblock EC 2.....	64
Abbildung 25: Fachwerkmodell.....	70
Abbildung 26: Dehnungsgrenzen und Abminderungsfaktoren	76
Abbildung 27: Spannungsblock ACI 318.....	78
Abbildung 28: Unterschiedliche Bereiche der Querkraftbewehrung	85

Abbildung 29: Erstrissbildung mit Beton-, und Stahldehnungen sowie der Verbundspannung	92
Abbildung 30: Fortgeschrittene Phase der Erstrissbildung	93
Abbildung 31: Abgeschlossenes Rissbild.....	94
Abbildung 32: Definition der Verformung	98
Abbildung 33: Seitliche Bewehrung für Träger mit $h > 36$ in.....	106
Abbildung 34: Abgrenzung der Bereiche bei Einfeldträgern	108
Abbildung 35: Verschiedene Verankerungsmöglichkeiten.....	115
Abbildung 36: Verbund von Bewährungsstäben	116
Abbildung 37: Verankerung von Bügeln und Querkraftbewehrung.....	120
Abbildung 38: Anordnung von Stößen	121
Abbildung 39: Prozentsatz der gestoßenen Stäbe	122
Abbildung 40: Querkraftbewehrung mit vertikalen Bügeln.....	123
Abbildung 41: Standard Haken nach ACI 318-11.....	127
Abbildung 42: Verankerung eines Kragträgers in eine Stütze	127
Abbildung 43: Ausführung der Bewehrung bei einem negativen Moment	128
Abbildung 44: Vergleich der Sicherheitsfaktoren im EC 2 und im ACI 318-11..	131
Abbildung 45: Vergleich der E-Module nach EC 2 und ACI 318-11.....	133
Abbildung 46: Vergleich des minimalen Bewehrungsgehaltes zwischen EC 2 und ACI 318	137
Abbildung 47: Vergleich des maximalen Bewehrungsgehaltes zwischen EC 2 und ACI 318	137
Abbildung 48: Vergleich der Zusammenfassung der beiden Sicherheitskonzepte	140

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Beziehung zwischen β und Pf	24
Tabelle 2: Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen für die Grundkombination .	25
Tabelle 3: Teilsicherheitsbeiwerte für Beton und Stahl.....	26
Tabelle 4: Empfehlungen für Zahlenwerte für Kombinationsbeiwerte im Hochbau	26
Tabelle 5: Abminderungsfaktor ϕ je Beanspruchungsart	35
Tabelle 6: Beispiele für die Mindestbetondeckung zufolge von Umgebungseinflüssen	40
Tabelle 7: Eigenschaften von Betonstahl	45
Tabelle 8: Betondeckung für Bewehrungsseisen nach ACI.....	50
Tabelle 9: Erforderliche Mittelwerte der Druckfestigkeit wenn Daten verfügbar sind.....	54
Tabelle 10: Erforderliche Mittelwerte der Druckfestigkeit wenn keine Daten verfügbar sind.....	54
Tabelle 11: Bezeichnungen und Dimensionen von Bewehrungsstahl in den USA	56
Tabelle 12: Beton- und Stahlkennwerte für die Berechnung	65
Tabelle 13: Beiwerte β_l und λ für verschiedene Zylinderdruckfestigkeiten	78
Tabelle 14: Werte für w_{\max} in mm.....	96
Tabelle 15: Rechnerischer Grenzdurchmesser bei Betonstäben Φ_s^* zur Begrenzung der Rissbreite	96
Tabelle 16: Grundwerte der Biegeschlankheit von Stahlbetonbauteilen ohne Normalkraft.....	101
Tabelle 17: Minimale Bauteildicken für Stahlbetonträger und einachsige gespannte Decken.....	103
Tabelle 18: Maximal erlaubte Durchbiegungen.....	103
Tabelle 19: Mindest-Biegerollendurchmesser	115
Tabelle 20: Bemessungswert der Verbundspannung f_{bd}	116
Tabelle 21: Beiwert α_6	121
Tabelle 22: Mindestbewehrungsgrad	124
Tabelle 23: Biegedurchmesser	125
Tabelle 24: Umwandlungsfaktoren zwischen dem SI-Einheitensystem und dem British System of Units.....	138
Tabelle 25: Bemessungsbehelf.....	139

Quellenangaben

Literaturverzeichnis

Ambrose, James / Tripeny, Patrick: Simplified Design of Concrete Structures, New Jersey: John Wiley & Sons 2007⁸.

Ching, Frank / Winkel, Steven: Building Codes Illustrated / A Guide to Understanding the 2009 International Building Code. New Jersey: John Wiley & Sons 2009³.

Epstein, Howard: How does the change from ACI 318-99 to 318-02 influence capacity?. In: ASCE American Society of Civil Engineers: Practice periodical on structural design and construction Volume 8, Issue 4. 2003

Fingerloos, Frank: Der Eurocode 2 für Deutschland - Erläuterungen und Hintergründe Teil 2 / Grundlagen, Dauerhaftigkeiten, Baustoffe, Spannungs-Dehnungslinien. In: Beton- und Stahlbetonbau Jahrgang 105

Fingerloos, Frank: Der Eurocode 2 für Deutschland – Erläuterungen und Hintergründe Teil 3 / Begrenzung der Spannungen, Rissbreiten und Verformungen. In: Beton- und Stahlbetonbau Jahrgang 105

Fingerloos, Frank: Normen und Regelwerke. In: Bergmeister, Konrad / Fingerloos, Frank/Wörner, Johann-Dietrich (Hrsg.): Betonkalender. Ulm: Ernst & Sohn 2009

Fischer, Lutz: Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen / Ein Leitfaden für Bauingenieure, Architekten und Studenten. Berlin: Ernst & Sohn, 2001.

Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis nach Eurocode 2 / Band 1, Berlin: Beuth, 2011⁴.

Goris, Alfons: Stahlbetonbau-Praxis nach Eurocode 2 / Band 2, Berlin, Beuth, 2011⁴.

Göttsche, Jens / Petersen, Maritta: Festigkeitslehre / klipp und klar, Leipzig: Carl Hanser Verlag, 2006¹.

Grübl, Peter / Weigler, Helmut / Karl Sieghart: Beton / Arten, Herstellung und Eigenschaften. Berlin: Ernst & Sohn 2001².

Hartz, Uwe: Normen und Regelwerke. In: Bergmeister, Konrad / Wörner, Johann-Dietrich (Hrsg.): Betonkalender. Ulm: 2007

Hawileh, Rami: Comparison between ACI 318-05 and Eurocode 2 (EC2-94) in flexural concrete design. In: Structural engineering and mechanics. Taejon Techno Press Volume 32 Number 6. 2009

Holst, Karl Heinz / Holst, Ralph: Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton / Entwurf, Konstruktion und Berechnung. Darmstadt: Ernst & Sohn 2004⁵.

Kofler, Michaela: Skriptum Betonbau 1, Bauplanung und Bauwirtschaft FH-Joanneum, Graz Wintersemester 2010/2011.

Kofler, Michaela: Vorlesungsskriptum Baustatik 1, Bauplanung und Bauwirtschaft FH-Joanneum, Graz Sommersemester 2007.

Lindeburg, Michael: Civil Engineering Reference Manual for the PE Exam. Belmont: Professional Publication Inc. 2011¹².

Litzner, Hans-Ulrich: Harmonisierung der technischen Regeln in Europa - die Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau. In: Eibl, Josef (Hrsg.): Betonkalender. Ulm 2000

Macgregor, James: Reinforced Concrete / Mechanics and Design. New Jersey: Prentice-Hall, Inc. 1997³

Nilson, Arthur / u.a.: Design of Concrete Structures. New York: McGraw-Hill Companies, Inc. 2004¹³.

Poston, Randall: ACI 318 Building Code – The Time is Right for Reorganization. In: Griffis, Lawrence / u.a.: Don't mess with structural engineers expending our

Role / Proceedings of the 2009 Structures Congress, held in Austin, Texas, April 30-May 2, 2009. American Society of Civil Engineers 2009, S. 1564-1568.

Ricker, Marcus: Zur Zuverlässigkeit der Bemessung gegen Durchstanzen bei Einzelfundamenten. [Diss. Aachen, 2009]. Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen. 2009.

Schlittgen, Rainer: Einführung in die Statistik / Analyse und Modellierung von Daten, München, Oldenbourg 2003¹⁰.

Sedlacek, Gerhard / Müller Christian: Hintergründe und Ziele der Eurocodes - transparent gemacht. In: Stahlbau, Berlin: Ernst & Sohn 73. Jahrgang.

Setareh, Mehdi / Darvas, Robert: Concrete Structures. New Jersey: Pearson Education, Inc. 2007¹.

Sigrist, Viktor: Normen für den Konstruktiven Ingenieurbau. In: Beton- und Stahlbetonbau. Berlin: Ernst & Sohn 104. Jahrgang.

Sparowitz, Lutz: Vorlesungsskriptum aus Betonbau. Institut für Betonbau. Technische Universität Graz 2004.

Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 1: Grundlagen und Beispiele. Wien: Manz 2008¹¹.

Valentin, Georg u.a.: Stahlbetonbau / Teil 2: Bemessungstabellen. Wien: Manz 2009⁵.

Wilde, Robert: ACI: A Century of Progress. Michigan: American Concrete Institute. 2004.

Williams, Alan: Civil & Structural Engineering / Design of Reinforced concrete Structures Review for the PE Exam. Chicago: Kaplan AEC Education 2007⁴.

Wommelsdorff, Otto / Albert, Andrej: Stahlbetonbau / Bemessung und Konstruktion Teil 1. Köln: Werner Verlag 2011¹⁰.

Zilch, Konrad / Zehetmaier Gerhard: Bemessung im konstruktiven Betonbau / Nach Din 1045-1 und EN 1992-1-1. Heidelberg: Springer Verlag 2006¹.

Normen und Richtlinien

American Concrete Institute: ACI 117R-10 Standard Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials and Commentary. Michigan: ACI Committee 117 2002.

American Concrete Institute: ACI 318-11 Building Code Requirements for Structural Concrete / An ACI Standard and Commentary. Michigan: ACI Committee 318 2011.

American Concrete Institute: ACI 435R-95 Control of Deflection in Concrete Structures. Michigan: ACI Committee 435 2000.

Europäische Union: Amtsblatt der Europäischen Union C 321 E / 1, Konsolidierte Fassung des Vertrags über die Europäische Union und des Vertrags zur Gründung der Europäischen Gemeinschaft. Straßburg, 29.12.2006.

Europäische Union: Richtlinie des Rates vom 21.12.1988 zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedstaaten über Bauprodukte (89 / 106 / EWG) in der Fassung der Richtlinie des Rates 93 / 68 / EWG. Straßburg, 22 Juli 1993.

European Commission: Guidance Paper L (concerning the Construction Products Directive – 89 / 106 / EEC) / Application and use of Eurocodes Version 27. Bruxelles: 2003.

ON Österreichisches Normungsinstitut: Bauproduktenrichtlinie (89 / 106 / EWG), Amtsblatt Nr. L 040. Wien: Beuth-Verlagsrepräsentanz 1989.

ON Österreichisches Normungsinstitut: ÖNORM B 4707 Bewehrungsstahl, Anforderungen, Klassifizierung und Konformitätsnachweis. Wien 2010.

ON Österreichisches Normungsinstitut: ÖNORM B 4710-1 Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis. Wien 2007.

ON Österreichisches Normungsinstitut: ÖNORM EN 10080: Stahl für die Bewehrung von Beton – Schweißgeeigneter Betonstahl. Wien 2005.

ON Österreichisches Normungsinstitut: ÖNORM EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung. Wien 2003.

ON Österreichisches Normungsinstitut: ÖNORM EN 1992-1-1 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Wien 2009.

ON Österreichisches Normungsinstitut: ÖNORM EN 206-1: Beton / Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Wien 2005.

Schriften des Deutschen Institutes für Bautechnik: Leitpapier L / Anwendung des Eurocodes. Berlin 2002.

Verwendete Software

Ruck Zuck: Version 6.0.0.10, 2D Stabstatikprogramm mit Querschnitts- und Materialdatenbank, Demoversion, Build 202, © 2010 Mursoft Wörgötter, Kump OG, Grafenbergstr. 47/13c, 8010 Graz, Austria, Erstellt: 2011-08-25

Internet

[1] Europa.eu (2011): Vertrag zur Gründung der Europäischen Wirtschaftsgemeinschaft. URL:http://europa.eu/legislation_summaries/institutional_affairs/treaties/treaties_eec_de.htm, Rev. 2011-07-22

[2] Europa.eu (2011): Einheitliche Europäische Akte. URL:http://europa.eu/legislation_summaries/institutional_affairs/treaties/treaties_singleact_de.htm, Rev. 2011-07-22

[3] Eurocodes: National Implementation of Eurocodes: URL:<http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/images/Implementation.gif>, Rev. 2011-08-10

[4] Air Worldwide (2011): The Evolution of Building Codes in the United States with Respect to Hurricane Winds. URL:<http://www.air-worldwide.com/PublicationsItem.aspx?id=19045>, Rev. 2011-11-15

[5] American Concrete Institute: ACI Bylaws:

URL:http://www.concrete.org/members/mem_info_bylaws.htm, Rev. 2011-11-17

[6] Wikipedia (2011): Rebar: URL:<http://en.wikipedia.org/wiki/Rebar>, Rev. 2011-11-18

