

*Ein Beitrag zur Bestimmung
der Biegetragfähigkeit
bestehender Stahlbetonbauteile*

Kerstin Bierbrauer

UNIVERSITÄT DER BUNDESWEHR MÜNCHEN

Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen

Thema der Dissertation:

Ein Beitrag zur Bestimmung
der Biegetragfähigkeit
bestehender Stahlbetonbauteile

Dipl.-Ing. Kerstin Bierbrauer
Verfasser

Promotionsausschuss:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ingbert Mangerig
Vorsitzender

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser
1. Berichterstatter

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martina Schnellenbach-Held
2. Berichterstatter

Tag der Einreichung: 23.04.2008

Tag der Prüfung: 24.10.2008

Mit der Promotion erlangter akademischer Grad:
Doktor der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)

Neubiberg, im Oktober 2008

Die Wissenschaft richtig verstanden, heilt den Menschen von seinem Stolz;
denn sie zeigt ihm seine Grenzen.

ALBERT SCHWEITZER (1875 – 1965)

Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Lehrstuhl für Massivbau der Universität der Bundeswehr München.

An erster Stelle danke ich Herrn Professor Keuser, der mir die Anfertigung dieser Arbeit ermöglichte. Er unterstützte und förderte mich während der Erstellung der Arbeit und meiner Tätigkeit am Lehrstuhl für Massivbau.

Frau Professor Schnellenbach-Held sei für die Übernahme des Koreferats gedankt.

Mein weiterer Dank gilt Herrn Professor Mangerig, der freundlicherweise den Vorsitz des Prüfungsausschusses übernommen hat.

Besonderer Dank gilt meinen Arbeitskolleginnen und -kollegen des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau einschließlich des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau sowie meinen Diplomanden während meiner Zeit an der Universität der Bundeswehr München. Sie unterstützten mich durch ihr Engagement, durch ihre Diskussionsbereitschaft in der Erstellung der Arbeit und in der Vorbereitung und Durchführung der Versuche.

Ganz besonders möchte ich meiner Familie und Herrn Markus Hipp danken. Sie haben durch ihre Geduld, ihr Verständnis und ihr Vertrauen während dieser Zeit einen wesentlichen Anteil zum Gelingen dieser Arbeit geleistet.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Motivation	1
1.2	Grundlagen der Arbeit	3
1.3	Ziel der Arbeit	4
2	Sicherheitskonzepte und Sicherheitselemente	
	– Stand der Wissenschaft	6
2.1	Geschichtliche Entwicklung	6
2.2	Sicherheitskonzepte im Bauwesen	8
2.2.1	Grundlagen	8
2.2.2	Ansätze für Sicherheitskonzepte	8
2.2.3	Sicherheitsmaß im Bauwesen	10
2.2.4	Sicherheitskonzept nach DIN 1055-100	13
2.3	Sicherheitselemente	16
2.3.1	Sicherheitselement Sicherheitsfaktor	16
2.3.2	Sicherheitselemente Fraktilwert und Bemessungswert	42
3	Methoden zur Ermittlung der Eigenschaften bestehender Bauteile	46
3.1	Prüfverfahren zur Ermittlung von Bauwerkseigenschaften	47
3.1.1	Ermittlung von Geometriewerten	47
3.1.2	Ermittlung von Materialfestigkeitswerten	49
3.1.3	Ermittlung von Bewehrungseigenschaften	53
3.2	Bestimmung von Verzerrungen	57
3.2.1	Verfahren	57
3.2.2	Physikalische und theoretische Grundlagen	58
3.2.3	Anwendungsgrenzen und Ungenauigkeit	59
3.3	Zusammenfassung und Fazit	59
4	Mathematische Grundlagen	61

4.1	Statistische Auswertung von eindimensionalen Stichproben	61
4.1.1	Verteilungsfunktionen	61
4.1.2	Statistische Momente	63
4.1.3	Fraktilwert	65
4.1.4	Rückschluss Stichprobe auf Grundgesamtheit	65
4.2	Regressionsanalyse	66
4.3	Fehlerrechnung	67
4.3.1	Grundlagen	67
4.3.2	Fehlerfortpflanzung	68
5	Prognose und Ermittlung des tatsächlichen Wertes der Biegetragfähigkeit	70
5.1	Prognose der Biegetragfähigkeit eines Bauwerks	71
5.2	Ermittlung des tatsächlichen Wertes der Biegetragfähigkeit eines bestehenden Bauwerks .	71
5.2.1	Tragfähigkeit auf der Grundlage von Nachberechnungen	72
5.2.2	Tragfähigkeit auf der Grundlage von Belastungsversuchen	76
5.2.3	Zusammenfassung und Fazit	78
6	Ermittlung von zulässigen Biegemomenten infolge Verkehrs	80
6.1	Einleitung	80
6.2	Schnelleinstufung	82
6.2.1	Ansatz	82
6.2.2	Theoretische Grundlagen	83
6.2.3	Inhalt des Verfahrens	87
7	Verifizierung von Bewehrungsmengen	88
7.1	Ansätze zur Verifizierung von Bewehrungsmengen	88
7.1.1	Grundlagen	88
7.1.2	Verifizierung unabhängig vom Belastungsniveau	89
7.1.3	Verifizierung auf Gebrauchslastniveau	90
7.2	Verifizierung durch Messung von Betonstahldehnungen	90
7.2.1	Theoretische Grundlagen und verwendeter Ansatz	90
7.2.2	Versuchsbeschreibung	95
7.2.3	Versuchsergebnisse und numerische Analysen	100
7.2.4	Zusammenfassung	115
8	Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der Genauigkeit der Bauwerkseigenschaften	120
8.1	Basis zur Berücksichtigung systematischer und zufälliger Unsicherheiten	120
8.1.1	Ansatz zur Berücksichtigung systematischer Unsicherheiten	120

8.1.2	Ansatz zur Berücksichtigung zufälliger Unsicherheiten	123
8.1.3	Nicht quantifizierte Größen	123
8.1.4	Diskussion der gewählten Ansätze	124
8.2	Berücksichtigung systematischer Unsicherheiten	125
8.2.1	Definition der charakteristischen Werte	125
8.2.2	Zulässiger Grenzwert der systematischen Unsicherheiten	126
8.3	Berücksichtigung zufälliger Unsicherheiten	127
8.3.1	Basis zur Modifikation der Teilsicherheitsbeiwerte	128
8.3.2	Modifikation des Teilsicherheitsbeiwertes für die Betonstahlfestigkeit	129
8.3.3	Modifizierte Variationskoeffizienten	130
8.3.4	Zahlenwerte der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte	132
8.3.5	Zulässige Grenzwerte der zufälligen Unsicherheiten	133
8.3.6	Diskussion	135
8.4	Konsequenz aus den modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten	136
8.4.1	Basis zur Untersuchung der Konsequenzen	136
8.4.2	Bezogene Biegetragfähigkeit	137
8.4.3	Bezogenes, zulässiges Biegemoment infolge veränderlicher Einwirkungen	138
8.5	Eingliederung in Normen und Richtlinien	140
8.6	Zusammenfassung	141
9	Anwendungsbeispiel	144
10	Zusammenfassung und Ausblick	154
10.1	Zusammenfassung	154
10.2	Ausblick	157
A	Einwirkungskombinationen und Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1055–100	A–1
A.1	Einwirkungskombinationen	A–1
A.2	Teilsicherheitsbeiwerte	A–2
B	Grundlagen der Tragwerkssicherheit	B–3
B.1	Formulierungen für den Sicherheitsindex	B–3
B.2	Sicherheitsindex und Versagenswahrscheinlichkeit	B–4
B.3	Wichtungsfaktoren	B–4
B.4	Konfidenzintervall und notwendige Anzahl von Stichproben	B–5
C	Zerstörende Prüfmethode	C–6
D	Ermittlung von zulässigen Biegemomenten infolge Verkehrs	

und Abschätzung von Bewehrungsmengen	D-9
D.1 Anwendungsbeispiel für das Verfahren der Schnelleinstufung	D-9
D.2 Typisierte Bewehrungsverteilungen	D-11
D.3 Verfahren bekannter Bewehrungsquerschnitte	D-20
E Verifizierung von Bewehrungsmengen	E-25
E.1 Bewehrungspläne der Versuchskörper	E-25
E.2 Dehnungsmessungen an Betonstählen unter definierten Einwirkungen	E-29
E.3 Ergebnisse weiterer numerischer Untersuchungen	E-43
F Analyse der Sicherheitselemente	F-55
F.1 Teilsicherheitsbeiwerte	F-55
F.2 Charakteristische Werte	F-60
F.3 Bemessungswerte	F-63
F.4 Zusammenfassung und Fazit	F-65
G Systematische und zufällige Unsicherheiten	G-68
G.1 Grundlagen	G-68
G.2 Verhalten statistischer Momente unter Berücksichtigung zufälliger und systematischer Unsicherheiten	G-72
G.3 Bewertung des Ansatzes zur Berücksichtigung systematischer Fehler	G-73
G.4 Bewertung des Ansatzes zur Berücksichtigung zufälliger Fehler	G-88

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Motivation

Wie wichtig die Überwachung bestehender Bauwerke und die Beurteilung ihrer Tragfähigkeit ist, haben Ereignisse wie die Halleneinstürze in Bad Reichenhall/Deutschland und in Kattowitz/Polen sowie die Diskussion um den Zustand bestehender Spannbetonbrücken, errichtet in den 1960er und 1970er Jahren, gezeigt.

Derzeit wird in Deutschland für Hochbauten eine regelmäßige Zustandsüberprüfung nicht vorgeschrieben. Eine Beurteilung des Zustands dieser Bauwerke oder ihrer Bauwerksteile wird aktuell erst dann durchgeführt, wenn das Bauwerk außergewöhnlichen Beanspruchungen wie Brand oder Hochwasser ausgesetzt war, wenn sichtbare Schäden zu erkennen oder auch Nutzungsänderungen zu erwarten sind [43], [56], [67].

Für Brückenbauwerke sind gemäß DIN 1076 einfache Prüfungen in Drei-Jahres-Intervallen und Hauptprüfungen in Sechs-Jahres-Intervallen vorgeschrieben. In diesen Prüfungen werden sie auf Schäden und Mängel hin untersucht, die Änderungen in der Gebrauchstauglichkeit und der Standicherheit folgern lassen. Jedoch wird für die Brücken die zu diesem Zeitpunkt tatsächlich vorhandene Tragfähigkeit nicht bestimmt.

Der Zustand einer Brücke wird auf der Grundlage von Inaugenscheinnahme und Untersuchungen festgestellt. Die Bewertung erfolgt mittels Nachweisen, die die Berechnung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auf der Grundlage von Normen und Richtlinien erlauben. In diesen Berechnungen können Werte verwendet werden, die zum einen aus der statischen Berechnung stammen und zum anderen am Bauwerk gemessen werden. Die Werte, die an der Brücke bestimmt werden, geben tatsächliche Eigenschaften des Tragwerks wieder. So beinhalten z.B. die Materialfestigkeitswerte Langzeiteffekte wie Kriechen, Nacherhärtung und Relaxation. In die Bewertung des Zustands und der Tragfähigkeit des Bauwerks fließen durch die Art der Nachweise, die einzuhaltenden Grenzwerte sowie die für den Nachweis zu verwendenden Werte, wie 5%-Fraktilwerte der Materialfestigkeitswerte, das Sicherheitskonzept und seine Sicherheitselemente ein.

Besonderes Augenmerk sollte vor allem dann auf die (zeitliche) Entwicklung der Tragfähigkeit einer Brücke gelegt werden, wenn neue Werkstoffe zum Einsatz kommen. Hier liegen oftmals zu geringe (Langzeit-) Erfahrungswerte vor, um eine ausreichende Sicherheit gegenüber einem Versagen zu gewährleisten. So zeigten Spannbetonbrücken aus den 1960er bzw. 1970er Jahren, in

denen *Neptunstähle* und *Sigmastähle* als Spannstähle verwendet wurden, z. T. ein schlagartiges, unvorangekündigtes Versagen. Als Ursache konnte die *Spannungsrissskorrosion* ermittelt werden.

Betrachtet man neben der Widerstandsseite auch die Einwirkungsseite der Brücken, so haben sich die Beanspruchungen infolge Verkehrslasten vergrößert. Laut MACHELSKI [66] war es erforderlich, die Lastannahmen im Laufe der Zeit zu vervierfachen, um die Einwirkungen dem zunehmendem Verkehrsaufkommen anzupassen. Der Anteil des Güterverkehrs auf den Autobahnen beträgt in Deutschland heutzutage 30% des Gesamtverkehrs. Es bestehen bereits Prognosen, dass der Güterverkehr bis 2015 auf ca. 70%, der Personenverkehr auf ca. 20% anwächst [71]. Auch durch zunehmende Schwertransporte (vgl. Bild 1.1) und durch Überladungen der Lastfahrzeuge, die heute bereits bis zu 30% betragen, erhöht sich die Beanspruchung der Brückenbauwerke.

Aus den steigenden Lasten können u.a. Schäden infolge zunehmender dynamischer Beanspruchung resultieren, die ihrerseits Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit und auf die Tragfähigkeit der Brücken nehmen. So mussten bisher etwa 15% der bestehenden Brücken aufgrund ihres Zustands (vgl. Bild 1.2) von Brückenklasse 60/30 bzw. Brückenklasse 60 auf Brückenklasse 30 oder niedriger herabgestuft werden.

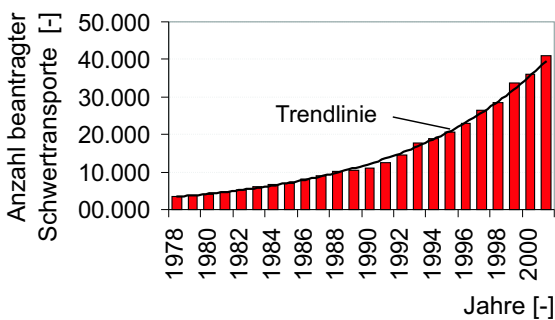


Bild 1.1: Beantragte Schwertransporte seit 1978 [71]

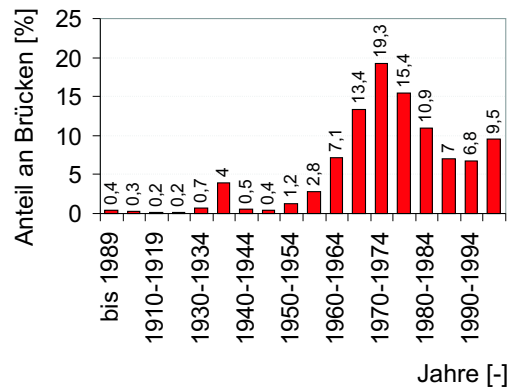


Bild 1.2: Altersstruktur der Brücken in Deutschland [71]

Mit der Beurteilung und der Ermittlung der Tragfähigkeit bestehender Brücken wird auch die Bundeswehr im Rahmen humanitärer Einsätze konfrontiert. In den betreffenden Einsatzgebieten werden Routen eingerichtet, als *Lines of Communication* bezeichnet, die der Versorgung der Bevölkerung und der Truppen dienen. Für diese Routen wird die bestehende Infrastruktur, d.h. Straßen, Tunnel und Brücken, verwendet. Insbesondere die Brückenbauwerke stellen in diesem Zusammenhang eine Herausforderung dar, da sie oftmals nicht gewichtsbeschränkend ausgeschildert sind und Dokumente wie statische Berechnungen und Ausführungspläne nicht zur Verfügung stehen. Die Bilder 1.3 bis 1.6 zeigen (Detail-)Aufnahmen von im Kosovo erkundeten Brücken. Es ist deutlich zu erkennen, dass zu dem schlechten Zustand der Brücken augenscheinlich eine schlankere Konstruktionsweise als beispielsweise in Deutschland üblich hinzukommt.

Um diese Brücken dennoch nutzen zu können, muss ihre tatsächliche Tragfähigkeit und folglich eine für sie zulässige Verkehrslast ermittelt werden.



Bild 1.3: Detailaufnahme eines Brückenüberbaus zur Dokumentation des Zustands der Bewehrung und der Betonüberdeckung (Sicht unter den Brückenüberbau)



Bild 1.4: Detailaufnahme eines Brückenüberbaus zur Dokumentation des Zustands der Bewehrung und der Betonüberdeckung (Sicht unter den Brückenüberbau)



Bild 1.5: Ansicht einer Brücke zur Dokumentation der filigranen Bauweise der Pfeiler



Bild 1.6: Detailaufnahme zur Dokumentation der filigranen Konstruktionsweise im Feld- und Stützbereich des Brückenüberbaus

1.2 Grundlagen der Arbeit

Als Grundlage dieser Arbeit werden das Sicherheitskonzept der DIN 1055-100 sowie die zugehörigen Sicherheitselemente der Widerstandsseite charakteristischer Wert und Bemessungswert, Teilsicherheitsbeiwert und Sicherheitsindex β herangezogen. Ausgehend von den bestehenden Teilsicherheitsbeiwerten werden Modifikationen vorgeschlagen und weitere Sicherheitsfaktoren hergeleitet. Für die Modifizierung und Herleitung der Sicherheitsfaktoren wird vorausgesetzt, dass die tragfähigkeitsrelevanten Parameter am Brückenüberbau bestimmt werden.

Um die Tragfähigkeit eines bestehenden Brückenüberbaus in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise zu ermitteln, müssen die tatsächlichen Bauwerkseigenschaften bekannt sein. Zu diesen gehören:

- die Geometrie,
- die Materialfestigkeitswerte und
- die Bewehrungseigenschaften (Betonüberdeckung, Durchmesser und Anordnung der Betonstähle, Anzahl der Bewehrungslagen).

Zur Ermittlung dieser Eigenschaften an der Brücke stehen aus der Praxis moderne Messverfahren bzw. Prüfmethode zur Verfügung. Sie ermöglichen die zuverlässige Ermittlung der Geometriewerte und der Materialeigenschaften. Die Informationen zu den Bewehrungseigenschaften sind für eine statische Nachberechnung jedoch nur bedingt verwendbar, da die Messverfahren keine ausreichende Zuverlässigkeit hinsichtlich der ermittelten Daten gewährleisten.

Die Messungen geben die Bauwerkseigenschaften nur in Stichproben wieder, die u.a. durch folgende Einflüsse geprägt sind:

- die zufälligen Streuungen der Bauwerkseigenschaften,
- die systematischen Abweichungen, verursacht durch die Ungenauigkeit der verwendeten Messverfahren,
- die Lage des Messbereichs und
- die Anzahl der Messstellen (Teilbereiche) und der Stichproben.

Die am Bauwerk gewonnenen Informationen müssen hinsichtlich der vorgenannten Aspekte bewertet werden, um ihren Einfluss auf die Tragfähigkeit festzustellen, sie zu bewerten und als Eingangswerte für die Nachberechnung der Tragfähigkeit einer bestehenden Brücke nutzen zu können. Die Bewertung der Eigenschaften der Eingangswerte fließt über die Sicherheitselemente charakteristischer Wert, Teilsicherheitsbeiwert, Sicherheitsindex und folglich über den Bemessungswert in die Nachberechnung ein. Sie umfasst im Rahmen dieser Arbeit die Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit für Biegung ohne Normalkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit und dem daraus resultierenden, zulässigen Biegemoment infolge veränderlicher Last. Den Berechnungen der Biegetragfähigkeit wird das Sicherheitskonzept gemäß DIN 1055-100 und der Nachweis zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit in Anlehnung an DIN 1045-1 bzw. DIN FB 102 zugrunde gelegt. Die Ermittlung des zulässigen Biegemoments basiert für die Einwirkungsseite auf den Teilsicherheitsbeiwerten für ständige und veränderliche Einwirkungen gemäß DIN 1055-100 und der Richtlinie des DAFSTB [16]. Auf der Widerstandsseite werden gegenüber DIN 1055-100 und gegenüber der Richtlinie des DAFSTB modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte verwendet.

1.3 Ziel der Arbeit

Ziel dieser Arbeit ist es, ein Konzept herzuleiten, wissenschaftlich zu fundieren und zu validieren, das die Ermittlung einer tatsächlichen Tragfähigkeit und eines zulässigen Biegemoments infolge einer veränderlichen Last für bestehende Stahlbetonstrukturen erlaubt, ohne dass Dokumente wie die statische Berechnung und Bemessung oder Ausführungszeichnungen zur Verfügung stehen. Es soll die Basis für eine Anwendung auf Brückenbauwerke gelegt werden.

Dieses Konzept beinhaltet ein Verfahren zur zuverlässigen Verifizierung und Validierung von Bewehrungsmengen. Weiterhin soll es ermöglichen, Daten, die mit Hilfe von Prüfmethode an der Struktur ermittelt wurden, zu verifizieren, die in ihnen enthaltenen Einflüsse wie systematische und zufällige Unsicherheiten zu bewerten und unter Berücksichtigung der einfließenden Unsicherheiten die Biegetragfähigkeit bzw. ein zulässiges Biegemoment infolge veränderlicher Einwirkung zu ermitteln.

Hierzu werden folgende Punkte ausgearbeitet:

- Entwicklung eines Verfahrens, das die Verifizierung und Validierung von Bewehrungsmengen an bestehenden Stahlbetonbauteilen zuverlässig ermöglicht,
- Definition von Messverfahren und Festlegung ihrer Ungenauigkeit zur zerstörungsfreien, zerstörungsarmen und zerstörenden Ermittlung von am Bauwerk vorhandenen Eigenschaften tragfähigkeitsrelevanter Parameter,
- Entwicklung, Verifizierung und Validierung von Verfahren zur Ermittlung eines zulässigen Biegemoments infolge veränderlicher Einwirkung, von Methoden zur Abschätzung von Bewehrungsmengen sowie eines Verfahrens zur Verifizierung von Bewehrungsmengen,
- Bewertung von Messergebnissen und deren Einflüssen wie systematischen Unsicherheiten,
- Modifizierung der Formulierung der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1055-100 bei Anwendung des Verfahrens zur Verifizierung von Bewehrungsmengen zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit und eines zulässigen Biegemomentes infolge veränderlicher Einwirkung und
- Ermittlung von Zahlenwerten für Variationskoeffizienten und deterministische Faktoren für die durch die Teilsicherheitsbeiwerte erfassten Unsicherheiten.

Kapitel 2

Sicherheitskonzepte und Sicherheitselemente – Stand der Wissenschaft

2.1 Geschichtliche Entwicklung

In der traditionellen, empirischen Vorgehensweise basiert "das Sicherheitskonzept" im Bauwesen auf Empirie und den daraus gewonnenen Erfahrungen. Das Sicherheitsmaß ist der globale Sicherheitsfaktor γ , der die Einwirkungsseite von der Widerstandsseite trennt. Im Laufe der Zeit wurde der Zahlenwert des globalen Sicherheitsfaktors auf der Grundlage zunehmender Erfahrung reduziert. Der erste Sicherheitsfaktor stammt wahrscheinlich aus dem 3. Jahrhundert v. Chr. und wurde durch PHILO VON BYZANTINIUM definiert. Er beschreibt das Verhältnis zwischen Tragfähigkeit und Einwirkung [77].

Der Sicherheitsnachweis wurde zunächst auf der Grundlage zulässiger Spannungen durchgeführt. Diese wurden entsprechend der Art der Belastung, der Art der Nutzung und der Querschnittsform des Bauteils für die zu verwendenden Baustoffe Beton und Betonstahl vorgeschrieben. Jedoch stellen der globale Sicherheitsfaktor und die zulässigen Spannungen kein praktikables Hilfsmittel dar, um eine ausreichend kleine Versagenswahrscheinlichkeit für das Bauwerk bzw. für das Bauteil zu gewährleisten [92].

Daher ging man dazu über, die Bauwerkssicherheit mit Hilfe zuverlässigkeitstheoretischer Hilfsmittel abzubilden. Die Entwicklung der Anwendung von zuverlässigkeitstheoretischen Hilfsmitteln zur Beschreibung der Bauwerkssicherheit kann im Wesentlichen in drei Perioden gegliedert werden.

Die erste Periode umfasst den Zeitraum von 1940 bis 1950. Es werden erste Untersuchungen zum Thema der Sicherheit von Konstruktionen auf der Grundlage von zuverlässigkeitstheoretischen Mitteln durchgeführt. Mit diesem Zeitraum sind die Namen FREUDENTHAL und PUGSLEY eng verbunden. In der zweiten Periode (ca. 1950 bis 1970) ist man bemüht den Begriff "Sicherheit" fassbar zu machen. In dieser Periode werden Begriffe wie der globale Sicherheitsfaktor (auf der Basis der zulässigen Spannungen), der zentrale Sicherheitsfaktor und der Sicherheitsindex als Ausdruck der auf der zuverlässigkeitstheoretischen Basis definierten Sicherheit geprägt. Die dritte Periode beginnt etwa 1970. Schwerpunkt ist die probabilistische Sicherheitstheorie. Nor-

men werden auf der Basis der Methode der Grenzzustände aufgebaut. Zusätzlich werden die zuverlässigkeitstheoretischen Mittel auf Sonderfälle angewendet [37].

Bereits zu Beginn des 20. Jahrhunderts werden die Grundlagen geschaffen, um die Bemessung von Bauwerken - weg von der Empirie - auf statistischer Basis aufzubauen. Es wird der Versuch unternommen, baustoffunabhängige Sicherheitsfaktoren zu definieren, die von der Streuung der Einwirkungen und Widerstände abhängig sind.

1926 schlägt MAYER vor, die Einwirkungen und Widerstände stochastisch mittels einer GAUSSschen Normalverteilung abzubilden. Darauf aufbauend formuliert er die Tragwerkszuverlässigkeit mit Hilfe mathematischer Grundsätze. Er spricht die Empfehlung aus, sich vom Konzept der zulässigen Spannungen abzuwenden und befürwortet eine Bemessung unter Berücksichtigung von Mittelwerten und Varianzen der Eingangswerte. Auf der Grundlage von MAYER zieht SCHLEICHER 1943 erste Rückschlüsse auf die Größe der *Sicherheitszahlen*. 1947 entwickelt FREUDENTHAL das Konzept nach MAYER weiter und legt den Grundstein für die weitere Forschungen auf dem Gebiet der Tragwerkszuverlässigkeit. BASLER führt 1960 den Variationskoeffizienten als Sicherheitsbegriff ein. Statistisch nicht erfassbare Unsicherheiten werden in einem deterministischen Sicherheitsfaktor berücksichtigt. CORNELL erweitert den Vorschlag von BASLER. Er nimmt den deterministischen Sicherheitsfaktor in den Variationskoeffizienten auf und führt den reziproken Wert als Maß für die Sicherheit ein. Hierbei legt er zugrunde, dass Bemessungen, die im Versagensfall gleiche Konsequenzen haben, auch denselben Sicherheitswert aufweisen sollen. In den 1970er/1980er Jahren wird durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft der *Sonderforschungsbereich 96 – Zuverlässigkeit der Bauwerke* eingerichtet. Ziel ist es, ein baustoff- und bauartübergreifendes Sicherheitskonzept auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage zu entwickeln. Ende der 1970er sind die Grundlagen soweit ausgereift, dass sie für neue Normen auf probabilistischer Basis herangezogen werden können. Grundlage für die Einführung der probabilistischen Sicherheitstheorie in die Praxis ist die 1981 in Deutschland veröffentlichte GRUSI-BAU [46] und die 1988 in der DDR veröffentlichte *Zuverlässigkeitskonzeption*, [92]. Das Sicherheitskonzept wird auf Teilsicherheitsbeiwerte umgestellt, die die Unsicherheiten der jeweiligen Parameter in Abhängigkeit der Größe berücksichtigen.

Entsprechend der Weiterentwicklung des Sicherheitskonzepts verändert sich auch die Formulierung der Werkstoffeigenschaften. Ab 1905 wird für den Werkstoff Beton der Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit Grundlage der Berechnungen von Bauwerken und Bauwerksteilen. Ab 1916 wird zusätzlich die Mindestdruckfestigkeit für Beton eingeführt. 1943 werden Betonfestigkeitsklassen in die Bemessung eingeführt. Ab 1972 erfolgt die Festlegung der statistischen Betrachtungsweise für die Betondruckfestigkeit. Die Nennfestigkeitsklassen werden als 5%-Fraktilwert festgelegt. Zusätzlich wird die Serienfestigkeit als Maß gefordert.

Vor dem Hintergrund die Ausnutzung der verwendeten Materialien zu optimieren, rückt auch die Instandhaltung bestehender Bauwerke und somit die Ermittlung der zugehörigen Tragfähigkeit weiter in den Vordergrund. Zu Beginn der 1940er Jahre wird erstmals die Tragfähigkeit bestehender Bauwerke in die damals gültigen Normen aufgenommen. In den 1970er Jahren wird dieser Gesichtspunkt wieder aus den Normen entnommen. 1992 veröffentlicht OPITZ [72] in seiner Habilitation die Vorgehensweise zum experimentellen Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit bestehender Bauwerke und Bauwerksteile aus Stahlbeton und Spannbeton. Weitere Grundlagen sowie Richtlinien zur Bewertung und Ermittlung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke und

Bauwerksteile veröffentlichen der DAFSTB in [16] und das CEB in [10], [11], [12], [13].

2.2 Sicherheitskonzepte im Bauwesen

2.2.1 Grundlagen

Die Aufgabe eines Sicherheitskonzepts ist es, einen vorgeschriebenen Abstand zwischen der Einwirkungsseite und der Widerstandsseite eines Bauwerks zu gewährleisten. Dieser Abstand ist notwendig, da auf beiden Seiten einer Bemessung, d.h. auf der Einwirkungsseite und auf der Widerstandsseite, Unsicherheiten auftreten. Gemäß FISCHER [37] ist es zudem das Ziel, für eine Gruppe gleichartiger Bauwerke eine untere Zuverlässigkeitsgrenze zu definieren, sowie in der Bemessung ein möglichst einheitliches Zuverlässigkeitsniveau zu garantieren. Dies wird mittels Sicherheitsfaktoren und charakteristischer Werte eingehalten, die durch das Normenkonzept vorgegeben sind.

Für den Nachweis einer ausreichenden Sicherheit zwischen dem Bemessungswert der Einwirkungsseite S_d und dem Bemessungswert der Widerstandsseite R_d gilt im Allgemeinen folgende Gleichung:

$$S_d \leq R_d . \quad (2.1)$$

Der Abstand zwischen Einwirkungs- und Widerstandsseite wird zum einen durch verschiedene Nachweise gewährleistet, die auf bestimmte Versagensmechanismen des Tragwerks unter definierten Einwirkungen und Einwirkungskombinationen abgestimmt sind. Zum anderen sind im Sicherheitskonzept Sicherheitsfaktoren sowie statistische Unter- und Überschreitungshäufigkeiten für Materialfestigkeitswerte und Lastannahmen vorgeschrieben, die die Unsicherheiten der Eingangsparameter beider Seiten abdecken.

2.2.2 Ansätze für Sicherheitskonzepte

2.2.2.1 Deterministisches Sicherheitskonzept

Ein deterministisches Sicherheitskonzept basiert im Wesentlichen auf Erfahrungswerten. Einwirkungen und Materialeigenschaften werden mit festen Werten belegt. Die Lasten werden oftmals als Maximalwerte abgebildet, Materialeigenschaften als Minimalwerte.

Die ausreichende Sicherheit gegenüber dem Versagenszustand bzw. die erforderliche Größe der Sicherheitsfaktoren wird auf der Grundlage von Erfahrungen festgelegt. Die Festlegung der Eingangswerte für die Bemessung, unabhängig von ihren statistischen Eigenschaften, führt auf der Grundlage eines deterministischen Sicherheitskonzepts zu einem unausgeglichene Sicherheitsniveau. Dies ist darauf zurückzuführen, dass das deterministische Sicherheitskonzept mit globalen Sicherheitsfaktoren arbeitet. Unsicherheiten der Einwirkungsseite und der Widerstandsseite werden gleichsam durch *einen, globalen* Sicherheitsfaktor erfasst. So können Eigenschaften wie eine geringe Streuung eines Eingangswertes, die sich günstig auf eine Bemessung auswirken, nicht berücksichtigt und folglich nicht genutzt werden (vgl. hierzu Anhang, Abschnitt F).

In den Anfängen wurden die Nachweise auf dem Niveau der Spannungen geführt. Diese Vorgehensweise wurde auch als *Methode der zulässigen Spannungen* bezeichnet. Der Vergleich zwischen Einwirkung und Widerstand wurde unter der Voraussetzung *elastischen* Materialverhaltens geführt, welches weit unter dem Niveau der Tragfähigkeit liegt [92]. Erst später wurden für die Nachweise der Bauwerke und Bauwerksteile Schnittgrößen herangezogen.

2.2.2.2 Semiprobabilistisches Sicherheitskonzept

Ein semiprobabilistisches Sicherheitskonzept basiert auf statistischen Grundlagen. Sowohl die Werte der Widerstandsseite als auch die Werte der Einwirkungsseite werden durch statistische Verteilungsfunktionen und deren Eigenschaften wie Mittelwert und Standardabweichung beschrieben. Die Eingangswerte in die Bemessung sind für Materialien und für Einwirkungen Fraktilwerte der Verteilungen. Somit handelt es sich bei den charakteristischen Werten - im Gegensatz zum deterministischen Sicherheitskonzept - nicht um subjektiv festgelegte Werte, sondern um Werte, die mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit unter- bzw. überschritten werden.

Die Unsicherheiten der charakteristischen Werte werden getrennt für die Einwirkungsseite und Widerstandsseite unter Berücksichtigung der Eigenschaften der Einwirkung und der des Materials und der Geometrie durch Teilsicherheitsbeiwerte erfasst. Die Festlegung der Größe der Teilsicherheitsbeiwerte basiert auf Ergebnissen statistischer Untersuchungen, die an Erfahrungswerten kalibriert wurden [57], [69]. Den mathematischen Zusammenhang zwischen dem globalen Sicherheitsfaktor und den Teilsicherheitsbeiwerten zeigt Abschnitt 2.3.1.1.

In Abhängigkeit des Grenzzustandes, des Nachweisverfahrens und des zu führenden Nachweises wird durch die Norm ein konstanter Wert für die Teilsicherheitsbeiwerte vorgegeben.

Die Sicherheit von Bauteilen und Bauwerksteilen wird in einem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept u.a. durch den Sicherheitsindex β bzw. die Versagenswahrscheinlichkeit p_f gewährleistet. Der Sicherheitsindex β fließt über die Größe der Teilsicherheitsbeiwerte in die Bemessung ein (vgl. hierzu Abschnitte 2.3.1.1 und 2.3.1.2). Die Sicherheitsindices β werden unterschieden hinsichtlich des Bemessungszeitraums (*1 Jahr* bzw. *Nutzungszeitraum*), des betrachteten Grenzzustands (Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) und der Sicherheitsklasse, der das Bauteil zugeordnet ist. Detaillierte Informationen zum Sicherheitsindex β und zur Versagenswahrscheinlichkeit p_f können Abschnitt 2.2.3 und dem Anhang, Abschnitt B entnommen werden.

Anstelle von *Semiprobabilistisches Sicherheitskonzept* wird oft die Bezeichnung *Teilsicherheitskonzept* verwendet.

2.2.2.3 Probabilistisches Sicherheitskonzept

In einem probabilistischen Sicherheitskonzept werden die Eingangswerte der Bemessung mit ihren statistischen Eigenschaften dargestellt. Hier stehen im Allgemeinen der Mittelwert, die Standardabweichung, daraus abgeleitet der Variationskoeffizient und gegebenenfalls die Dichtefunktion der betrachteten Größe zur Verfügung.

Die Nachweise auf der Grundlage eines probabilistischen Sicherheitskonzepts erfolgen mittels kon-

stanter Teilsicherheitsbeiwerten. Sie basieren auf dem Vergleich von Versagenswahrscheinlichkeiten bzw. Sicherheitsindices. Diese Nachweisform wird auch als Nachweis der Stufe I bezeichnet. Die Teilsicherheitsbeiwerte werden aus dem Näherungsverfahren der Zweite-Momenten-Methode, einem Stufe II-Verfahren, hergeleitet. Die Genauigkeit dieses Verfahrens ist in Anbetracht der Tatsache, dass in Normen feste Zahlenwerte für Teilsicherheitsbeiwerte verwendet werden, ausreichend genau. Für Sondertragwerke können genauere Verfahren notwendig werden, d.h. Verfahren der Stufe III, wie z.B. Simulationsverfahren [57], [87].

Der Sicherheitsindex β wird definiert als das Verhältnis der Mittelwerte der Bemessung μ_z und der Standardabweichung der Bemessung σ_z . Ausgedrückt durch die statistischen Eigenschaften der Einwirkungsseite (Index S) und der Widerstandsseite (Index R) gilt für β :

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} . \quad (2.2)$$

Anschaulich wird der Wert β in Bild 2.1 dargestellt.

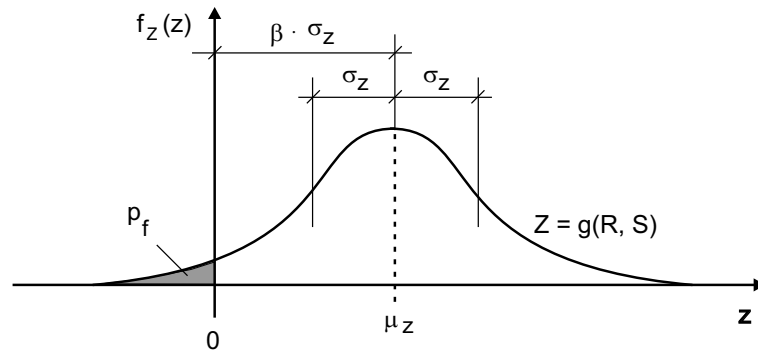


Bild 2.1: Grafische Darstellung des Sicherheitsindex β [69]

Der Sicherheitsindex β kann entsprechend Gleichung 2.3 einer Versagenswahrscheinlichkeit p_f zugeordnet werden:

$$p_f = \phi\left(-\frac{\mu_z}{\sigma_z}\right) = \phi\left(-\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) = \phi(-\beta) . \quad (2.3)$$

2.2.3 Sicherheitsmaß im Bauwesen

Die Grenze zwischen Versagensbereich und Überlebensbereich eines Bauwerks ist durch die Grenzzustandsfunktion $g(x_k, \gamma)$ festgelegt. Sie entspricht der mathematischen Formulierung der Gegenüberstellung der Einwirkungsseite und der Widerstandsseite für denjenigen Grenzzustand, der für das Tragwerk als versagensrelevant erachtet wird. Die Einwirkungsseite und die Widerstandsseite werden in Abhängigkeit der jeweils maßgebenden Einflussgrößen (Basisvariablen) beschrieben [46]. Versagen tritt ein, wenn für die Grenzzustandsfunktion $g(x_k, \gamma)$ gilt:

$$Z = g(x_k, \gamma) \leq 0 . \quad (2.4)$$

Die Zuverlässigkeit einer Struktur p_s gegenüber dem Versagen kann durch nachstehende Formel quantifiziert werden [46]:

$$p_s = 1 - p_f = 1 - P[Z = g(x_{ki}, \gamma) \leq 0] . \quad (2.5)$$

Sie beschreibt die Wahrscheinlichkeit, dass der Grenzzustand nicht überschritten wird. x_{ki} bezeichnen die Basisvariablen, $g(x)$ die Funktion, die den Grenzzustand beschreibt. Für $g(x) = 0$ wird die jeweilige Grenzbedingung definiert. Z beschreibt den Sicherheitsabstand zwischen Einwirkungen und dem Grenzzustand (vgl. hierzu Bild 2.2). Aufgrund der Streuung der Basisvariablen streut auch der Abstand zwischen dem Grenzzustand und den Einwirkungen auf das Bauwerk [46]. Die Wahrscheinlichkeit, dass das Ereignis $Z \leq 0$ eintritt, wird durch $P[Z \leq 0]$ beschrieben. Die Versagenswahrscheinlichkeit p_f definiert die operative Versagenswahrscheinlichkeit. Diese beschreibt die Wahrscheinlichkeit, dass während eines Bezugszeitraums ein Grenzzustand überschritten wird und damit der Versagenszustand erreicht wird.

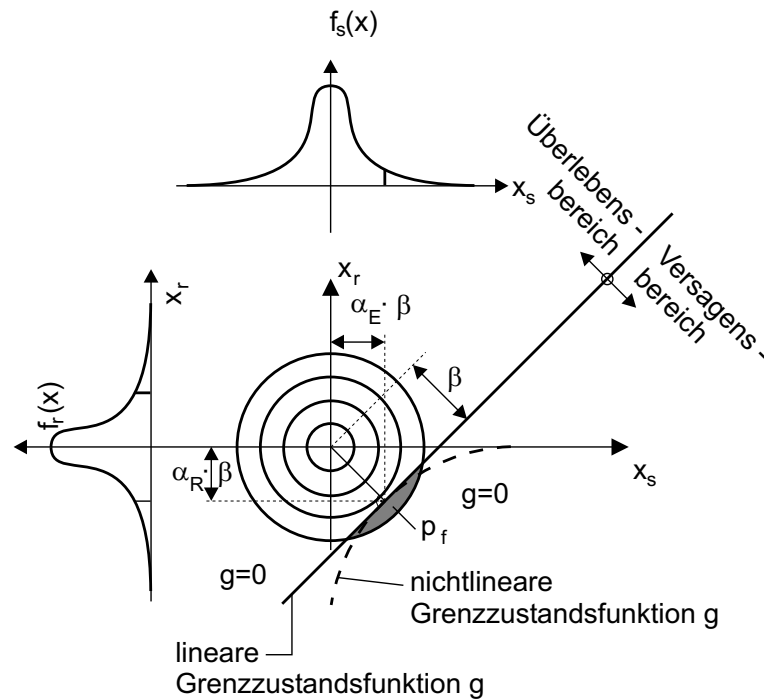


Bild 2.2: Abstand der Einwirkungen und Widerstände vom Versagensbereich [57]

Der Zusammenhang zwischen der Versagenswahrscheinlichkeit p_f und dem Sicherheitsindex β wird in Tabelle 2.1 dargelegt und ist in Bild 2.3 grafisch dargestellt.

Tabelle 2.1: Zusammenhang zwischen Sicherheitsindex β und der operativen Versagenswahrscheinlichkeit p_f [46]

β	5,2	4,7	4,2	3,0	2,5	2,0
p_f	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-3}	10^{-3}	10^{-2}

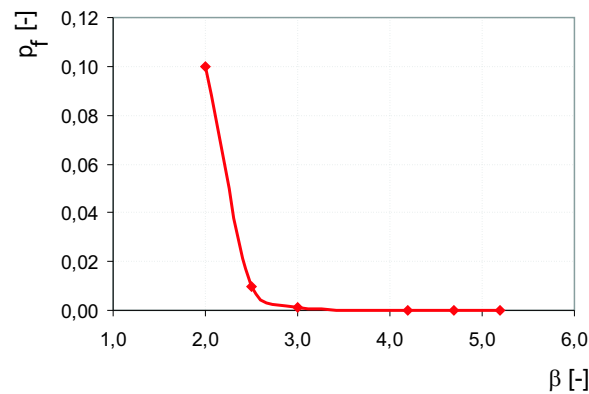


Bild 2.3: Grafische Darstellung des Zusammenhangs zwischen Sicherheitsindex β und operativer Versagenswahrscheinlichkeit p_f

Die Versagenswahrscheinlichkeit p_f und der erforderliche Sicherheitsindex β wurden auf der Grundlage von Erfahrungen festgelegt. Diese Erfahrungen wurden an ausgeführten Bauwerken gewonnen, die den bisherigen, baulichen Anforderungen genügen. Die Größe der zu gewährleistenden Versagenswahrscheinlichkeit p_f und des zu gewährleistenden Sicherheitsindex β sind in Bemessungsnormen festgelegt. Sie sind abhängig von der Sicherheitsklasse, dem betrachteten Grenzzustand und dem Bemessungszeitraum. Bei zeitabhängigen Vorgängen ist der Sicherheitsindex β von dem Bezugszeitraum abhängig.

Tabelle 2.2 zeigt die Sicherheitsindices für verschiedene Sicherheitsklassen (vgl. hierzu auch Abschnitt 2.2.4) für den Bezugszeitraum *1 Jahr*.

Tabelle 2.2: Sicherheitsindex β in Abhängigkeit von verschiedenen Sicherheitsklassen für einen Bezugszeitraum von einem Jahr [46]

	Sicherheitsklassen		
	1	2	3
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (auch Rissbildung und Schwingungsempfindlichkeit *)	2,5	3,0	3,5
Grenzzustand der Tragfähigkeit (Kollaps, Bruch, Gleiten, Instabilität)	4,2	4,7	5,2
*) Hierbei wird angenommen, dass Kriterien für die Gebrauchstauglichkeit keinen Sicherheitsabstand enthalten			

Für die Bemessungszeiträume *Lebensdauer* und *Nutzungsdauer* gelten nach ISO 2394 [28] die anzustrebenden Sicherheitsindices gemäß Tabelle 2.3.

Im Grenzzustand sollte für umkehrbare Grenzzustände $\beta = 0$, für nicht umkehrbare Grenzzustände $\beta = 1,5$ gesetzt werden (A). Für den Grenzzustand der Ermüdung sollte β zwischen 2,3 und 3,1 liegen. Der Wert ist entsprechend der Möglichkeit der Überwachung festzulegen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind für β die Werte 3,1; 3,8 und 4,3 zu wählen.

Tabelle 2.3: Zielwerte für die Sicherheitsindices β für einen Bezugszeitraum von einem Jahr [28]

Relative Costs of safety measures	Safety Classes			
	small	some	moderate	great
High	0	A 1,5	2,3	B 3,1
Moderate	1,3	2,3	3,1	C 3,8
Low	2,3	3,1	3,8	4,3

2.2.4 Sicherheitskonzept nach DIN 1055-100

Das den derzeit gültigen Bemessungsnormen im Stahlbeton- und Spannbetonbau zugrunde liegende Sicherheitskonzept ist in DIN 1055-100 dokumentiert. Die dort beschriebenen Anforderungen, die Tragwerke erfüllen müssen, werden im Folgenden beschrieben.

Während der Errichtung und der Nutzung muss ein Bauwerk mit angemessener Zuverlässigkeit bestimmten Ereignissen entgegenstehen. Das heißt, das Tragwerk oder eines seiner Tragwerksteile darf nicht einstürzen, größere Verformungen aufweisen, andere Bauwerksteile durch große Verformungen beeinträchtigen. Diese Anforderungen sind hinsichtlich der Grenzzustände Gebrauchstauglichkeit, Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit einzuhalten. Dies wird erreicht durch die Wahl geeigneter Baustoffe, eine entsprechende bauliche Durchbildung, einzuhaltende Mindestfestigkeiten und die Festlegung von Überwachungsverfahren. Bereits während der Planung ist die Dauerhaftigkeit des Bauwerks zu berücksichtigen. Ziel hierbei ist es, dass das Tragwerk für die gesamte Nutzungsdauer unter Berücksichtigung eines angemessenen Instandhaltungsaufwands gebrauchstauglich bleibt.

Die zuvor beschriebenen Anforderungen an das Sicherheitskonzept der DIN 1055-100 werden in den entsprechenden Grenzzuständen mittels maßgebender Bemessungssituationen gewährleistet. Die Struktur des Bemessungskonzepts zeigt Tabelle 2.4.

Um die Anforderungen an das Bauwerk sicherzustellen, sind Nachweise für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und für den Grenzzustand der Tragfähigkeit vorgeschrieben. Diese sind auf der Grundlage definierter Tragwerks- und Lastmodelle unter Berücksichtigung der maßgebenden Einwirkungskombinationen einzuhalten.

Das Sicherheitskonzept der DIN 1055-100 ist ein semiprobabilistisches Sicherheitskonzept, d.h. es basiert auf zuverlässigkeitstheoretischen Grundsätzen und auf Erfahrungen, die die Basis der deterministischen Sicherheitskonzepte bilden.

Durch die probabilistische Basis des Sicherheitskonzepts werden die Parameter der Einwirkungsseite und der Widerstandsseite als statistische Größen, mit Mittelwert, Standardabweichung und Dichtefunktion, beschrieben. In die Bemessung fließen Fraktilwerte der Verteilungen ein, die als charakteristische Werte bezeichnet werden. Für die Beschreibung der Einwirkungen werden i.A. 95%-Fraktilwerte, für die Beschreibung der Materialfestigkeitswerte 5%-Fraktilwerte verwendet.

Die Nachweise werden mit *Bemessungswerten* für die Einwirkungsseite und Widerstandsseite geführt. Die Bemessungswerte sind aus den charakteristischen Werten der Einwirkungen und der Materialfestigkeitswerte und den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten zu berechnen.

Tabelle 2.4: Inhalte des Bemessungskonzepts nach DIN 1055-100

Grenzzustand	Tragfähigkeit	Gebrauchstauglichkeit
Anforderungen	Sicherheit des Tragwerks Sicherheit von Personen	Funktion des Tragwerks Wohlbefinden der Personen Erscheinungsbild des Tragwerks
Nachweiskriterien	Verlust der Lagesicherheit Festigkeitsversagen Stabilitätsversagen Versagen durch Materialermüdung	Verformungen und Verschiebungen Schwingungen Schäden (einschließlich der Rissbildung) Schäden durch Materialermüdung
Bemessungssituation	ständige vorübergehende außergewöhnliche Erdbeben	seltene bzw. charakteristische nicht-häufige häufige quasi ständige
Beanspruchung	Bemessungswert der Beanspruchung z.B. destabilisierende Einwirkungen, Schnittgrößen	Bemessungswert der Beanspruchung z.B. Spannungen, Rissbreiten, Verformungen
Widerstand	Bemessungswert des Tragwiderstands (Beanspruchbarkeit) z.B. stabilisierende Einwirkungen, Materialfestigkeiten Querschnittswiderstände	Bemessungswert des Gebrauchstauglichkeitskriteriums z.B. Dekompression, Grenzwerte für Spannungen Rissbreiten, Verformungen

Die Unsicherheiten der Eingangsparameter werden mittels Teilsicherheitsbeiwerten getrennt für die Einwirkungsseite und die Widerstandsseite erfasst. Ihr Wert bildet die statistischen Eigenschaften der Eingangsparameter ab. So gilt für eine ständige Einwirkung wie Eigengewicht ein kleinerer Teilsicherheitsbeiwert als für eine veränderliche Einwirkung wie eine Verkehrslast. Für Materialien mit geringen Variationskoeffizienten wie Stahl ist ebenfalls ein kleinerer Teilsicherheitsbeiwert definiert als für den Werkstoff Beton. Detaillierte Informationen zu den Sicherheitsfaktoren sind in Abschnitt 2.3.1 und im Anhang, Abschnitt F.1 dargestellt.

Zur Gewährleistung einer unteren Zuverlässigkeitsgrenze für gleichartige Bauwerke gibt die DIN 1055-100 Versagenswahrscheinlichkeiten p_f und Sicherheitsindices β vor. Der Zahlenwert für β ist dabei abhängig vom betrachteten Grenzzustand, d.h. Tragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeit, sowie vom Bemessungszeitraum, d.h. 1 Jahr oder Nutzungsdauer. Tabelle 2.5 zeigt die in DIN 1055-100 vorgeschriebenen Sicherheitsindices β in Abhängigkeit des Bemessungszeitraums und des betrachteten Grenzzustands.

Im Folgenden sind ausgewählten Sicherheitsindices β die entsprechenden Versagenswahrscheinlichkeiten p_f zugeordnet. Die Sicherheitsindices gelten für Ingenieurbauwerke, d.h. Bauwerke der Sicherheitsklasse 2, für den Bemessungszeitraum von einem Jahr [21] für die Grenzzustände Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit:

$$\text{Grenzzustand der Tragfähigkeit:} \quad \beta = 4,7 \quad \Leftrightarrow \quad p_f = 10^{-6},$$

$$\text{Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:} \quad \beta = 3,0 \quad \Leftrightarrow \quad p_f = 10^{-3}.$$

Tabelle 2.5: Sicherheitsindices β nach DIN 1055-100 [21]

Grenzzustand	Angestrebter Zuverlässigkeitsindex β (vorgesehene Nutzungsdauer)	Angestrebter Zuverlässigkeitsindex β (ein Jahr)
Tragfähigkeit	3,8	4,7
Gebrauchstauglichkeit	1,5	3,0
Ermüdung	1,5 bis 3,8 ¹⁾	-

¹⁾ Abhängig vom Grad der Überwachungs- und Instandsetzungsmöglichkeiten und von Schadenstoleranzen

Wie aus Bild 2.2 ersichtlich ist, beschreibt der Sicherheitsindex β den lotrechten Abstand zwischen dem Bemessungspunkt und der Grenzzustandsfunktion $g(x_k, \gamma)$. Die Beiwerte α_R und α_E ermöglichen die Überführung des Sicherheitsindex β in das Koordinatensystem der Einwirkungs- und Widerstandsseite. Gemäß DIN 1055-100 werden sie mit folgenden Werten angegeben:

$$\alpha_R = 0,8; \quad \alpha_E = -0,7 \text{ .}$$

Die Gültigkeit dieser Werte ist gemäß DIN 1055-100 gegeben, wenn der Sicherheitsindex β den Wert 3,8 annimmt und das Verhältnis der Streuungen der Einwirkungs- und Widerstandsseite σ_E und σ_R sowie der resultierende Variationskoeffizient ν_R definierte Grenzwerte einhalten:

$$0,16 \leq \sigma_E/\sigma_R \leq 7,60; \quad \nu_R \leq 0,25 \text{ .}$$

2.3 Sicherheitselemente

Zu den Sicherheitselementen zählen im Rahmen dieser Arbeit die Sicherheitsfaktoren (Teilsicherheitsbeiwerte) und die charakteristischen Werte. Sie bilden unter Berücksichtigung des Sicherheitsindex β die Basis der Tragwerkssicherheit. Im Folgenden werden die Grundlagen zur Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte sowie der charakteristische Wert in Form von Fraktilwerten detailliert erläutert.

2.3.1 Sicherheitselement Sicherheitsfaktor

Aufgabe der Sicherheitsfaktoren ist es, Unsicherheiten der Eingangsparameter in der Bemessung abzudecken. Hierbei müssen sowohl die Unsicherheiten der Parameter der Einwirkungsseite als auch die Unsicherheiten der Parameter der Widerstandsseite erfasst werden. Wie bereits zuvor erläutert wurde, werden die Unsicherheiten der Einwirkungsseite getrennt von den Unsicherheiten der Widerstandsseite abgedeckt. (Da der Fokus dieser Arbeit auf der Widerstandsseite liegt, wird im Folgenden die Einwirkungsseite nicht behandelt.)

Aus vereinfachter Beschreibung der Eingangsparameter in einer Bemessung resultieren Abweichungen zwischen den (in der Bemessung) prognostizierten Eigenschaften und den Eigenschaften des bestehenden Tragwerks während seiner Herstellung und seiner Nutzungsdauer [1].

Die Streuungen der Geometrie des Tragwerks resultieren im Wesentlichen aus der Bauausführung. Die Streuung der Eigenschaften der Baustoffe und des Baugrundes werden durch deren natürliche Zusammensetzung, die Verarbeitung und den Einbau im Bauwerk beeinflusst. Die Modellungenauigkeiten resultieren u.a. aus Unzulänglichkeiten der Berechnungsverfahren.

Um eine praktische Anwendung zu ermöglichen, müssen für jedes theoretische Modell vereinfachende Annahmen getroffen werden, die zwangsläufig zu einer abweichenden Beschreibung der Realität führt. Aufgrund der steigenden Leistungsfähigkeit der Computer können verfeinerte Modelle numerisch bearbeitet werden. Damit lassen sich die Modellungenauigkeiten verringern, jedoch nicht eliminieren.

Eine detaillierte Beschreibung von herstellungsbedingten Streuungen der Geometrie und der Werkstofffestigkeitswerte sowie die Ungenauigkeit infolge von Idealisierungen von korrekten Modellen werden in Kapitel 7, Abschnitt 7.2.3 und im Anhang, Abschnitt E.2 und E.3 erläutert.

Nachfolgend werden drei Varianten vorgestellt, um Unsicherheiten mittels Sicherheitsfaktoren zu berücksichtigen [29]:

$$\text{Variante 1: } R_d = R(f_k/\gamma_M; a_{nom}),$$

$$\text{Variante 2: } R_d = 1/\gamma_R (f_k; a_{nom}),$$

$$\text{Variante 3: } R_d = 1/\gamma_{Rd} R(f_k/\gamma_M; a_{nom}).$$

Hierbei sind:	f_k	Charakteristischer Wert der Materialfestigkeit
	a_{nom}	nomineller Wert der geometrischen Abmessung
	γ_M	Sicherheitsfaktor für das Material
	γ_R	Sicherheitsfaktor für den Widerstand
	γ_{Rd}	Beiwert, der die Unsicherheiten des Widerstandsmodells und der geometrischen Eigenschaften berücksichtigt

Variante 1 entspricht im Wesentlichen dem Ansatz des derzeit gültigen Sicherheitskonzepts nach DIN 1055-100 für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Die Bemessung erfolgt auf der

Grundlage des Vergleichs von einwirkenden und aufnehmbaren Schnittgrößen. Einfließende Unsicherheiten, wie die aus Festigkeitswerten, Modellierungen und Konstruktionsdetails, werden hier bereits auf der Ebene der Baustoffe berücksichtigt. Grundlage zur Ermittlung der Bemessungswerte sind charakteristische Werte der Baustofffestigkeiten.

Die verschiedenen Sicherheitsfaktoren für die Baustoffeigenschaften geben durch ihren Zahlenwert die unterschiedlichen Eigenschaften der Baustoffe wieder. Der Widerstand des Bauwerks wird bei diesem Ansatz nur durch den Querschnittswiderstand abgebildet. Die Systemeigenschaften, wie die statische Bestimmtheit bzw. Unbestimmtheit, fließen nur über die Schnittgrößen in die Berechnung ein. Dadurch kann die Tragfähigkeit einer Struktur unterschätzt werden.

Die Variante 2 entspricht dem Ansatz der Amerikanischen Norm, dem *Load Resistance Factor Design*. Hierbei fließen die Baustoffeigenschaften mit ihren charakteristischen Werten in die Berechnung ein. Somit erhält man den charakteristischen Wert der Tragfähigkeit. Der Bemessungswert der Tragfähigkeit wird bestimmt, indem die charakteristische Tragfähigkeit durch den Sicherheitsfaktor γ_R dividiert wird. Der Sicherheitsfaktor der Widerstandsseite γ_R berücksichtigt gleichermaßen die Unsicherheiten der Materialien Beton und Betonstahl. Materialeigenschaften, wie ein geringer Variationskoeffizient, werden im Sicherheitsbeiwert nicht berücksichtigt.

Bei Variante 3 handelt es sich um eine Mischform der zuvor dargestellten Varianten 1 und 2. Die Unsicherheiten werden sowohl auf Baustoffebene als auch auf Systemebene berücksichtigt. Sicherheitsbeiwerte berücksichtigen die verschiedenen Eigenschaften der Materialien auf der Baustoffebene. Unsicherheiten der Systemebene werden mittels Sicherheitsfaktoren auf entsprechender Ebene berücksichtigt [91].

2.3.1.1 Grundlagen der Sicherheitsfaktoren

• Theoretischer Hintergrund

Wie bereits in Abschnitt 2.2.2.1 erläutert wurde, sind in der klassischen Bemessung die Einwirkungsseite und die Widerstandsseite durch einen festen Faktor, den globalen Sicherheitsfaktor, getrennt. Der Sicherheitsabstand ν zwischen Einwirkung und Widerstand wurde für die bestehenden Normen auf der Basis von Erfahrungen festgelegt (Gleichung 2.6). Die Einwirkung und der Widerstand werden hierbei mit ihren Nennwerten S_q und R_p definiert [59]. Zur Gewährleistung der Bauwerkssicherheit wird gefordert:

$$R_p \geq S_q \cdot \nu \quad . \quad (2.6)$$

In Sicherheitskonzepten auf probabilistischer Basis werden Einwirkungen und Widerstände mittels statistischer Verteilungen abgebildet. Je nachdem welche Fraktile der Verteilung Einwirkung und Widerstand beschreibt, werden zwei Sicherheitsfaktoren unterschieden (vgl. Bild 2.4).

Bezieht sich der Abstand zwischen Einwirkungsseite S und Widerstandsseite R auf die Mittelwerte m der Verteilungen, wird der Abstand als *Zentrale Sicherheitszone* ν_0 bzw. als *Zentraler Sicherheitsfaktor* ν_0 bezeichnet. Es gilt Gleichung 2.7:

$$\nu_0 \geq \frac{R_m}{S_m} = \frac{\mu_R}{\mu_S} \quad . \quad (2.7)$$

Werden Fraktilwerte zueinander ins Verhältnis gesetzt – entsprechend Gleichung 2.8 – entspricht der Abstand zwischen Einwirkungsseite und Widerstandsseite der *Nennsicherheitszone* ν oder dem *Nennsicherheitsfaktor* ν :

$$\nu \geq \frac{R_p}{S_q} \quad . \quad (2.8)$$

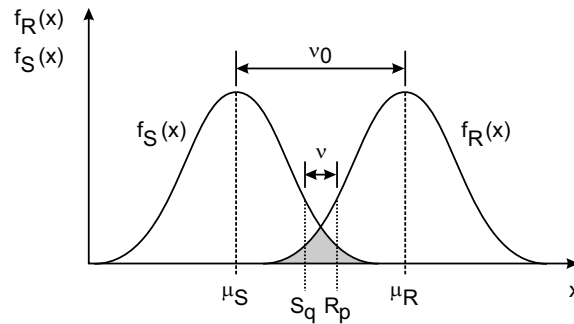


Bild 2.4: Darstellung der Zentralen Sicherheitszone ν_0 und der Nennsicherheitszone ν

Setzt man die charakteristischen Werte entsprechend der derzeit gültigen Norm als 5%-Fraktile (Widerstand) bzw. 95%-Fraktile (Einwirkung) an, veranschaulicht Bild 2.4, dass sich der Nennsicherheitsfaktor ν als Produkt der Teilsicherheitsbeiwerte γ_R und γ_S darstellen lässt (2.10). Diese berücksichtigen die Unsicherheiten der Einwirkungsseite $f_S(x)$ und der Widerstandsseite $f_R(x)$ getrennt voneinander:

$$\nu \leq \frac{R_p}{S_q} \quad \Leftrightarrow \quad R_p \geq \nu \cdot S_q ,$$

$$\frac{R_p}{\gamma_R} \geq \gamma_S \cdot S_q , \quad (2.9)$$

$$\nu = \gamma_R \cdot \gamma_S . \quad (2.10)$$

- **Globaler Sicherheitsfaktor und Teilsicherheitsbeiwert**

Der globale Sicherheitsfaktor

Der globale Sicherheitsfaktor berücksichtigt sowohl die Unsicherheiten auf der Einwirkungsseite als auch die auf der Widerstandsseite (vgl. Abschnitt 2.2.2.1). Sein Zahlenwert ist festgelegt auf der Grundlage der traditionellen bzw. empirischen Vorgehensweise (siehe Bild 2.5). Ursprünglich ist er definiert als Quotient aus Einwirkung und Widerstand nach Gleichung 2.11. Verwendet werden im Nachweis sogenannte Nennwerte $x_{i,k}$ [92].

Der globale Sicherheitsfaktor wurde auf der Grundlage der Erfahrung im Konstruieren von Bauwerken als Verhältnis der in gewissem Maße subjektiv gewählten Werte der Widerstandsseite R_{min} und den Werten der Einwirkungsseite S_{max} ermittelt:

$$\nu = \frac{R_{min}}{S_{max}} . \quad (2.11)$$

Bild 2.5 zeigt schematisch die Entwicklung der Größe des globalen Sicherheitsfaktors [92].

Kommt es nach der Freigabe zur Nutzung eines Bauwerks lange Zeit nicht zu häufigen oder schweren Versagensfällen, ist dies ein Indiz dafür, dass das Bauwerk Sicherheitsreserven aufweist. Daher können die Sicherheitsfaktoren verringert werden. Kommt es wiederum nicht zu Versagensfällen, darf davon ausgegangen werden, dass der Sicherheitsfaktor weiter reduziert werden kann. Kommt es jedoch unter Verwendung reduzierter Sicherheitsfaktoren zu häufigen oder schweren Versagensfällen, ist das Sicherheitsniveau nicht ausreichend und die Sicherheitsfaktoren müssen erhöht werden.

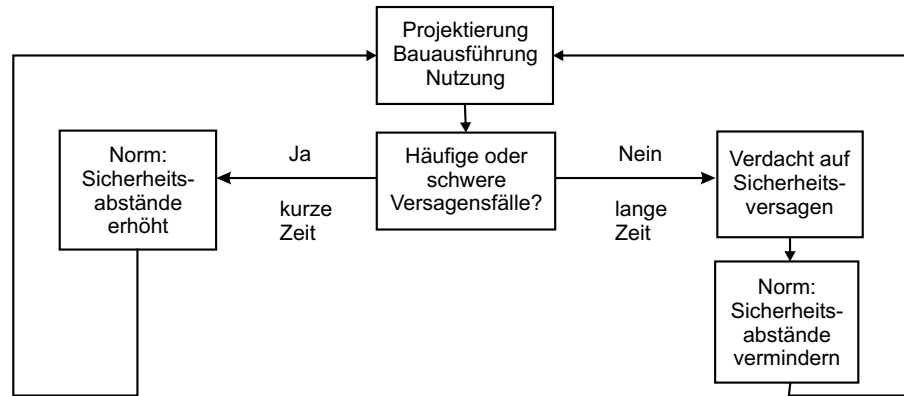


Bild 2.5: Die Festlegung von Sicherheitselementen in Normen auf der Grundlage der Erfahrung [92]

Der Teilsicherheitsbeiwert

Teilsicherheitsfaktoren werden für die Einwirkungsseite und für die Widerstandsseite getrennt von einander vorgehalten. Sie decken u. a. Ungenauigkeiten im Berechnungsmodell, der Beschreibung der Festigkeitswerte sowie in der Beschreibung des Systems ab. Die Größe der Teilsicherheitsbeiwerte basiert auf den Unsicherheiten der Bezugsgrößen (vgl. hierzu Abschnitt 2.3.1.2).

Zusammenhang zwischen globalem Sicherheitsfaktor und Teilsicherheitsbeiwerten

Allgemein können die charakteristischen Werte der Einwirkungsseite S_q und diejenigen der Widerstandsseite R_p auf der Grundlage ihres Mittelwerts μ und ihrer Standardabweichung σ , wie in Gleichung 2.12 und Gleichung 2.13 dargestellt, beschrieben werden:

$$S_q = \mu_S + k_S \cdot \sigma_S = \mu_S(1 + k_S \cdot \nu_S) , \quad (2.12)$$

$$R_p = \mu_R - k_R \cdot \sigma_R = \mu_R(1 - k_R \cdot \nu_R) . \quad (2.13)$$

Der Beiwert k berücksichtigt die Art der Dichtefunktion, die Aussagewahrscheinlichkeit und den Fraktilwert (vgl. hierzu Anhang, Abschnitt B). Der Variationskoeffizient ν ermittelt sich aus dem Verhältnis der Standardabweichung σ und dem Mittelwert μ . Ersetzt man den Beiwert k durch den Sicherheitsindex β und den linearisierten Wichtungsfaktor α nach DIN 1055-100, können die charakteristischen Werte wie folgt formuliert werden (Gleichung 2.14 und Gleichung 2.15):

$$S_q = \mu_S + \alpha_S \cdot \beta \cdot \sigma_S = \mu_S(1 + \alpha_S \cdot \beta \cdot \nu_S) , \quad (2.14)$$

$$R_p = \mu_R - \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_R = \mu_R(1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot \nu_R) . \quad (2.15)$$

Die Faktoren β und α_i ermöglichen die Beschreibung der charakteristischen Werte für den unteren, durch die DIN 1055-100 zulässigen Grenzwert der Sicherheit (vgl. Abschnitt 2.2.4).

Der globale Sicherheitsfaktor nach DIN 1045 (1988) beschreibt wie der Nennsicherheitsfaktor ν (vgl. Abschnitt 2.3.1.1, Gleichung 2.8) den Abstand der Fraktilwerte der Einwirkungsseite und der Widerstandsseite. Somit entspricht er dem Verhältnis der charakteristischen Werte der Einwirkungsseite S_q und der Widerstandsseite R_p in Gleichung 2.16 (vgl. hierzu auch Abschnitt 2.3.1.1 und Bild 2.4). Des Weiteren kann das Verhältnis der Mittelwerte der Einwirkungen und Widerstände durch den zentralen Sicherheitsfaktor ν_0 ausgedrückt werden (vgl. Abschnitt 2.3.1.1, Gleichung 2.7):

$$\gamma_{global} \geq \frac{R_p}{S_q} = \frac{\mu_R(1 - k_R \nu_R)}{\mu_S(1 + k_S \nu_S)} = \nu_0 \frac{1 - k_R \nu_R}{1 + k_S \nu_S} . \quad (2.16)$$

Wird der Zentrale Sicherheitsfaktor ν_0 unter Berücksichtigung des unteren Grenzwerts der Sicherheit formuliert, gilt Gleichung 2.17:

$$\nu_0 \geq \frac{\mu_R}{\mu_S} = \frac{1 + \beta\alpha_S\nu_S}{1 - \beta\alpha_R\nu_R} . \quad (2.17)$$

Eingesetzt in die Gleichung 2.16 erhält man das Verhältnis der Bemessungswerte der Einwirkungsseite und der Widerstandsseite. Die Bemessungswerte werden jeweils als Verhältnis aus Fraktilwert und Sicherheitsfaktor dargestellt:

$$\gamma_{global} \geq \frac{1 + \beta\alpha_S\nu_S}{1 + k_S\nu_S} \cdot \frac{1 - k_R\nu_R}{1 - \beta\alpha_R\nu_R} . \quad (2.18)$$

Beschreibt man den Nennsicherheitsfaktor der Einwirkungsseite getrennt von dem Sicherheitsfaktor der Widerstandsseite, ergeben sich die Formulierungen für die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen gemäß Gleichung 2.19 und für die Widerstände gemäß Gleichung 2.20:

$$\gamma_S = \frac{1 + \beta\alpha_S\nu_S}{1 + k_S\nu_S} , \quad (2.19)$$

$$\gamma_R = \frac{1 - \beta\alpha_R\nu_R}{1 - k_R\nu_R} . \quad (2.20)$$

Daraus folgt die Nachweisgleichung für das semi-probabilistische Sicherheitskonzept (2.21), der Zusammenhang zwischen den Teilsicherheitsbeiwerten und dem globalen Sicherheitsfaktor gemäß Gleichung 2.22:

$$\gamma_S \cdot S_q \leq \frac{R_p}{\gamma_R} , \quad (2.21)$$

$$\rightarrow \gamma_S \cdot \gamma_R \leq \frac{R_p}{S_q} \quad \text{mit} \quad \gamma_S \cdot \gamma_R \hat{=} \gamma_{global} . \quad (2.22)$$

Die Beschreibung der Überführung des globalen Sicherheitsfaktors in die Teilsicherheitsbeiwerte ermöglichen die Formulierung des globalen Sicherheitsfaktor für ein *Versagen mit Vorankündigung*.

Neben der vorgestellten Möglichkeit, den globalen Sicherheitsfaktor in die Teilsicherheitsbeiwerte zu überführen, ist eine weitere Vorgehensweise bekannt. Hier liegt ein *Lastfaktor* f_{LF} zugrunde. Dieser setzt sich zusammen aus einem Anteil aus ständigen Einwirkungen und einem Anteil aus veränderlichen Einwirkungen. Berücksichtigt man den dominanten Anteil aus ständigen Einwirkungen im Massivbrückenbau, ergibt sich für den Lastfaktor f_{LF} ein Wert von 1,4 (vgl. Gleichung 2.23). Das Verhältnis $g_k/q_k \simeq \frac{2}{3}/\frac{1}{3}$ wird durch das in Kapitel 6 beschriebene Verfahren zur Abschätzung von zulässigen Verkehrslasten bestätigt.

$$f_{LF} = \frac{2}{3} \cdot 1,35 + \frac{1}{3} \cdot 1,5 = 1,40 \quad (2.23)$$

Die DIN 1045 (1988) unterschied für die Bemessung von Bauwerken und Bauwerksteilen zwischen einem globalen Sicherheitsfaktor für ein Versagen mit Vorankündigung $\gamma_{gl,mV}$ und einem globalen Sicherheitsfaktor für ein Versagen ohne Vorankündigung $\gamma_{gl,oV}$. Der Zusammenhang zwischen den vorgenannten Sicherheitsfaktoren und den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1045-1 ergibt sich auf der Grundlage der Gleichung 2.22 wie folgt:

$$\gamma_R = \gamma_s = \frac{\gamma_{gl,mV}}{f_{LF}} = \frac{1,75}{1,4} = 1,25 ,$$

$$\gamma_R = \gamma_c = \frac{\gamma_{gl,oV}}{f_{LF}} = \frac{2,1}{1,4} = 1,50 \text{ .}$$

Der Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl γ_s lässt sich auf der Grundlage des globalen Sicherheitsfaktors $\gamma_{gl,mV}$ und des Lastfaktors f_{LF} herleiten. Es ergibt sich ein Wert von $\gamma_s = 1,25$. Dieser weicht von dem Teilsicherheitsbeiwert nach DIN 1045-1 ab, was sich durch die gegenüber der DIN 1045 (1988) erhöhte Sicherheit gegenüber eines Versagens mit Vorankündigung erklären lässt.

Gemäß DIN 1045 (1988) galt für ein Versagen ohne Vorankündigung ein Sicherheitsfaktor von $\gamma_{gl,oV} = 2,10$. Dieser Wert lässt sich unter Verwendung des Lastfaktors $f_{LF} = 1,40$ in den Teilsicherheitsbeiwert für Beton $\gamma_c = 1,50$ überführen.

Diskussion

Um eine möglichst kleine Versagenswahrscheinlichkeit zu gewährleisten, ist der globale Sicherheitsbeiwert *kein* praktisches Hilfsmittel und Sicherheitsmaß.

Der wesentliche Nachteil eines globalen Sicherheitsfaktors liegt darin, dass die verschiedenen Eigenschaften der Lasten und die verschiedenen Eigenschaften der Werkstoffe in gleichem Maß berücksichtigt werden. Sowohl für ständige Lasten als auch für veränderliche Lasten gilt derselbe Sicherheitsbeiwert. Somit können sich positiv auswirkende Eigenschaften der Lasten bzw. Baustoffe, wie geringe Streuungen und hohe Zuverlässigkeit in der Vorhersage der Größe, in Hinblick auf die Sicherheit, nicht berücksichtigt werden. Die Konsequenz aus diesem Sachverhalt ist ein unausgeglichenes Sicherheitsniveau.

Ein ausgeglicheneres Sicherheitsniveau lässt sich mit Hilfe getrennter Sicherheitsfaktoren für Einwirkungs- und Widerstandsseite erreichen, wie es beim semiprobabilistischen Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten für die Einwirkungs- und Widerstandsseite der Fall ist.

In den Teilsicherheitsbeiwerten werden die Eigenschaften der Bezugsgrößen durch den Variationskoeffizienten ν berücksichtigt (vgl. hierzu Abschnitt 2.3.1.2 und Anhang, Abschnitt F.1). Dadurch fließen positive Eigenschaften, wie geringe Streuungen der Materialfestigkeitswerte und die Art der Einwirkungen, wie eine ständige Wirkung bzw. eine veränderliche Wirkung, in die Tragwerkssicherheit ein.

Ein großer Variationskoeffizient verursacht einen größeren Zahlenwert für den Teilsicherheitsbeiwert im Vergleich zu geringeren Unsicherheiten und demzufolge geringeren Teilsicherheitsbeiwerten. Auf der Einwirkungsseite werden ständig wirkende Lasten mit einem Sicherheitsfaktor $\gamma = 1,35$, veränderliche Einwirkungen mit einem Sicherheitsfaktor von $\gamma = 1,50$ beaufschlagt. Ebenso verhält es sich mit den Materialien für die Widerstandsseite. Der Sicherheitsfaktor für Beton berücksichtigt durch seinen Zahlenwert $\gamma_c = 1,50$ den größeren Variationskoeffizienten im Vergleich zu dem Sicherheitsfaktor für Betonstahl $\gamma_s = 1,15$ (Zahlenwerte entsprechend DIN 1055-100 [19]). Durch die den Unsicherheiten angepassten Sicherheitsfaktoren fließen indirekt auch die Berücksichtigung der Anteile der stark bzw. wenig streuenden Eingangsparameter in die Bemessung ein.

Zusammenfassung

Im Weiteren werden die Hauptmerkmale der Sicherheitsfaktoren zusammengefasst und ihre Vor- und Nachteile aufgezeigt.

- Unsicherheiten der Einwirkungs- und Widerstandsseite werden durch Sicherheitsfaktoren, wie den globalen Sicherheitsfaktor bzw. die Teilsicherheitsbeiwerte abgedeckt. Die Sicher-

heitsfaktoren lassen sich durch Partialfaktoren beschreiben. Hierbei handelt es sich um Faktoren, die die Unsicherheiten ihrer Bezugsvariablen abdecken.

- Die Sicherheit, die durch die Anwendung multiplikativer Sicherheitsfaktoren erreicht wird, ist abhängig von der Größe der Bezugsvariablen. Eine Sicherheit kann nur durch die Festlegung $\gamma > 1,0$ erreicht werden.
- Die Verwendung multiplikativer Sicherheitsfaktoren ermöglicht die Berücksichtigung von Unsicherheiten, die von der Größe der Bezugsvariablen abhängig sind.

2.3.1.2 Formulierung von Teilsicherheitsbeiwerten und Partialfaktoren der Widerstandsseite

• Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1055-100

Der Teilsicherheitsbeiwert für Beton und Betonstahl bzw. die Partialfaktoren, die die Teilsicherheitsbeiwerte bilden, können für normalverteilte bzw. für logarithmisch normalverteilte Bezugsvariablen nach Gleichung 2.24 berechnet werden [4], [37], [60]:

$$\gamma = \frac{x_{5\%}}{x_d} = \frac{\mu_x \cdot (1 - k \cdot \nu_x)}{\mu_x \cdot (1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot \nu_x)} \quad \text{bzw.} \quad \gamma = e^{\alpha_R \cdot \beta \cdot \nu - k \cdot \nu} \quad . \quad (2.24)$$

In die Gleichung fließen der linearisierte FORM-Wichtungsfaktor α_R , der Sicherheitsindex β , der Beiwert k und der Variationskoeffizient ν bzw. ν_x ein. ν ist entsprechend des zu berechnenden Sicherheitsfaktors anzusetzen, d.h. zur Berechnung des Teilsicherheitsbeiwerts als resultierender Variationskoeffizient aus allen einfließenden Unsicherheiten, zur Berechnung der Partialfaktoren nur der Variationskoeffizient der betrachteten Unsicherheit.

In den folgenden Erläuterungen gilt für β der Wert 3,8 für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, für die Zuordnung des Bauwerks zur Sicherheitsklasse 2. Der FORM-Wichtungsfaktor α_R wird entsprechend der Vorgaben der DIN 1055-100 mit dem Wert 0,8 für die Widerstandsseite verwendet (vgl. Abschnitt 2.2.3). Der Beiwert k beträgt 1,645, entsprechend einer hypothetisch unendlich großen Anzahl von normalverteilten Stichproben, zur Ermittlung der statistischen Momente der Bezugsvariablen. Die Variationskoeffizienten sind für die Teilsicherheitsbeiwerte für Beton und Betonstahl entsprechend der zu berücksichtigenden Unsicherheiten anzusetzen. Sie werden nachstehend dargestellt.

Teilsicherheitsbeiwert für Beton γ_c

Gemäß KÖNIG ET AL. [60] wird der Aufbau des Teilsicherheitsbeiwerts für Beton wie folgt beschrieben:

$$\gamma_c = \gamma_{conv} \cdot \gamma_m = 1,15 \cdot 1,30 = 1,50 \quad . \quad (2.25)$$

Der Partialfaktor γ_{conv} berücksichtigt die geringere Bauwerksfestigkeit f_B gegenüber dem charakteristischen Wert der Betonfestigkeit f_{ck} . In statistischen Analysen wurde durch KÖNIG ET AL. [60] nachgewiesen, dass sich dieser Umrechnungsfaktor auf das 5%-Fraktil der Bauwerksfestigkeit bezieht. Somit kann der Wert f_B mit dem charakteristischen Wert f_{Bk} gleichgesetzt werden.

Der Teilsicherheitsfaktor γ_M berücksichtigt nach JCSS [55] eine ungünstige Abweichung der Bauwerksfestigkeit f_B von der charakteristischen Festigkeit f_{Bk} , Modellunsicherheiten (wie idealisierte Spannungs-Verzerrungs-Beziehungen) sowie die Streuungen der geometrischen Abmessungen

der Betondruckzone A_{cc} . Bei α_R handelt es sich um den linearisierten FORM-Wichtungsfaktor für die Widerstandsseite. Nach DIN 1055-100 nimmt er den Wert $\alpha_R = 0,8$ an. Der Sicherheitsindex beträgt für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, die Sicherheitsklasse 2 und den Bemessungszeitraum *Nutzungsdauer* $\beta = 3,8$.

Der Ermittlung der Partialfaktoren wird Gleichung 2.26 (für logarithmisch normalverteilte Zufallszahlen) zugrunde gelegt:

$$\gamma = e^{\alpha_R \cdot \beta \cdot \nu - k \cdot \nu} . \quad (2.26)$$

KÖNIG ET AL. [60] verwenden für die Abweichung der Materialfestigkeit im Vergleich zur charakteristischen Betondruckfestigkeit einen Wert von $\nu = 0,15$, für den Variationskoeffizienten der Modellunsicherheit und die Abweichung in der Fläche der Betondruckzone jeweils einen Wert von 0,02. Es ergeben sich für den Teilsicherheitsbeiwert γ_m folgende Anteile:

$$\gamma_m = \gamma_f \cdot \gamma_M \cdot \gamma_G = 1,23 \cdot 1,03 \cdot 1,03 \approx 1,30 . \quad (2.27)$$

Hierbei berücksichtigt γ_f die Abweichung der tatsächlichen Materialfestigkeit zur charakteristischen Betondruckfestigkeit. γ_M deckt die Unsicherheiten aus Modellbildung, γ_G die Abweichungen der Geometrie ab.

Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl γ_s

Entsprechend des Sicherheitsfaktors für Beton γ_c kann der Sicherheitsfaktor für Betonstahl γ_s durch mehrere Partialfaktoren beschrieben werden:

$$\gamma_s = \gamma_f \cdot \gamma_d \cdot \gamma_a . \quad (2.28)$$

Der Partialfaktor γ_f berücksichtigt die Abweichungen der vorhandenen Festigkeitswerte von der charakteristischen Festigkeit des Betonstahls. γ_d deckt die Unsicherheiten in der statischen Höhe d ab. Der Partialfaktor γ_a erfasst die Abweichungen der geometrischen Abmessungen der Betonstähle.

Die Variationskoeffizienten sind mit folgenden Werten zu belegen [4], [55], [76]:

$$\nu_f = 0,06; \quad \nu_d = 0,02; \quad \nu_a = 0,02 .$$

Daraus ergeben sich folgende Werte für die Partialfaktoren gemäß Gleichung 2.26:

$$\gamma_f = 1,09; \quad \gamma_d = 1,03; \quad \gamma_a = 1,03 .$$

Der Teilsicherheitsbeiwert stellt sich somit nach Gleichung 2.28 wie folgt ein:

$$\gamma_s = \gamma_f \cdot \gamma_d \cdot \gamma_a = 1,09 \cdot 1,03 \cdot 1,03 = 1,15 .$$

Unter Berücksichtigung, dass die Abweichung in den Festigkeitswerten die maßgebende Unsicherheit ist, kann der resultierende Variationskoeffizient vereinfacht gemäß DIN 1055-100 auch wie folgt berechnet werden:

$$\nu_R = \nu_f + 0,4 \cdot \nu_d + 0,4 \cdot \nu_a = 0,06 + 2 \cdot 0,4 \cdot 0,02 \approx 0,08 . \quad (2.29)$$

Daraus ergibt sich der Teilsicherheitsbeiwert für den Betonstahl γ_s zu:

$$\gamma_s = e^{0,8 \cdot 3,8 \cdot 0,08 - 1,645 \cdot 0,06} \approx 1,15 .$$

Variationskoeffizienten

Der resultierende Variationskoeffizient ν_{res} und somit der Zahlenwert des Teilsicherheitsbeiwertes hängt von der Formulierung zur Berechnung des resultierenden Variationskoeffizienten ab (vgl. Tabelle 2.6).

Zur Ermittlung stehen alternativ zwei Ansätze zur Verfügung:

$$\text{Ansatz 1: } \nu_{res} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \nu_i^2},$$

$$\text{Ansatz 2: } \nu_{res} = \nu_1 + 0,4 \cdot \sum_{i=1}^n \nu_i.$$

In Ansatz 1 werden die einfließenden Unsicherheiten mit gleicher Wichtung berücksichtigt. Bei Ansatz 2 stellt ν_1 die Leitunsicherheit dar, weshalb sie mit dem Vorfaktor 1,0 gemäß DIN 1055–100 belegt wird, bei den übrigen Unsicherheiten handelt es sich um Unsicherheiten von vergleichsweise untergeordneter Bedeutung. Sie werden mit dem Vorfaktor 0,4 berücksichtigt

In Tabelle 2.6 sind im Vergleich die Variationskoeffizienten, die resultierenden Variationskoeffizienten und die sich daraus ergebenden Teilsicherheitsbeiwerte dargestellt.

Tabelle 2.6: Gegenüberstellung der Ergebnisse verschiedener Ansätze zur Ermittlung der resultierenden Variationskoeffizienten

		γ_{conv}	ν_f	ν_G / ν_d	ν_M	ν_{res}	γ
Ansatz 1	γ_c	1,15	0,15	0,05	0,05	0,17	1,45
	γ_s	-	0,08	0,02	0,02	0,08	1,13
Ansatz 2	γ_c	1,15	0,15	0,05	0,05	0,19	1,50
	γ_s	-	0,08	0,02	0,02	0,10	1,14

• Weitere Formulierungen von Partialfaktoren

Partialfaktor γ_M nach EC 1

Analog der Beschreibung des Partialfaktoren γ_M nach DIN 1055-100 können die Partialfaktoren γ_M entsprechend EC1 [29] wie folgt formuliert werden:

$$\gamma_M = \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} \cdot (1 + \Delta_a/a_{nom}) \quad . \quad (2.30)$$

Der Partialfaktor γ_m erfasst mögliche ungünstige Abweichungen der Materialfestigkeitswerte von den charakteristischen Werten und die Ungenauigkeiten der entsprechenden Umrechnungsfaktoren. Mittels des Faktors γ_{Rd} werden Unsicherheiten im Widerstandsmodell berücksichtigt. Der Faktor $1 + \Delta_a/a_{nom}$ deckt die geometrischen Abweichungen des Bauwerks gegenüber den vorgegebenen Abmessungen aus der statischen Berechnung ab. Der Ansatz gilt unter der Voraussetzung, dass der Widerstand proportional zur Festigkeit, zu den Modellunsicherheiten und zu den geometrischen Eigenschaften ist. Analoge Formulierungen lauten [29]:

$$\gamma_R = \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} \cdot (1 + \Delta_a/a_{nom}) \quad ,$$

$$\gamma_{rd} = \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} \cdot (1 + \Delta_a/a_{nom}) \quad .$$

Können Unsicherheiten in der Geometrie durch Qualitätsuntersuchungen verringert bzw. ausgeschlossen werden, so ergibt sich folgende Gleichung:

$$\gamma_M = \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} \quad . \quad (2.31)$$

Sicherheitsfaktoren γ_M nach MODEL CODE 90

Gemäß MODEL CODE 90 [70] kann der Teilsicherheitsbeiwert für die Materialien wie folgt formuliert werden:

$$\gamma_M = \eta \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} \quad . \quad (2.32)$$

η nimmt für Beton den Wert 1,10, für Betonstahl den Wert 1,05 an. Durch den Partialfaktor γ_m werden die Abweichungen der Festigkeitswerte vom charakteristischen Wert der Materialfestigkeit abgedeckt. Für Beton beträgt der Faktor 1,25, für Betonstahl 1,05. Mittels des Partialfaktors γ_{Rd} werden geometrische Unsicherheiten, wie z.B. die Abweichung der Lage der Bewehrung von der in der statischen Berechnung angegebenen, erfasst. γ_{Rd} nimmt für Beton den Wert 1,10 und für Betonstahl den Wert 1,05 an.

Daraus ergeben sich folgende Werte für die Sicherheitsfaktoren:

$$\gamma_c = \eta \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} = 1,10 \cdot 1,25 \cdot 1,10 = 1,513 = 1,50 \quad ,$$

$$\gamma_s = \eta \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} = 1,05 \cdot 1,05 \cdot 1,05 = 1,157 = 1,15 \quad .$$

Diese Werte entsprechen den Zahlenwerten der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1055-100.

Sicherheitsfaktor γ_M nach Dänischem Code

Im Dänischen Code wird zur Formulierung der Sicherheitsfaktoren für die Widerstandsseite γ_M folgender Ansatz gewählt [10], [93]:

$$\gamma_M = \gamma_0 \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \cdot \gamma_4 \cdot \gamma_5 \quad . \quad (2.33)$$

Mit γ_0 wird die Konsequenz des Versagens berücksichtigt. Der Faktor γ_1 berücksichtigt die Versagensart, d.h. zähes oder sprödes Versagen, sowie den Umfang der Konsequenzen eines Versagens. Es wird unterschieden in *sehr ernst*, *ernst*, *weniger ernst*. γ_2 deckt die mögliche, ungünstige Abweichung des charakteristischen Wertes der Materialfestigkeit von der wirklichen Materialfestigkeit ab. In γ_3 wird die Unsicherheit des Bemessungsmodells, verursacht durch die Material- und Geometrie-Parameter, erfasst. γ_4 berücksichtigt die Ungenauigkeit bei der Festlegung des Wertes der Materialparameter im Bauwerk. Diese Ungenauigkeit ist auf die Ermittlung der Materialparameter durch Tests zurückzuführen. Durch γ_5 wird die Intensität der Qualitätskontrollen auf der Baustelle berücksichtigt.

Die Werte der einzelnen Partialfaktoren können nachstehender Tabelle 2.7 entnommen werden. Sie variieren in Abhängigkeit der Konsequenz des Versagens des Bauwerks, der Art des Versagens, der Unsicherheiten in den Berechnungsmodellen, der Unsicherheit zwischen der Bauwerksfestigkeit und der Laborfestigkeit sowie der Qualität der Überwachung.

Tabelle 2.7: Faktoren zur Ermittlung des Teilsicherheitsfaktors der Widerstandsseite gemäß SØRENSEN [93], entnommen PROSKE ET AL. [77]

Faktor		Einteilung	Wert
Konsequenz des Versagens	γ_0	Geringe Sicherheitsklasse	0,90
		Normale Sicherheitsklasse	1,00
		Hohe Sicherheitsklasse	1,10
Versagensart	γ_1	Duktiles Versagen mit Reserve	0,90
		Duktiles Versagen ohne Reserven	1,00
		Sprödes Versagen	1,10
Materialunsicherheit	γ_2	Ergibt sich aus den Materialuntersuchungen	
Abweichungen im Berechnungsmodell	γ_3	Gute Modelle	0,95
		Normale Modelle	1,00
		Schlechte Modelle	1,10
Unsicherheit bei der Übertragung der Materialeigenschaften von Probekörper zur Baustelle	γ_4	Hoch	0,95
		Normal	1,00
		Gering	1,10
Überwachungsparameter	γ_5	Umfangreiche Überwachung	0,95
		Normale Überwachung	1,00
		Geringe Überwachung	1,10

Sicherheitsfaktor γ_m nach NKB

Ähnlich wie im Dänischen Code ist der Sicherheitsfaktor γ_m in NKB [92] formuliert:

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \cdot \gamma_{m4} \cdot \gamma_n \cdot \quad (2.34)$$

- Hierbei sind
- γ_{m1} abhängig vom Variantekoeffizient der Festigkeit und dem Variationskoeffizienten des Umrechnungsfaktors von der Prüf- auf die Bauwerksfestigkeit
 - γ_{m2} abhängig von der Genauigkeit des analytischen Modells
 - γ_{m3} abhängig von der Vorankündigung des Bruches
 - γ_{m4} abhängig von der Strenge der Qualitätssicherungs- und Kontrollmaßnahmen
 - γ_n Wertigkeitsfaktor, abhängig von den Versagensfolgen

2.3.1.3 Grundlagen zur Begründung der Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte

Im Folgenden werden die herstellungsbedingten Eigenschaften von Stahlbetonstrukturen untersucht. Hierbei werden Ergebnisse von Untersuchungen analysiert, die die Grundlage zur Festlegung der Variationskoeffizienten und somit die der Partialfaktoren und Teilsicherheitsbeiwerte bilden. Diese werden für die als tragfähigkeitsrelevant erachteten Parameter vorgestellt. Dazu gehören die Geometriedaten, die Materialeigenschaften und die Bewehrungseigenschaften.

- **Geometriewerte**

Abmessungen des Längssystems und der Querschnitte

ÖSTLUND [12] beschreibt die Querschnittsabmessungen durch einen Nennwert x_n mit den Toleranzgrenzen $x_n \pm t$. Er geht davon aus, dass Nennwert und Mittelwert übereinstimmen. Die Standardabweichung wird unter der Voraussetzung von Kontrollen auf $t/2$ reduziert. Der Variationskoeffizient aus diesen Angaben ergibt $\nu = t/(2x_n)$.

Es werden verschiedene Ansätze untersucht, die die Geometrie unter Berücksichtigung der Abweichungen definieren.

Die Variationskoeffizienten für die Querschnittsfläche ergeben sich zu $\nu_a = 0,047$ und $\nu_a = 0,06$, die des Widerstandsmoments zu $\nu_a = 0,105$ und $\nu_a = 0,074$. Der sich einstellende Variationskoeffizient von 0,10 erscheint relativ hoch. In Hinblick auf die Streuung der Bewehrungsfestigkeit erscheinen auch die Werte für ν_a und ν_d verhältnismäßig hoch.

In Abhängigkeit des Sollwerts der Abmessung werden Standardtoleranzen definiert. Für eine Abmessung a kleiner als 100mm beträgt die Toleranz von $\pm 0,10a$, für $100\text{mm} > a > 2000\text{mm}$ $\pm(9,5 + 0,005a)$, für Abmessungen größer als 2000mm wird sie mit $\pm(17,5 + 0,001a)$ angegeben.

Gemäß JCSS [55] werden die Geometriewerte unter Berücksichtigung der Abweichungen als Differenz der mit Abweichungen behafteten Abmessung X und dem nominellen Wert der Abmessung X_{nom} formuliert:

$$Y = X - X_{nom} \quad . \quad (2.35)$$

Für eine Konstruktionshöhe von $h = 1,00\text{m}$ konnte für die Abweichung zwischen der prognostizierten Abmessung und der ausgeführten Abmessung ein Bereich für den Mittelwert von $0 \leq \mu_Y = 0,003X_{nom} \leq 3\text{mm}$ und ein Bereich für die Standardabweichung von $\sigma_Y = 4\text{mm} + 0,006X_{nom} \leq 10\text{mm}$ ermittelt werden. Für Konstruktionshöhen $h \geq 1,00\text{m}$ konnten keine signifikanten Abweichungen von diesen Werten festgestellt werden. Die größte zulässige Standardabweichung ergibt sich zu $\sigma_Y = 12\text{mm}$ aus der Forderung, keine größeren Streuungen als $\sigma = 19\text{mm}$ zuzulassen. Diese Angaben stimmen mit den Ergebnissen überein, die TICHY [97] in Untersuchungen ermittelte.

Die Genauigkeit der Querschnittsabmessungen ist lediglich abhängig vom Prozess der Herstellung, z.B. Fertigteil bzw. Fabrikation vor Ort. Keinen signifikanten Einfluss nehmen folgende Aspekte:

- die Art der Elemente (Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauweise),
- die Querschnittsform,
- die Betongüte,
- die betrachtete Abmessung (Breite, Höhe) und

- die Lage des betrachteten Querschnitts (Feldmitte, Auflagerbereich).

Die Abweichungen der geometrischen Parameter werden durch KÖNIG ET AL. [60] durch einen Variationskoeffizienten von $\nu_G = 0,05$ im Teilsicherheitsbeiwert für Beton abgedeckt.

POTTHARST [76] gibt die Streuung der geometrischen Parameter in Abhängigkeit ihrer Größe an. Hier muss mit Toleranzen im Bereich von $0,5\text{cm}$ bis $1,5\text{cm}$ gerechnet werden. Für kleinere Abmessungen geht er davon aus, dass die Sorgfalt bei die Ausführung der Struktur größer ist, so dass Werte für die Standardabweichung von $\sigma_G = 0,3\text{cm}$ bis $1,0\text{cm}$ angesetzt werden können. Die Variationskoeffizienten $\nu_{G,b}$ und $\nu_{G,h}$ werden in Abhängigkeit der Größe der Abmessungen entsprechend Tabelle 2.8 angegeben, der mittlere Variationskoeffizient zu $\nu_G = 0,02$.

Tabelle 2.8: Variationskoeffizienten zur Berücksichtigung der geometrischen Abweichungen nach POTTHARST [76]

Abmessung [cm]	Variationskoeffizienten $\nu_{G,b}, \nu_{G,h}$ [-]
10 bis 40	0,03 bis 0,025
40 bis 100	0,025 bis 0,01
>100	0

Statische Höhe

Als Standardabweichung σ_d für die statische Höhe d gibt das JCSS [55] Werte zwischen $0,5\text{cm}$ und 1cm an. Die Werte richten sich nach der Art des betreffenden Bauteils. Da vor allem bei Brückenbauwerken Längsbewehrung in mehreren Lagen eingebaut sein kann, wird die Standardabweichung zusätzlich durch die Abweichung des Abstands der zwei Lagen von einander beeinflusst. Berücksichtigt man an dieser Stelle die erhöhten Anforderungen in Ingenieurbauwerken, handelt es sich bei einer Standardabweichung von 1cm um einen vertretbaren Zahlenwert.

In den Teilsicherheitsbeiwerten wird der Variationskoeffizient zur Berücksichtigung der herstellungsbedingten Abweichung der statischen Höhe für den Betonstahl mit einem Wert von $\nu_d = 0,02$ angegeben. In Untersuchungen mit verschiedenen Konstruktionshöhen konnte dieser Wert ermittelt werden. Hierbei wurden statische Höhen zwischen $d = 17\text{cm}$ bis $d = 2,80\text{m}$ betrachtet. Die Standardabweichung wurde in allen Fällen zu $\sigma_d = 1\text{cm}$ angesetzt. Der sich einstellende Variationskoeffizient ν_d ergab Werte zwischen $\nu = 0,05$ für eine statische Höhe von im Mittel 40cm und einen Variationskoeffizienten $\nu_d = 0,004$ für eine statische Höhe von im Mittel $d = 2,50\text{m}$. Der in den Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigte Variationskoeffizient $\nu_d = 0,02$ ist unter Berücksichtigung einer Standardabweichung von $\sigma_d = 1,0\text{cm}$ bei einer mittleren statischen Höhe von 50cm gültig.

- **Materialfestigkeitswerte**

Beton

Für den Werkstoff Beton ist die Abweichung der Nennfestigkeit des Betons für die Bemessung gegenüber der am Bauwerk vorliegenden Festigkeit und die vorhandene Streuung der Betondruckfestigkeit zu berücksichtigen.

Zur Ermittlung der Abweichung zwischen der prognostizierten Festigkeit und der am Bauwerk vorhandenen Festigkeit wurden Untersuchungen durchgeführt, die nachstehend auszugsweise vorgestellt werden.

Das Verhältnis zwischen Bauwerksfestigkeit zur Würfeldruckfestigkeit wird durch LEWANDOWSKI [64] mit einem Wert von $f_{B,m}/f_{c,cube,m} = 0,85$ angegeben. Das Verhältnis der Fraktilewerte beträgt $f_{Bk}/f_{ck} = 0,78$. Der inverse Wert stellt sich zu 1,28 ein.

ÖSTLUND [60] gibt den Verhältniswert der Fraktilewerte mit 0,85 an.

Gemäß TREZOS [60] hängt die Bauwerksfestigkeit stark von der Bauteilart ab. Er gibt das Verhältnis der Mittelwerte der Bauwerksfestigkeit zu der Festigkeit von Bohrkernen mit $f_{B,m}/f_{c,cube,m} = 0,8 - 1,0$ für Platten und Balken an. Der Variationskoeffizient der Würfeldruckfestigkeit beträgt $\nu_{c,cube} = 0,05 - 0,06$, der Variationskoeffizient der Bauwerksfestigkeit für Balken beträgt $\nu_{fB} = 0,1$, für Platten $\nu_{fB} = 0,2$. Die angeführten Ergebnisse resultieren aus dem Vergleich von Bohrkernfestigkeiten mit den Festigkeiten von Probekörpern.

Zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen der mittleren Bauwerksfestigkeit $f_{B,m}$ und Nennfestigkeit des Betons f_{ck} führt MACGREGOR [60] zwei Faktoren F_1 und F_2 ein. Es gilt Formulierung 2.36:

$$F_1 \cdot F_2 = \frac{f_{B,m}}{f_{ck}} \Leftrightarrow f_{B,m} = F_1 \cdot F_2 \cdot f_{ck} \quad . \quad (2.36)$$

F_1 beschreibt das Verhältnis zwischen der Festigkeit jedes Probekörpers f_{PK} und der Nennfestigkeit des Betons f_{ck} , d.h. der charakteristischen Festigkeit (vgl. Gleichung 2.37):

$$F_1 = f_{PK} / f_{ck} \quad . \quad (2.37)$$

Mittels des Faktors F_2 wird die Abweichung der Festigkeit der Probekörper f_{PK} von der Bauwerksfestigkeit $f_{B,m}$ erfasst. F_2 ist das Verhältnis zwischen der mittleren Bauwerksfestigkeit $f_{B,m}$ und der Probekörperfestigkeit f_{PK} (vgl. Gleichung 2.38):

$$F_2 = f_{B,m} / f_{PK} \quad . \quad (2.38)$$

Aus Versuchen mit charakteristischen Festigkeiten für die Betondruckfestigkeit zwischen 25 [N/mm^2] und 45 [N/mm^2] ergaben sich folgende Werte für F_1 und Funktionen für F_2 .

Der Faktor F_1 besitzt einen Mittelwert von $E(F_1) = 1,25$, eine Standardabweichung von $S(F_1) = 1,53$. Daraus ergibt sich der Variationskoeffizient zu $V(F_1) = 0,122$. Den statistischen Eigenschaften des Faktor F_1 wurde die logarithmische Normalverteilung zugrunde gelegt.

Zur Beschreibung der Eigenschaften des Faktors F_2 wird ebenfalls die logarithmische Normalverteilung verwendet. Die Formulierungen der Eigenschaften wurden aus einer Regressionsanalyse gewonnen. Für den Mittelwert gilt Gleichung 2.39:

$$E(F_2) = 0,936 + 0,085 \cdot z_h + 0,097 \cdot \ln(a/28) \quad . \quad (2.39)$$

Hierbei sind

a	Alter des Betons in Tagen
$z_h = 1$	$Bauteilh\ddot{o}hen \geq 45[cm]$ (z.B. Säulen oder Wände)
$z_h = 0$	$Bauteilh\ddot{o}hen < 45[cm]$ (z.B. Platten und Balken)

F_2 hängt von dem Typ und der Größe des Bauwerks ab.

Der Variationskoeffizient wird mit einem Wert von $V(F_2) = 0,139$ angegeben.

Analog zu den Faktoren F_1 und F_2 ergibt sich die Bauwerksfestigkeit ebenfalls logarithmisch normalverteilt. Der Mittelwert genügt nachstehender Formulierung 2.40:

$$E(\bar{f}_B) = E(F_1) \cdot E(F_2) \cdot f_{ck} = [1,205 + 0,108 \cdot z_h + 0,125 \cdot \ln(a/28)] \cdot f_{ck} \quad (2.40)$$

Der Variationskoeffizient ergibt sich somit zu $V(\bar{f}_B) = \sqrt{[V(F_1)^2 + V(F_2)^2]} = 0,186$.

Folgende Anhaltswerte können für die Bauwerksfestigkeit in Platten und Balken angesetzt werden. Nach 28 Tagen ist die Bauwerksfestigkeit um den Faktor 1,20 höher als die charakteristische Festigkeit f_{ck} . Jedoch sind die Streuungen sehr groß. Für Platten und Balken liegt die Streuung zwischen 0,82 bis 1,70, bei einem Zuverlässigkeitsniveau von 0,95. Für ein Betonalter von 1 Jahr beträgt der Faktor 1,33.

In den Normen DIN 1055–100 [21] und EC 1 [29] wird die Abweichung zwischen der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit und der Bauwerksfestigkeit im Teilsicherheitsbeiwert für Beton γ_c mit einem Wert von $\gamma_{conv} = 1,15$ erfasst. Dieser Wert bezieht sich gemäß KÖNIG ET AL. [60] auf den 5%-Fraktilwert der Betondruckfestigkeit. Im Normenkonzept der DIN 1055-100 wird dieses Verhältnis mit einem Wert von $0,85 \approx 1/1,15$ angegeben.

Die Streuung der Bauwerksfestigkeit wurde in Anlehnung an die voran beschriebenen Untersuchungen analysiert.

Der Variationskoeffizient der Betondruckfestigkeit im Bauwerk beträgt gemäß WEINHOLD & MEYER [101] $\nu_{c,B} = 0,20$. Dieser Wert wurde an 113 Bauwerken - hier wurden sowohl Hochbauten als auch Ingenieurbauwerke berücksichtigt - mit Hilfe von Bohrkernen und Kugelschlagprufungen ermittelt. Bei der ausschließlichen Betrachtung von Hochbauten konnte festgestellt werden, dass mehr als die Hälfte der untersuchten Bauwerke einen größeren Variationskoeffizienten aufweist.

Gemäß MACGREGOR [60] hängt die mittlere Bauwerksfestigkeit von verschiedenen Faktoren ab. Hierzu gehören das Einbringen, das Verdichten, das Erhärten, das Nachbehandeln des Betons, die Temperatur, das Lieferwerk selbst, die Sorte des Betons, der Wurfelherstellungsort sowie Art und Alter des Bauteils. Somit weist jedes Tragwerk eine unterschiedliche mittlere Bauteilfestigkeit auf. Von dieser mittleren Bauteilfestigkeit weicht wiederum die Bauteilfestigkeit f_B ab. Dies ist ebenfalls auf die oben genannten Gründe zurückzuführen.

So besteht die Streuung der Bauwerksfestigkeit aus zwei Komponenten:

- Der Streuung der mittleren Bauwerksfestigkeit und
- der Abweichung der Bauwerksfestigkeit innerhalb eines Tragwerks.

Die Streuung der Festigkeit eines einzelnen Bauteils aus einem Tragwerk mit bestimmter mittlerer Bauwerksfestigkeit wird durch vier Einflussfaktoren verursacht:

- Der Streuung innerhalb einer Betonmischung ($\nu_M = 0,03$),
- der Streuung zwischen verschiedenen Betonmischungen, wenn das Tragwerk aus mehr als einer Betonmischung hergestellt wurde ($\nu_{MM} = 0,10$, für Fertigteile ca. $0,05$),
- der systematischen Streuung zwischen identischen Bauteilen ($\nu_T = 0,05$ für Säulen und $0,06$ für andere Bauelemente) und
- der systematischen Streuung zwischen verschiedenen Bauteilen, wenn das Tragwerk aus mehr als einem Element besteht ($\nu_{TT} = 0,05$).

Zur Beschreibung des Variationskoeffizienten der Festigkeit eines Bauwerks, das willkürlich herausgegriffen wurde und aus mehreren Bauteilen und verschiedenen Betonmischungen besteht, gilt Gleichung 2.41. Die resultierenden Variationskoeffizienten sind in Tabelle 2.9 in Abhängigkeit der Art des Tragwerks, der Anzahl der Bauteile und der Anzahl der Betonmischungen dargestellt.

$$\nu(f_B)_{gl} = \sqrt{[\nu(f_B)^2 + \nu(\bar{f}_B)^2] + \sqrt{0,186^2 + 0,13^2}} = 0,227 \quad (2.41)$$

Aus Tabelle 2.9 ist ersichtlich, dass der resultierende Variationskoeffizient eines Bauteils kleiner ist als der Variationskoeffizient mehrerer Bauteile, unabhängig von der Art des Tragwerks und unabhängig von der Anzahl der Betonmischungen. Darüber hinaus ist der resultierende Variationskoeffizient der Fertigteile kleiner als die Variationskoeffizienten der Tragwerke, die in Ortbeton gefertigt sind.

Tabelle 2.9: Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit in Bauteilen [60]

Typ des Tragwerks	ein Bauteil	mehrere Bauteile
	aus einer Betonmischung	
	$\sqrt{(\nu_M^2 + V_T^2)}$ = 0,067	$\sqrt{(\nu_M^2 + \nu_T^2 + \nu_{TT}^2)}$ = 0,084
	aus mehreren Betonmischungen	
	$\sqrt{(\nu_M^2 + \nu_T^2 + \nu_{MM}^2)}$	$\nu(f_B) = \sqrt{(\nu_M^2 + \nu_T^2 + \nu_{MM}^2 + \nu_{TT}^2)}$
Ortbeton	= 0,120	= 0,130
Fertigteile	= 0,090	= 0,103

In Untersuchungen wurde durch RÜSCH ET AL. [81] eine Standardabweichung von $\sigma_c = 5N/mm^2$ als Mittel aus verschiedenen Betonfestigkeitsklassen für eine Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube} \geq 30N/mm^2$ festgestellt. Sie ist unabhängig von der 5% Fraktile der untersuchten Betonfestigkeitsklassen und wird im Wesentlichen nur durch die Sorgfalt bei der Herstellung des Betons bestimmt.

In Untersuchungen der Schwedischen Zement- und Betonindustrie wurden an Würfeln und Zylindern Standardabweichungen der Betondruckfestigkeit ermittelt. Gemäß ÖSTLUND [12] wurden Werte von $\sigma_c = 4,8N/mm^2$ bis $\sigma_c = 6,1N/mm^2$ festgestellt. Die Variationskoeffizienten, die daraus ermittelt wurden, liegen zwischen $\nu_c = 0,08$ und $\nu_c = 0,14$. Analog zu RÜSCH ET AL. ist die Größe der Standardabweichung laut ÖSTLUND unabhängig vom Zahlenwert der betrachteten Betondruckfestigkeit.

Untersucht man nun das Verhältnis der mittleren Zylinderdruckfestigkeiten nach DIN 1045-1 unter Berücksichtigung einer Standardabweichung gemäß DIN 1055-100 von $\sigma_c = 5N/mm^2$, so ergeben sich Variationskoeffizienten von $\nu_c = 0,09$ bis $\nu_c = 0,25$. Im Mittel entspricht dies einem Wert von $\nu_{cm} = 0,15$.

Gemäß JCSS [55] wird der Variationskoeffizient der Betondruckfestigkeit mit einem Wert von $\nu = 0,06$ angegeben. Die Verteilungsfunktion entspricht einer logarithmischen Normalverteilung.

Die Standardabweichung des Mittelwerts der Betondruckfestigkeit wird in DIN 1055-100 mit einem Wert von $\sigma_c = 5N/mm^2$ festgelegt.

Betonstahl

In Hinblick auf die Eigenschaften der Betonstähle sind die Festigkeitswerte Streckgrenze f_y und Zugfestigkeit f_u sowie der Elastizitätsmodul E_s zu unterscheiden.

In [12] werden durch ÖSTLUND Ergebnisse aus Untersuchungen zur Zugfestigkeit an Betonstählen der Güte $400N/mm^2$ vorgestellt. Hier liegt die Standardabweichung in einem Bereich zwischen $\sigma_u = 24N/mm^2$ bis $40N/mm^2$. Der Variationskoeffizient wird mit Werten zwischen $\nu_u = 0,053$ und $0,085$ angegeben, der mittlere Wert beträgt $\nu_{u,m} = 0,08$. Diese Angaben beinhalten neben der Streuung der Festigkeitswerte auch die Streuungen der Querschnittsabmessungen der Betonstähle, gelten jedoch nicht für Stähle höherer Festigkeit.

Gemäß POTTHARST wird der Variationskoeffizient für die Betonstahlfestigkeit mit einem Wert von $\nu_f = 0,06$ angegeben [4], [76].

Durch das JCSS [55] werden für die Festigkeitswerte des Betonstahls folgende Werte angegeben:

- Streckgrenze f_y : Mittelwert: $\mu_y = f_{y,nom} + 2 \cdot \sigma$, Standardabweichung: $\sigma_y = 30N/mm^2$,
- Zugfestigkeit f_u : Standardabweichung: $\sigma_u = 40N/mm^2$.

Auf der Grundlage der Angaben durch das JCSS [55] zu den statistischen Eigenschaften der Betonstähle kann der Variationskoeffizient der Streckgrenze zu $\nu_f = 30/560 \approx 0,06$ berechnet werden.

Der Elastizitätsmodul für Werkstoffe entspricht der Steigung der Spannungs-Verzerrungs-Beziehung für den linear elastischen Bereich des Werkstoffes. Der Wert für Betonstahl wird nach DIN 1045-1 mit $E_s = 200.000N/mm^2$ angegeben. Entsprechend des JCSS [55] beträgt der

Elastizitätsmodul $E_s = 205.000N/mm^2$. ÖSTLUND [12], das JCSS [55] und POTTHARST [76] betrachten den Elastizitätsmodul des Betonstahls als deterministischen Wert.

- **Bewehrungseigenschaften**

Stabdurchmesser

Sowohl das JCSS [55] als auch RUSSWURM [82] geben den Variationskoeffizienten für die Bewehrungsquerschnittsfläche zu $\nu_a = 0,02$ an.

Gemäß RUSSWURM ET AL. [83] besitzen Stabstähle eine Durchmessertoleranz, die eine Toleranz des Querschnitts verursacht. Gemäß DIN 488 [24] ist eine Querschnittstoleranz von -4% zulässig. Bei diesem Wert handelt es sich um das 5%-Fraktil der Grundgesamtheit. Der Variationskoeffizient ergibt sich zu $2,4\%$ [76]. Unter Berücksichtigung tolerierter Querschnittsabweichungen und unter Berücksichtigung von Berechnungsungenauigkeiten wird der Variationskoeffizient der Querschnittsfläche für den Betonstahl durch POTTHARST mit einem Wert von $\nu_a = 0,05$ angesetzt.

Neben der Angabe eines Fraktilwerts ist auch die Angabe eines Toleranzbereichs bekannt. Diese Toleranzen sind vom Durchmesser abhängig und somit statistisch nicht verwertbar. Für die weitere Betrachtung wird davon ausgegangen, dass die in den bestehenden Strukturen verwendeten Betonstähle die Fertigungstoleranzen einhalten. Für die Bewertung des gemessenen Durchmessers und der sich daraus ergebenden Querschnittsfläche wird der Fraktilwert betrachtet [83].

Position der Bewehrung

ÖSTLUND [12] gibt die Toleranzen der Position der Bewehrungsstäbe in Abhängigkeit der Konstruktionshöhe der Struktur wie folgt an:

- für $h < 100mm$ $\Delta_h \pm 10mm$,
- für $100 < h < 500$ $\Delta_h \pm (5 + 0,05a)$,
- für $h \geq 500$, $\pm 30mm$.

Betonüberdeckung c_{nom}

Durch das JCSS [55] wird bei der Festlegung der Abweichung der Betonüberdeckung c_{nom} von den Nennwerten hinsichtlich der Lage der Bewehrungsstäbe differenziert. So wird in die Abweichung der Bewehrungsstäbe am oberen Querschnittsrand und am unteren Querschnittsrand unterschieden. Dies geschieht nicht in Hinblick auf die vorliegende Tragstruktur, die Ergebnisse gelten gleichermaßen für Balken und Platten. Für die Betonüberdeckung am oberen Querschnittsrand wird der Mittelwert der Abweichung zu $5mm \leq \mu_{c_{nom}} \leq 15mm$ und die Standardabweichung zu $5mm \leq \sigma_{c_{nom}} \leq 15mm$ angegeben. Für den unteren Querschnittsrand gelten die Angaben $-20mm \leq \mu_{c_{nom}} \leq 20mm$ und $\sigma_{c_{nom}} \approx 5mm$. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Betonüberdeckung am unteren Querschnittsrand deutlicher von den Nennwerten abweicht. Jedoch wurde im Vergleich zur Betonüberdeckung am oberen Querschnittsrand eine geringere Streuung beobachtet.

Zusätzlich gibt das JCSS [55] statistische Eigenschaften für die Geometriedaten in Abhängigkeit der vorliegenden Struktur an. Unterschieden wird in Stütze/Wand, Platten und Balken. Da im Rahmen dieser Arbeit Brückenüberbauten behandelt werden, werden an dieser Stelle nur die

Angaben für Balken und Platten vorgestellt. Folgende Eigenschaften werden für die Betonüberdeckung angegeben:

- Platten, unterer Querschnittsrand: $\mu_{c_{nom}} = 0 \text{ bis } 10\text{mm}$, $\sigma_{c_{nom}} = 5 \text{ bis } 10\text{mm}$,
- Balken, unterer Querschnittsrand: $\mu_{c_{nom}} = -10 \text{ bis } 0\text{mm}$, $\sigma_{c_{nom}} = 5 \text{ bis } 10\text{mm}$,
- Platten, Balken, oberer Querschnittsrand: $\mu_{c_{nom}} = 0 \text{ bis } 10\text{mm}$, $\sigma_{c_{nom}} = 10 \text{ bis } 15\text{mm}$.

Die Toleranz für die Betonüberdeckung c_{nom} beträgt gemäß ÖSTLUND [12] 5mm als Absolutwert.

In [76] wird die Abweichung der Betonüberdeckung analog zu den Abweichungen der geometrischen Daten angesetzt. So betragen die Toleranzen $0,5\text{cm}$ bis $1,5\text{cm}$, und die Standardabweichungen $\sigma_{c_{nom}} = 0,3\text{cm}$ bis $1,0\text{cm}$. Werden diese Werte auf die Mittelwerte der Randabstände bezogen, ergibt sich der Variationskoeffizient für die Betonüberdeckung der Zug- und Druckbewehrung zu $\nu_{c_{nom}} = 0,2$.

• Berechnungsmodelle

Gemäß ÖSTLUND [12] schwanken die Variationskoeffizienten aufgrund der Verschiedenartigkeit der Modelle z.T. stark. So betragen sie in manchen Fällen annähernd 0, in anderen Fällen nehmen sie relativ hohe Werte wie $\nu = 0,2$ an. Wird die Querschnittstragfähigkeit über das Gleichgewicht der inneren Kräfte berechnet, sollten keine Modellungenauigkeiten auftreten. Zur Abdeckung der Ungenauigkeiten aus den Berechnungsmodellen sollte ein globaler Faktor angesetzt werden, der dies für die Einwirkungsseite bzw. die Widerstandsseite berücksichtigt.

Des Weiteren gibt ÖSTLUND folgende Werte für die Variationskoeffizienten zur Berücksichtigung der Modellunsicherheiten an:

- $\nu_{Modell} \leq 0,10$; gültig, wenn die Bewehrung die Biegetragfähigkeit begrenzt; entspricht einem geringen Wert,
- $\nu_{Modell} \approx 0,20$; gültig, wenn der Beton die begrenzende Komponente darstellt; entspricht einem mittleren Wert,
- $\mu_{Modell} \approx 0,27$, in Sonderfällen gültig, wie Schubtragfähigkeit in Kombination mit Ermüdung; entspricht einem großen Wert.

Weitere Werte für Variationskoeffizienten sind gemäß NKB für eine geringe Variation mit 0,05, für eine mittlere Variation mit 0,10 und für eine große Variation mit 0,20 angegeben.

Es erscheint konsequent, dass bei großen Werten für den Variationskoeffizienten, die Unsicherheiten nicht mittels des Koeffizienten sondern mittels Partialfaktoren abgedeckt werden sollten, die mit dem Berechnungsmodell kombiniert sind.

Die Partialkoeffizienten berücksichtigen Abweichungen der Querschnitte von ihren Nennwerten, die in den Berechnungen berücksichtigt sind. Unabhängig von der Größe der Struktur werden hier gewisse Toleranzen zugelassen.

In den Fällen, in denen die Nennwerte nicht in die Berechnungen einfließen, sollten ungünstige Abweichungen von den Nennwerten berücksichtigt und festgelegt werden. Die Größe dieser festgelegten Abweichungen sollte die Größe der Toleranzen abdecken. Die Werte der Partialfaktoren

für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sollten daher mit 10% der Betondruckfestigkeit und mit 5% der Betonstahlfestigkeit angesetzt werden.

Untersuchungen durch TAERWE [13] ergaben Variationskoeffizienten für Wertebereiche von $\nu_m = 0,10$ bis $\nu_m = 0,20$.

In [60] wird die Modellunsicherheit mit einem Wert von 0,05 angegeben.

• Zusammenfassung und Fazit

Die Teilsicherheitsbeiwerte der Widerstandsseite nach DIN 1055-100 lassen sich in Form von Partialfaktoren darstellen. Jeder dieser Partialfaktoren deckt die Abweichungen zwischen prognostizierten Werten der Bemessung und vorhandenen Werten am Bauwerk für einen tragfähigkeitsrelevanten Parameter ab. Grundlage hierfür sind u.a. die Variationskoeffizienten. Mittels der zuvor dargestellten Ergebnisse werden die in den Partialfaktoren angesetzten Variationskoeffizienten getrennt für den Teilsicherheitsbeiwert für Beton und Betonstahl nachvollzogen.

- Die Abweichung der Bauwerksfestigkeit von der Nennfestigkeit wurde mehrfach untersucht, Ergebnisse sind in entsprechender Literatur zu finden ([60], [64]). Untersuchungen ergaben Verhältniswerte für die Mittelwerte von Bauwerksfestigkeit und Laborfestigkeit von $f_{B,m}/f_{c,m} = 0,8$ bis $f_{B,m}/f_{c,m} = 1,0$. Angaben zum Verhältnis der 5%-Fraktilwerte liegen im Bereich zwischen 0,78 und 0,85.

Wird nun anstelle des Verhältnisses Bauwerksfestigkeit zu Nennfestigkeit die Inverse betrachtet, ergeben sich Verhältniswerte für die mittleren Festigkeiten von $f_{c,m}/f_{B,m} = 1,0$ bis 1,25, für die Fraktilwerte $f_{c,k}/f_{B,k} = 1,17$ und 1,28.

Dieses Verhältnis fließt als γ_{conv} zur Berücksichtigung der Abweichung zwischen Bauwerksfestigkeit und Nennfestigkeit in den Teilsicherheitsbeiwert nach DIN 1055-100 ein.

- Für die Streuung der Betondruckfestigkeit ergeben sich unterschiedliche Angaben in Abhängigkeit der Betrachtung der Streuung der Bauwerksfestigkeit und der Streuung der Laborfestigkeit. Variationskoeffizienten zur Beschreibung der Streuung der Bauwerksfestigkeit sind mit Werten zu $\nu_{fB} = 0,10$ bis 0,20 angegeben ([12], [60] und [101]). Der Variationskoeffizient von beispielsweise Würfelfestigkeiten wird mit Werten von $\nu_{f,cube} = 0,05$ bis 0,23 angegeben.

Der Variationskoeffizient zur Berücksichtigung der Streuung der Betondruckfestigkeit ist im Teilsicherheitsbeiwert mit einem Wert von $\nu_f = 0,15$ berücksichtigt.

- Zur Festlegung des Variationskoeffizienten zur Berücksichtigung der Modellunsicherheiten wurde in zur Verfügung stehender Literatur nach Werten und Hinweisen zur Größe des Variationskoeffizienten recherchiert.

Durch ÖSTLUND [12] werden Vorschläge dargelegt, die in Abhängigkeit des tragfähigkeitsrelevanten Parameters einen Wert bzw. Wertebereiche für die Modellunsicherheit vorschlagen. Weitere Untersuchungen ergaben Variationskoeffizienten im Bereich von $\nu_m = 0,10$ bis $\nu_m = 0,20$.

Entsprechend des Vorschlags nach ÖSTLUND wird die Modellunsicherheit mit einem Variationskoeffizienten $\nu_m \leq 0,10$ berücksichtigt, wenn die Biegezugbewehrung die die Tragfähigkeit begrenzende Komponente darstellt. Aufgrund vereinfachter Berechnungsvorschriften ergeben sich zwei mögliche Werte zur Berücksichtigung dergleichen im Teilsicherheitsbeiwert für den Beton. Der Variationskoeffizient zur Berücksichtigung der Modellunsicherheiten wird mit Werten von $\nu_m = 0,02$ bzw. $\nu_m = 0,05$ angesetzt.

- Zur Berücksichtigung der Unsicherheiten der geometrischen Parameter sind verschiedene Ansätze vorgestellt. In [55] sind Angaben als Absolutwerte für die Standardabweichung aufgeführt. [12] und [76] geben im Gegensatz dazu Variationskoeffizienten an. Diese sind zum einen in Abhängigkeit des betrachteten Querschnittswertes wie Fläche und Widerstandsmoment angegeben, zum anderen in Abhängigkeit des Zahlenwerts der Dimension aufgeführt. Der Maximalwert für die Streuung der Querschnittseigenschaft wird mit $\nu_G = 0,10$ beschrieben. Der Mittelwert für die dimensionsabhängigen Variationskoeffizienten beträgt $\nu_h = 0,02$.
Dieser entspricht dem Wert des im Teilsicherheitsbeiwert für Beton berücksichtigten Variationskoeffizienten ν_G . Dieser erscheint plausibel, da eine Abstufung des Variationskoeffizienten in Abhängigkeit der betrachteten geometrischen Größe erfolgt.
- Die Variationskoeffizienten zur Berücksichtigung der herstellungsbedingten Streuung der Betonstahlfestigkeit wird in diesem Abschnitt für die Zugfestigkeit und die Streckgrenze detailliert beschrieben. Der Variationskoeffizient der Betonstahlstreckgrenze kann gemäß [55] und [76] zu $\nu_f = 0,06$ angegeben werden.
Dieser Zahlenwert entspricht demjenigen, der im Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl angesetzt wird. Er berücksichtigt die Streuung der Festigkeit, nicht jedoch die Querschnittstoleranz.
- Die herstellungsbedingte Streuung der Querschnittsfläche der Bewehrungsstäbe wird durch Variationskoeffizienten der Größe $\nu_a = 0,02$ in [55], [76] und [82] beschrieben.
Die Größe des Variationskoeffizienten entspricht dem im Teilsicherheitsbeiwert für den Betonstahl angesetzten Wert nach DIN 1055-100.
- Der Variationskoeffizient für die statische Höhe variiert in Abhängigkeit der Konstruktionshöhe. Im Mittel beträgt der Wert $\nu_d = 0,02$ und ist für eine Konstruktionshöhe von $h = 50\text{cm}$ gültig.

2.3.1.4 Zulässige Modifikation der Zahlenwerte von Teilsicherheitsbeiwerten

Die nachfolgend vorgestellten, veränderten Werte für Teilsicherheitsfaktoren beruhen auf der Grundlage des Sicherheitskonzeptes nach DIN 1055-100. Die abgeminderten Werte werden in der Richtlinie *Belastungsversuche an Betonbauwerken* des DAFSTB [16], in der europäischen Norm prEN 13369 *Allgemeine Regeln für Betonfertigteile* [26] sowie im MODEL CODE 90 [70] angegeben.

Da zuvor die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte der DIN 1055-100 für Beton und Betonstahl ausführlich beschrieben und mehrfach dargestellt wurden, wird im Weiteren auf eine Darstellung der Zahlenwerte verzichtet.

- **Einwirkungsseite**

Die prEN 13369 [26] lässt eine Abminderung des Teilsicherheitsbeiwerts auf der Einwirkungsseite γ_g zu. Der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen γ_g darf für Betonfertigteile auf den Wert $\gamma_{\text{ständig}}$ verringert werden, wenn das Gewicht des Körpers durch Wägung bestimmt wird. Die Abminderung ist hierbei auf den Wert von:

$$\gamma_{\text{ständig}} = \eta \cdot \gamma_g = 0,95 \cdot 1,35 = 1,28 \quad (2.42)$$

erlaubt.

Einen weiteren zulässigen und abgeminderten Teilsicherheitsbeiwert stellt der DAFSTB in der Richtlinie *Belastungsversuche an Betonbauwerken* [16] zur Verfügung. Gemäß dieser darf der Sicherheitsfaktor für ständige Lasten auf den Wert von $\gamma_{\text{ständig}} = 1,15$ abgemindert werden. Diese Abminderung ist zulässig, da der tatsächliche Querschnitt am Bauwerk aufgenommen und der Berechnung zugrunde gelegt wird.

- **Widerstandsseite**

Im Weiteren werden die Teilsicherheitsbeiwerte für Beton und Betonstahl getrennt voneinander betrachtet. Für beide werden abgeminderte Werte vorgestellt und die Randbedingungen erläutert, die diese Abminderung begründen.

Sicherheitsfaktor für den Beton

Der Teilsicherheitsbeiwert für Beton γ_c darf nach prEN 13369 auf den Wert von $\gamma_c = 1,4$ reduziert werden. Dazu ist sicherzustellen, dass für das Bauteil definierte Grenzwerte bezüglich der Querschnittsabmessungen und der Lage der Bewehrung eingehalten sind (vgl. Tabelle 2.10 und Bild 2.6).

Tabelle 2.10: Toleranzen bei der Kontrolle von Fertigteilen [26]

h oder b [mm]	Engere Toleranzen [mm]	
	Querschnittsmaß	Lage der Bewehrung
	$\pm \Delta h, \Delta b$ [mm]	$+\Delta c$ [mm]
≤ 150	5	5
400	10	10
≥ 2500	30	20

Mit linearer Interpolation für Zwischenwerte

$+\Delta c$ bezieht sich auf den Mittelwert für Bewehrungsstäbe oder Spannglieder im Querschnitt oder über eine Breite von 1 m (z.B. Platten oder Wände)

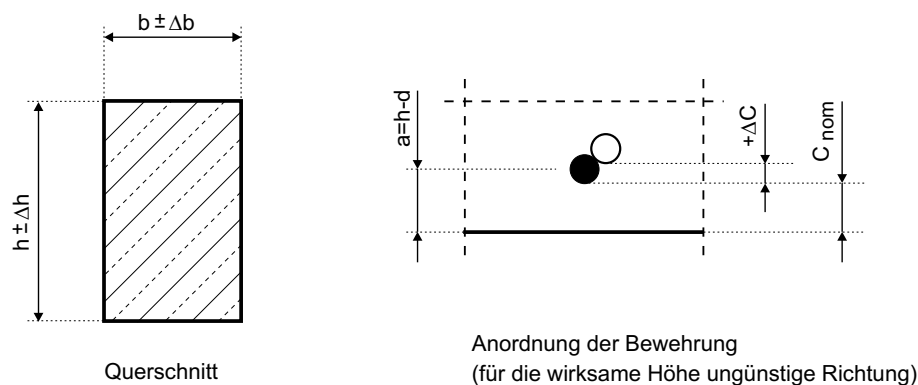


Bild 2.6: Toleranzen des Querschnitts [26]

Der Teilsicherheitsbeiwert für die Betondruckfestigkeit darf auf den Wert $\gamma_c = 1,45$ abgemindert werden, wenn die Bemessungswerte für die Tragfähigkeit am Bauteil direkt ermittelt werden. Liegt der Variationskoeffizient für Beton ν unter 10%, darf der Sicherheitsfaktor zu $\gamma_c = 1,35$ angesetzt werden. Wird die Betondruckfestigkeit am Bauteil bestimmt, darf der Teilsicherheitsbeiwert um den Faktor $\eta = 0,85$ verringert werden.

Damit ergibt sich der Teilsicherheitsbeiwert für die Betondruckfestigkeit zu:

$$\gamma_{c,red} = \gamma_c \cdot \eta = 1,50 \cdot 0,85 = 1,275 \approx 1,30 \quad . \quad (2.43)$$

Die prEN 13369 gibt für den Teilsicherheitsbeiwert für Beton $\gamma_c = 1,30$ als unteren Grenzwert an.

Die Richtlinie des DAFSTB [16] gibt als reduzierten Teilsicherheitsbeiwert für Beton einen Wert von $\gamma_c = 1,4$ vor.

Gemäß MODEL CODE 90 [70] darf der Partialfaktor γ_{Rd} von 1,10 auf 1,05 reduziert werden. Voraussetzung hierfür sind geringe geometrische Toleranzen sowie strikte Bestimmungen hinsichtlich Kontrollen. Werden die Partialfaktoren $\eta = 1,10$ und $\gamma_m = 1,25$ beibehalten, ergibt sich der Sicherheitsfaktor γ_c wie folgt:

$$\gamma_c = \eta \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} = 1,10 \cdot 1,25 \cdot 1,05 \approx 1,45 \quad . \quad (2.44)$$

Sicherheitsfaktor für den Betonstahl

Entsprechend prEN 13369 [26] darf der Teilsicherheitsbeiwert für die Betonstahlfestigkeit von $\gamma_s = 1,15$ nach DIN 1045-1 auf den Wert $\gamma_s = 1,10$ verringert werden. Dazu sind Qualitätskontrollen und verringerte Toleranzen im Fertigteilwerk zu gewährleisten (vgl. Tabelle 2.10). Wurden die Bemessungswerte zur Berechnung der Tragfähigkeit am fertigen Bauwerk bestimmt, darf der Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl γ_s auf den Wert 1,05 verringert werden.

Die Richtlinie des DAFSTB [16] gibt den Teilsicherheitsbeiwert für Beton mit $\gamma_s = 1,10$ an.

In Anlehnung an die Abminderung des Sicherheitsfaktors für Beton, erlaubt der MODEL CODE 90 die Reduzierung des Sicherheitsfaktors für Betonstahl wie folgt:

$$\gamma_s = \eta \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} = 1,05 \cdot 1,05 \cdot 1,03 \approx 1,135 \quad . \quad (2.45)$$

• Zusammenfassung

Es wurden Teilsicherheitsbeiwerte vorgestellt, deren Zahlenwerte gegenüber denjenigen nach DIN 1055-100 reduziert sind. Die abgeminderten Werte wurden der Richtlinie des DAFSTB [16], der prEN 13369 [26] und dem Model Code 90 [70] entnommen.

Bei der Richtlinie des DAFSTB handelt es sich um ein Anwendungsdokument zur Durchführung von Belastungsversuchen. Diese Richtlinie gibt reduzierte Werte für den Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkungen und für die Teilsicherheitsbeiwerte der Materialien an. Die Anwendung dieser Teilsicherheitsbeiwerte ist dann zulässig, wenn am Bauwerk Informationen gewonnen wurden, die eine Reduktion der Werte erlaubt.

Die Abminderung der Teilsicherheitsbeiwerte nach Norm prEN 13369 ist zulässig, wenn die Produktionskontrolle des Fertigteilwerks einer Beurteilung durch eine zugelassene Stelle unterliegt [26]. Da es sich hierbei um eine Norm handelt, die allgemeine Anforderungen an Betonfertigteile definiert, werden die angegebenen Zahlenwerte lediglich als Anhaltswerte herangezogen. Ebenso erlaubt der MODEL CODE 90 die Abminderung der Teilsicherheitsbeiwerte. Diese ist zulässig bei geringen geometrischen Toleranzen und unter Einhaltung strikter Qualitätskontrollen.

Aus der zur Verfügung stehenden Literatur konnten Zahlenwerte recherchiert werden, auf die die vorgeschriebenen Werte der Teilsicherheitsfaktoren reduziert werden dürfen. Jedoch konnten die theoretischen Grundlagen zur Festlegung der Werte und der zu erreichenden Sicherheiten auch durch eine intensive Literaturstudie nicht geklärt werden.

2.3.1.5 Diskussion der zulässigen Reduktion der Teilsicherheitsbeiwerte

Wie bereits dargestellt wurde, werden in Normen und Richtlinien die Modifikation und insbesondere die Reduktion der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1055-100 zugelassen, wenn gewisse Anforderungen bei der Herstellung des Bauwerks bzw. Untersuchungen am bestehenden Bauwerk durchgeführt werden. Dies resultiert aus der Verringerung der Variationskoeffizienten der betreffenden Unsicherheiten.

Im Folgenden wird dargelegt, inwiefern die zulässige, mögliche Reduktion eines Teilsicherheitsbeiwertes auf der Grundlage einer Verringerung der Ungenauigkeiten, dargestellt durch einen geringen Wert des Variationskoeffizienten ν , begründet werden kann.

• Modifizierter Teilsicherheitsbeiwert für die Betondruckfestigkeit

Die prEN 13369 [26] lässt für kontrollierte Querschnittswerte und statische Höhen die Reduktion des Teilsicherheitsbeiwertes nach DIN 1055-100 auf $\gamma_c = 1,4$ zu. Im Teilsicherheitsbeiwert für Beton gemäß DIN 1055-100 werden geometrische Abweichungen mit Hilfe des Partialfaktors $\gamma_{M3} \approx 1,03$ bzw. mittels eines Variationskoeffizienten $\nu_{M3} = 0,02$ als Abweichungen der Betondruckzone A_{cc} abgedeckt. Definiert man diese Abweichung in einem reduzierten Teilsicherheitsbeiwert zu $\nu = 0$, kann der Teilsicherheitsbeiwert zu $\gamma_{c,red} = 1,45$ berechnet werden. Dieser Wert steht im Gegensatz zu dem Wert nach prEN 13369. Werden für die Berechnung des Teilsicherheitsbeiwerts jegliche Ungenauigkeiten - ausgenommen die der Festigkeitswerte - vernachlässigt, ergibt sich ein reduzierter Teilsicherheitsbeiwert für Beton von $\gamma_{c,red} \approx 1,41$, der mit dem Teilsicherheitsbeiwert nach prEN 13369 nahezu übereinstimmt. In diesem Rückschluss auf die Veränderung der Variationskoeffizienten wurde davon ausgegangen, dass die Ungenauigkeiten der Bezugsvariablen mit den gleichen Größen wie in KÖNIG ET AL. [60] berücksichtigt sind.

Des Weiteren erlaubt prEN 13369 die Reduktion des Teilsicherheitsbeiwerts für die Betondruckfestigkeit auf $\gamma_c = 1,45$, wenn *die Bemessungswerte der Tragfähigkeit am Bauteil* bestimmt werden. Als *Bemessungswerte der Tragfähigkeit* werden die Festigkeitswerte und die Abmessungen der Struktur angesehen. Da diese am Bauwerk bestimmt werden, kann auch die Unterscheidung zwischen Laborfestigkeit und Bauwerksfestigkeit in die Untersuchung einfließen. Gemäß MACGREGOR [60] ist die Abweichung zwischen Laborfestigkeit und Bauwerksfestigkeit von Fertigteilen um ca. 6% geringer als diejenige von Bauteilen in Ortbeton. Vereinfacht wird daher anstelle von $\gamma_{conv} = 1,15$ $\gamma_{conv} = 1,10$ angesetzt. Setzt man anstelle des Partialfaktors $\gamma_{conv} = 1,15$ den Wert $\gamma_{conv} = 1,10$ in die Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwerts ein, ergibt sich der Teilsicherheitsbeiwert für Beton zu $\gamma_{c,red} = 1,43 \approx 1,45$.

Der Teilsicherheitsbeiwert für Beton darf über die Verringerung auf den Wert von $\gamma_{c,red} = 1,45$ hinaus, auf einen Wert von 1,35 reduziert werden, wenn der Variationskoeffizient von Beton einen Wert $\nu \leq 0,10$ annimmt. Legt man der Berechnung des Teilsicherheitsbeiwerts für Beton einen Partialfaktor $\gamma_{conv,red} = 1,10$ und einen Partialfaktor $\gamma_{f,red} = 1,15$ anstelle von $\gamma_{f,red} = 1,23$ zugrunde - hierbei wird die Abweichung der Festigkeit von der vorhandenen Festigkeit mit einem Variationskoeffizienten von $\nu_{red} = 0,10$ anstelle von $\nu = 0,15$ berücksichtigt, berechnet sich der Teilsicherheitsbeiwert für Beton zu $\gamma_{c,red} = 1,34 \approx 1,35$.

Zusätzlich erlaubt die prEN 13369 eine Reduktion des Teilsicherheitsbeiwerts auf $\gamma_{c,red} = 1,30$, wenn die Festigkeitswerte am Bauwerk bestimmt und der Berechnung der Tragfähigkeit zugrunde gelegt werden. Der Abminderungsfaktor wird mit $\eta = 0,85$ angegeben. Er entspricht dem Wert der Abweichung zwischen Bauwerksfestigkeit und Laborfestigkeit für Bauteile aus Ortbeton u.a. gemäß TREZOS [60] und nahezu der Inversen des Partialfaktors $\gamma_{conv} = 1/0,85 \approx 1,15$.

Gemäß der Richtlinie des DAFSTB [16] darf der Teilsicherheitsbeiwert für Beton auf einen Wert von $\gamma_{c,red} = 1,4$ verringert werden, wenn die *charakteristischen Festigkeiten durch Untersuchungen bekannt* sind [16]. Betrachtet man die Größe der Variationskoeffizienten, die die Abweichungen der Festigkeitswerte berücksichtigen und berechnet den Teilsicherheitsbeiwert auf der Grundlage verringerter Variationskoeffizienten, ergäbe sich ein Teilsicherheitsbeiwert für Beton $\gamma_{c,red} \approx 1,20$. Auch unter Berücksichtigung eines verringerten Variationskoeffizienten ist die Festlegung des Zahlenwerts ohne entsprechende Hintergrundinformationen nicht einwandfrei nachvollziehbar.

Gemäß MODEL CODE 90 [70] darf der Teilsicherheitsbeiwert für Beton auf einen Wert von $\gamma_{c,red} = 1,45$ reduziert werden, wenn geringe geometrische Toleranzen und Bestimmungen in Bezug auf Qualitätssicherung eingehalten werden. In der Formulierung der Teilsicherheitsbeiwerte gemäß MODEL CODE 90 werden geometrische Abweichungen sowie Abweichungen der statischen Höhe abgedeckt. Für die Bemessung nimmt der Partialfaktor γ_{Rd} den Wert $\gamma_{Rd} = 1,10$ an, im Falle eingehaltener geometrischer Toleranzen darf der Partialfaktor auf $\gamma_{Rd} = 1,05$ verringert werden. Daraus ergibt sich der Teilsicherheitsbeiwert für Beton zu $\gamma_{c,red} = 1,45$. Legt man der Berechnung des Partialfaktors die Formulierung für logarithmisch normalverteilte Variablen zugrunde, kann die Veränderung des Partialfaktors mit der Verringerung des zugehörigen Variationskoeffizienten von $\nu_R = 7\%$ auf $\nu_{R,red} = 3,5\%$ begründet werden.

- **Modifizierter Teilsicherheitsbeiwert für die Betonstahlfestigkeit**

Analog zur Begründung der Reduktion des Teilsicherheitsbeiwerts für Beton darf der Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl auf einen Wert von $\gamma_s = 1,10$ verringert werden, wenn die geometrischen Abmessungen und die statische Höhe definierte Toleranzgrenzen einhalten. Werden die Abweichungen der geometrischen Eigenschaften eliminiert, reduziert sich der Variationskoeffizient aller Ungenauigkeiten von $\nu_R = 0,10$ auf $\nu_R = 0,06$ und es ergibt sich ein reduzierter Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{s,red} = 1,09 \approx 1,10$.

Über diese Reduktion des Teilsicherheitsbeiwerts hinaus erlaubt die prEN 13369 [26] den Zahlenwert $\gamma_{s,red} = 1,05$, wenn die Bemessungswerte für die Tragfähigkeit am Bauwerk ermittelt werden. Geht man vereinfachend davon aus, dass in diesem Schritt die Bemessungswerte nur die Festigkeitswerte beinhalten, ergibt sich unter Vernachlässigung der Abweichungen der Festigkeitswerte der Teilsicherheitsbeiwert zu $\gamma_{s,red} \approx 1,05$.

Im Gegensatz zur prEN 13369 lässt die Richtlinie des DAFSTB eine Reduktion des Teilsicherheitsbeiwerts für Betonstahl auf $\gamma_{s,red} = 1,10$ zu, wenn die charakteristischen Festigkeitswerte durch Untersuchungen am Bauwerk bestimmt wurden. Dies bedeutet die Verringerung des Variationskoeffizienten für die Festigkeitswerte von $\nu_f = 0,06$ auf $\nu_f = 0,03$. Variationskoeffizienten weiterer Unsicherheiten wie die der statischen Höhe, der Geometrie und der Querschnittsfläche bleiben erhalten.

Der MODEL CODE 90 lässt die Reduktion des Teilsicherheitsbeiwerts für Betonstahl auf 1,135 zu. Reduziert wird in diesem Fall der Partialfaktor, der die geometrischen Ungenauigkeiten abdeckt. Dies lässt den Rückschluss zu, dass durch Bestimmung der geometrischen Eigenschaften am Bauwerk der zugehörige Variationskoeffizient von $\nu = 0,035$ auf $\nu = 0,02$ verringert wird. Hieraus ergibt sich dann ein Partialfaktor von $\gamma_{Rd} = 1,03$ anstelle von $\gamma_{Rd} = 1,05$.

- **Zusammenfassung und Fazit**

- Bei Einhaltung definierter Grenzwerte für die Abmessungen einer Struktur und der statischen Höhe sowie der Berechnung der Tragfähigkeit auf der Grundlage von am Bauwerk bestimmten Festigkeitswerten dürfen die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1055-100 auf festgelegte Wert reduziert werden. Die Reduktion der Partialfaktoren und somit des Teilsicherheitsbeiwerts wird durch die Verringerung der Abweichung und der damit einhergehenden Verringerung der Variationskoeffizienten dieser Abweichungen begründet.
- Wie aus der Diskussion der Reduktion der Teilsicherheitsbeiwerte hervorgeht, werden die Ungenauigkeiten je nach untersuchter Norm oder Richtlinie mit verschiedenen Anteilen in den Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt. Daraus resultiert eine nicht einheitliche Basis für die Begründung der Verringerung der Teilsicherheitsbeiwerte.
- Im Fall der Normen und Richtlinien wird für alle zulässigen Modifikationen der Teilsicherheitsbeiwerte immer eine Reduktion des Teilsicherheitsbeiwerts zugelassen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass mit geringeren Toleranzen, zusätzlichen Informationen eine Verringerung der Abweichungen der vorhandenen Werte gegenüber der in der statischen Berechnung prognostizierten Werte erreicht wird. Die geringeren Abweichungen ergeben geringere Variationskoeffizienten und somit kleinere Werte für die Partialfaktoren und Teilsicherheitsbeiwerte.

2.3.2 Sicherheitselemente Fraktilwert und Bemessungswert

Zu den Sicherheitselementen gehören neben den Teilsicherheitsbeiwerten charakteristische Werte und Bemessungswerte. Zur Ermittlung von *Bemessungswerten* werden grundsätzlich zwei Vorgehensweisen unterschieden:

- Ermittlung aus charakteristischem Wert und Teilsicherheitsbeiwert,
- direkte Bestimmung des Bemessungswertes.

Im Sicherheitskonzept der DIN 1055-100 werden Bemessungswerte verwendet, die aus charakteristischen Werten und Teilsicherheitsbeiwerten berechnet sind. Zur Bewertung z.B. von Gründungen ist es üblich Bemessungswerte für die Bodeneigenschaften in-situ zu bestimmen und diese der Ermittlung der Tragfähigkeit zugrunde zu legen.

Im Rahmen dieser Arbeit wird derjenige Ansatz verfolgt, bei dem am Bauwerk gemessene Informationen in charakteristische Werte übertragen und durch Division mit Teilsicherheitsbeiwerten in Bemessungswerte überführt werden.

2.3.2.1 Fraktilwert

In den Sicherheitskonzepten der Normen werden die Grundlagen der charakteristischen Werte definiert. In der DIN 1055-100 werden die charakteristischen Werte von Werkstoffen als Fraktilwert der Grundgesamtheit der statistischen Verteilung des Festigkeitswertes definiert [77]. Die Festlegung der theoretischen Grundlagen der Festigkeitswerte ist oftmals auch in den baustoffbezogenen Normen beschrieben. An dieser Stelle seien die statistischen Eigenschaften der Fraktilwerte der Baustoffe für Stahlbetonstrukturen aufgeführt:

- DIN 488: Betonstahl; 5%-Fraktilwert mit einem 90%igen Vertrauensintervall,
- DIN 1048, DIN 1045-1: Betondruckfestigkeitsprüfung; 5%-Fraktilwert.

Der charakteristische Wert für Baustoffeigenschaften entspricht gemäß DIN 1055-100 im Allgemeinen dem 5%-Fraktilwert der Verteilung der Eigenschaft. Der Ermittlung des Fraktilwerts wird eine Versuchsreihe aus hypothetisch unendlich vielen Stichproben mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit zugrunde gelegt. Falls nicht anders gefordert, sollten die Materialeigenschaften als 5%-Fraktilwert angesetzt werden.

Die Ermittlung der Materialeigenschaften erfolgt mit Hilfe genormter Prüfverfahren. Falls notwendig, sind die Prüfwerte mit einem Umrechnungsfaktor auf den tatsächlichen Wert der Materialeigenschaft zu kalibrieren.

In bestimmten Fällen kann es notwendig sein, den oberen Fraktilwert, d.h. das 95% Fraktil für Festigkeitswerte, anstelle des 5%-Fraktils anzusetzen. Dies ist z.B. im Fall der Betonzugfestigkeit erforderlich. Liegen keine Informationen über die statistische Verteilung der Eigenschaften vor, muss der charakteristische Wert durch einen auf der sicheren Seite liegenden Nennwert der betrachteten Materialfestigkeit ersetzt werden.

Geometrische Größen werden üblicherweise als Mittelwert angesetzt [21].

Der Fraktilwert wird auf der Grundlage einer Wahrscheinlichkeitsfunktion ermittelt. Diese berücksichtigt die jeweilige Streuung der Größe. Im Wesentlichen werden drei Verteilungsfunktionen zur Beschreibung der Baustoffeigenschaften unterschieden [29], [37], [46]:

- die Normalverteilung,
- die Logarithmische Normalverteilung und
- die Weibullverteilung.

Die Verwendung der Normalverteilung ist mit dem zentralen Grenzwertsatz zu begründen. Dieser besagt, dass die Summe beliebig verteilter Zufallszahlen einer Normalverteilung folgen. Hierbei darf eine einzelne Größe die Summe nicht dominieren und die Verteilung zu physikalisch nicht plausiblen Werten führen, wie z.B. negative Werte für die Festigkeiten. Zur Beschreibung von Festigkeitswerten wird daher in der Regel die logarithmische Normalverteilung verwendet. Die Weibullverteilung wird dann verwendet, wenn die Materialien als *Kette* versagen, d.h. ein Versagen ohne Lastumlagerung aufweisen. Hierzu zählen Baustoffe wie Glas und Keramik [77].

2.3.2.2 Bemessungswert

• Bemessungswert einer Größe

Der Bemessungswert wird - wie bereits erläutert - als Verhältnis aus charakteristischem Wert und Teilsicherheitsbeiwert ermittelt.

Zur Ermittlung eines Bemessungswerts X_d aus einer Stichprobe von n Zahlenwerten gilt Formel 2.46 entsprechend DIN 1055-100 und EC 1:

$$X_d = \eta_d \cdot \frac{X_{k(n)}}{\gamma_M} = \frac{\eta_d}{\gamma_M} \cdot [1 - k \cdot \nu_x] \quad (2.46)$$

Hierbei sind:	η_d	Bemessungswert des Umrechnungsfaktors
	$X_{k(n)}$	Charakteristischer Wert
	γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für die Bemessung
	ν_x	Variationskoeffizient der Variablen X
	k	Faktor zur Ermittlung von Fraktilwerten, vgl. z.B. FISCHER [37]

Die Werte der Tabelle beziehen sich auf das 5%-Fraktile als charakteristischem Wert. Die Bezugsvariable sei dabei normalverteilt.

Die Bemessungswerte für geometrische Größen werden im Allgemeinen durch den Nennwert wiedergegeben:

$$a_d = a_{nom} \quad (2.47)$$

Haben Abweichungen in den geometrischen Größen erheblichen Einfluss auf die Tragwerkszuverlässigkeit, sollten die geometrischen Bemessungswerte wie folgt berechnet werden:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (2.48)$$

Hierbei berücksichtigt Δa eine ungünstige Abweichung vom charakteristischen Wert. Δa sollte nur dann eingeführt werden, wenn der Einfluss der Abweichung von enormem Einfluss auf die Tragfähigkeit ist.

• **Bezugswerte für Partialfaktoren**

In der Literatur ist oftmals die Formulierung zu finden, die den Rückschluss vermuten lässt, dass die Unsicherheiten, die in die Berechnung einer Struktur einfließen, über Verringerung der zulässigen aufnehmbaren Werkstofffestigkeit abgedeckt werden.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} ; \qquad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c}$$

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit basieren auf dem Vergleich von einwirkenden mit aufnehmbaren Schnittgrößen, bei beiden handelt es sich um Bemessungswerte, gekennzeichnet durch den Index d . Es gilt:

$$N_{Rd} \geq N_{Sd} ; \qquad M_{Rd} \geq M_{Sd} .$$

Nachstehend sind die zulässigen Schnittgrößen N_{Rd} und M_{Rd} im Grenzzustand der Tragfähigkeit dargestellt. Hierbei sind die Partialfaktoren den Variablen zugeordnet, deren Unsicherheiten sie abdecken.

Für die zulässige Normalkraft der Betondruckkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt:

$$N_{Rd,c} = A_{cc} \cdot f_{cd} = A_{cc} \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad \text{mit} \quad \gamma_c = \gamma_{conv} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_M \cdot \gamma_G . \quad (2.49)$$

Daraus ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$N_{Rd,c} = A_{cc} \cdot \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{conv} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_M \cdot \gamma_G} . \quad (2.50)$$

Werden die Partialfaktoren nun den zugehörigen Parametern zugeordnet, ergibt sich nachstehende Gleichung:

$$N_{Rd,c} = \frac{1}{\gamma_{conv}} \cdot \frac{A_{cc}}{\gamma_G} \cdot \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \cdot \frac{1}{\gamma_M} .$$

Die Ermittlung der zulässigen Normalkraft im Betonstahl im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgt in gleicher Weise:

$$N_{Rd,s} = A_s \cdot f_{yd} = A_s \cdot f_{yk} / \gamma_s \quad \text{mit} \quad \gamma_s = \gamma_f \cdot \gamma_a \cdot \gamma_d , \quad (2.51)$$

$$N_{Rd,s} = A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_f \cdot \gamma_a \cdot \gamma_d} ,$$

$$N_{Rd,s} = \frac{A_s}{\gamma_a} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_f} \cdot \frac{1}{\gamma_d} .$$

Wird diese Vorgehensweise auf das zulässige Biegemoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit übertragen, ergeben sich zwei Fälle: Für die Traglast wird die maximal zulässige Betonstauchung maßgebend, oder für die Traglast ist die Grenzdehnung des Betonstahls maßgebend. Es gilt:

$$\begin{aligned} M_{Rd,c} &= F_{cd} \cdot z , & M_{Rd,s} &= F_{sd} \cdot z , \\ &= A_{cc} \cdot f_{ck} \cdot z / \gamma_c , & &= A_s \cdot f_{yk} \cdot z / \gamma_s , \\ &= \frac{1}{\gamma_{conv}} \cdot \frac{A_{cc}}{\gamma_G} \cdot \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \cdot \frac{z}{\gamma_M} . & &= \frac{A_s}{\gamma_a} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_f} \cdot \frac{z}{\gamma_d} . \end{aligned}$$

Aus den voran beschriebenen Zusammenhängen wird deutlich, dass die Partialfaktoren die Unsicherheiten der charakteristischen Werte der Einwirkungs- und Widerstandsseite dort abdecken, wo diese entstehen.

2.3.2.3 Zusammenfassung und Fazit

- Als charakteristische Werte werden für Materialfestigkeitswerte die 5%-Fraktilwerte der logarithmischen Normalverteilung definiert. Die geometrischen Größen werden als Mittelwerte der Normalverteilung beschrieben. Abweichungen der vorhandenen Werte von den Nennwerten sind in den Fraktile bereits berücksichtigt. Für die geometrischen Werte fließen Unsicherheiten in Form von additiven Sicherheitselementen nur dann ein, wenn diese Einfluss auf die Tragsicherheit der Strukturen nehmen, d.h. im Fall von knickgefährdeten Bauteilen.
- Die Bemessungswerte werden analog zur Definition gemäß DIN 1055-100 als Verhältnis aus charakteristischem Wert und Teilsicherheitsbeiwert berechnet. Sie werden auf die Materialfestigkeitswerte bezogen dargestellt.
- Bei der bezogenen Darstellung der Bemessungswerte, als Verhältnis aus charakteristischem Wert und Teilsicherheitsbeiwert, handelt es sich um eine vereinfachte Darstellung, die den Rückschluss vermuten lässt, dass Unsicherheiten z.B. der Geometrie als Anteil an der Materialfestigkeit berücksichtigt werden. Auf der Grundlage von aufnehmbaren Schnittgrößen für Normalkraft und Biegemoment wurde gezeigt, dass die Partialfaktoren die Unsicherheiten dort abdecken, wo sie auftreten.

Kapitel 3

Methoden zur Ermittlung der Eigenschaften bestehender Stahlbetonbauteile

Um die Tragfähigkeit einer bestehenden Struktur zu ermitteln, zu der keine Informationen zur Verfügung stehen, müssen die tragfähigkeitsrelevanten Parameter am Bauwerk ermittelt werden. Hierzu werden in der Praxis zerstörungsfreie, zerstörungsarme und zerstörende Prüfverfahren bereitgestellt.

Um die am Bauwerk bestimmten Messwerte zu quantifizieren, muss der Messwert in Hinblick auf die *Genauigkeit* und die *Sensitivität* eines Messgerätes bewertet werden. Eine detaillierte Beschreibung dieser Eigenschaften und ihr Einfluss auf die Fehlergröße wird in Kapitel 4, Abschnitt 4.3 dargestellt.

Hinsichtlich der Ungenauigkeiten von Messverfahren sind in der Literatur oftmals unpräzise Angaben zu finden. So wird zum Teil nicht deutlich, ob der Wert der Abweichung einen diskreten Wert in Form des Verhältnisses *Messwert zu vorhandenem Wert* oder einen statistischen Wert wie die Standardabweichung beschreibt. Bei den nachstehend vorgestellten Ungenauigkeiten wird daher deutlich zwischen einer *Abweichung* als diskretem Wert und einem statistisch begründeten Wert in Form einer *Standardabweichung* oder einem *Variationskoeffizienten* unterschieden. Diese Angaben bilden die Grundlage für die in Kapitel 8 und im Anhang G beschriebenen Einflüsse auf die Messergebnisse und ihre Auswirkung auf die Teilsicherheitsbeiwerte.

Eine Auswahl der zerstörungsfreien, zerstörungsarmen und zerstörenden Verfahren wird im Weiteren vorgestellt. Die Auswahl der Verfahren erfolgt vor dem Hintergrund, dass das Verfahren *feldverwendungstauglich* ist.

In Hinblick auf die Feldverwendungstauglichkeit müssen die Verfahren folgende Anforderungen erfüllen:

- einfach handhabbar,
- robust gegenüber äußeren Einflüssen wie Feuchte, Temperatur, Stößen, etc.,
- keine spezielle, ärztliche Betreuung und Überwachung (wie bei der Arbeit mit Gamma-, Röntgen- oder Neutronenstrahlung),

- Ermittlung der zu bestimmenden Eigenschaft mittels Reflexionsmessung.

Folgende Parameter werden für eine Brücke als *tragfähigkeitsrelevant* erachtet:

- die Geometriedaten,
- die Materialeigenschaften, wie die Festigkeitswerte und der Elastizitätsmodul sowie
- die Bewehrungseigenschaften.

Neben Aspekten wie physikalischen und theoretischen Grundlagen sowie Anwendungsgrenzen werden für die im Weiteren vorgestellten Verfahren Zahlenwerte für Unsicherheiten angegeben. Diese Zahlenwerte beruhen auf Herstellerangaben und auf Erfahrungswerten aus Messungen, die im Rahmen des Forschungsprojektes *Ermittlung der Tragfähigkeit von Brücken* an bestehenden Brücken in Deutschland und im Kosovo durch die Verfasserin gewonnen werden konnten. Die Unsicherheiten sind übersichtlich in Tabelle 3.1 zusammengefasst dargestellt.

3.1 Prüfverfahren zur Ermittlung von Bauwerkseigenschaften

3.1.1 Ermittlung von Geometriewerten

3.1.1.1 Verfahren

Für die Bestimmung der geometrischen Daten eines Brückenüberbaus - dazu werden im Weiteren die Abmessungen des Längssystems und des Querschnitts gezählt - und der Durchmesser der Betonstabstähle stehen folgende Verfahren zur Verfügung:

- Gliedermaßstab und Maßband,
- Schieblehre,
- Laserdistanzmessgerät,
- Tachymeter,
- Photogrammetrie,
- Laserscanner,
- Impakt-Echo-Verfahren,
- Ultraschall-Echo-Verfahren.

Da die Anwendung eines Zollstocks und einer Schieblehre trivial und im Alltag gebräuchlich ist, wird im Rahmen dieser Arbeit auf eine Beschreibung ihrer Anwendung verzichtet.

Sowohl das Laserdistanzmessgerät als auch der Tachymeter ermöglichen die Messung der Strecken vom Startpunkt des Lasers zum anvisierten Zielpunkt. Hierzu muss der Zielpunkt anvisierbar sein. Ist dies nicht der Fall, kann die Messung mittels eines Hilfspunktes erfolgen. Im Gegensatz zum Laserdistanzmessgerät ermöglicht der Tachymeter zusätzlich die Bestimmung von Horizontal- und Vertikalwinkeln zwischen Standpunkt des Tachymeters und Zielpunkt.

Die photogrammetrischen Verfahren erlauben es aus Photographien und (genauen) Messbildern die räumliche Lage und geometrische Gestalt einer Struktur zu bestimmen. Im Regelfall werden die Bilder mit speziellen Messkameras aufgenommen.

Mit Hilfe eines Laserscanners können Oberflächen von Bauwerken und Bauwerksteilen durch einen Laserstrahl abgetastet werden. Die abgetastete Oberfläche wird mittels Punkten beschrieben, aus denen ein Bild der Oberfläche berechnet wird. Auf der Grundlage dieses Bildes kann die Struktur anschließend vermessen werden.

Mit Hilfe des Laserdistanzmessgeräts, des Tachymeters, der photogrammetrischen Verfahren und des Laserscanners können Querschnitte und Längssysteme von Brücken vermessen werden. Die Anwendung des Zollstocks ist nur zur Bestimmung von Querschnittsgeometrien ratsam. Zur Bestimmung von (sehr) kleinen Abmessungen, wie den Durchmessern von Betonstabstählen, sollte die Schieblehre verwendet werden.

Sowohl das Impakt-Echo-Verfahren als auch das Ultraschall-Echo-Verfahren ermöglichen die Bestimmung von Bauteildicken mit Hilfe mechanischer Wellen. Die Dicke des Bauteils wird aus der Laufzeit der Welle im Frequenzbereich berechnet. Damit die Messwerte einen zuverlässigen Rückschluss auf die Bauteildicke ermöglichen, muss das untersuchte Bauteil Mindestmaße aufweisen.

Im Weiteren werden der Zollstock, das Laserdistanzmessgerät und der Tachymeter für die Ermittlung der geometrischen Daten des Längssystems und des Querschnitts bzw. der Querschnitte des Brückenüberbaus herangezogen.

Die Schieblehre wird zur Bestimmung der Durchmesser von Betonstabstählen verwendet.

Im Rahmen dieser Arbeit findet das Impakt-Echo-Verfahren Berücksichtigung zur Bestimmung von Konstruktionshöhen und Bauteildicken.

3.1.1.2 Physikalische und theoretische Grundlagen

Die Funktionsweise des Laserdistanzmessgeräts und des Tachymeters basiert auf der Laufzeitmessung eines vom Gerät ausgesendeten Lasers, der am Messpunkt reflektiert und vom Gerät empfangen wird.

Beim Impakt-Echo-Verfahren wird mit Hilfe von Impulsgebern, z.B. mit Hämmern, eine mechanische Welle an der Bauteiloberfläche erzeugt. Diese breitet sich im Bauteil aus und wird an Grenzflächen, wie der Grenzfläche Bauteil/Luft, reflektiert. Die reflektierte Welle wird vom Gerät empfangen. Über die Auswertung der Laufzeit des Impulses von der Aussendung zum Empfang in einem definierten Frequenzbereich kann auf die Dicke der Struktur geschlossen werden. Bei begrenzten Bauteilen kleiner Abmessungen werden die Messergebnisse durch Randeinflüsse beeinflusst. Diese resultieren aus der Reflexion von Oberflächenwellen - auch als Rayleigh-Wellen bezeichnet - an den Bauteilkanten, die das Signal beeinflussen, das zur Auswertung der Bauteildicke herangezogen wird. Weist das Bauteil große Abmessungen auf, haben diese Wellen keinen Einfluss auf das Messergebnis [45].

3.1.1.3 Anwendungsgrenzen und Genauigkeit

Bei der Verwendung der beschriebenen Verfahren ist zu berücksichtigen, dass der Anwendungsbereich Zollstock und die Schieblehre durch deren Fertigungslänge begrenzt wird, beim Laserdistanzmessgerät und Tachymeter ist der Anwendungsbereich aufgrund der Reichweite des Lasers beschränkt.

Die im Weiteren angegebenen Abweichungen der betrachteten Verfahren basieren auf Erfah-

rungswerten aus der Vermessung von Brückenüberbauten und den in Kapitel 7 vorgestellten Versuchskörpern.

Um Abmessungen mit dem Zollstock oder der Schieblehre aufzunehmen, die deren Fertigungslänge überschreiten, muss sich der Anwender mit Hilfskonstruktionen behelfen. Bei diesen Messhilfen ist die Genauigkeit der Messgröße stark von der Sorgfalt des Anwenders geprägt. Die Abweichung der Messgröße von der vorhandenen Größe wird mit $\Delta_a = 0,5\text{cm}$ für Längen $l \leq 1\text{m}$ angesetzt.

Die Genauigkeit des Messwerts einer Schieblehre ist, wie bei den übrigen Verfahren, abhängig von der Sorgfalt des Anwenders. Die Abweichung des Messwerts vom vorhandenen Wert wird mit $\Delta_e = 1\text{mm}$ angesetzt.

Die mit Hilfe des Laserdistanzmessgeräts maximal aufnehmbare Entfernung beträgt gemäß Herstellerangaben 200m. Mit Hilfe des Tachymeters können Entfernungen von bis zu 300m aufgenommen werden. Die Ungenauigkeiten der Messverfahren des Laserdistanzmessgeräts und des Tachymeters wurden Nutzerhandbüchern entnommen. Für das Laserdistanzmessgerät wird die Abweichung mit $\Delta_a = 5\text{mm}$, die des Tachymeters mit $\Delta_a = 0,1\text{mm}$ angesetzt.

Die Einsatzgrenzen des Impakt-Echo-Verfahrens liegen je nach Messkopf und Hammer zwischen 5cm bis zu 1m [45]. Um eine zuverlässige Aussage hinsichtlich der Bauteildicke zu erhalten, ist das Gerät vor der Messung zu kalibrieren.

In der Literatur sind Abweichungen der mit Hilfe des Impakt-Echo-Verfahrens ermittelten Geometrieparameter von 0,8% bis 4,5% zu finden. Daher wird der systematische Fehler auf der sicheren Seite liegend definiert und mit einem Wert von 5% definiert.

3.1.2 Ermittlung von Materialfestigkeitswerten

Zur Ermittlung der Materialeigenschaften mittels zerstörungsarmer Prüfmethoden werden für die Bestimmung der Betoneigenschaften der Rückprallhammer, zur Ermittlung der Betonstahleigenschaften das Stahlhärtemessgerät einbezogen. Unter Verwendung zerstörender Verfahren werden Bohrkerne zur Bestimmung der Betoneigenschaften und Stahlzugproben zur Bestimmung der Eigenschaften des Betonstahls berücksichtigt. Zusätzlich zur Beschreibung der Verfahren werden Umrechnungsfaktoren aufgezeigt, die zur Berechnung der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit entsprechend der DIN 1045-1 erforderlich sind.

3.1.2.1 Zerstörungsfreie und zerstörungsarme Verfahren

- **Betondruckfestigkeit**

Verfahren

Für die Ermittlung der Betondruckfestigkeit an bestehenden Bauteilen ist der Rückprallhammer ein bewährtes Verfahren. Er ermöglicht die Messung der Oberflächenelastizität eines Betonbauteils. Diese Oberflächenelastizität wird auf der Grundlage eines Rückprallwerts einer äquivalenten Betondruckfestigkeit zugeordnet.

Der Rückprallhammer findet seine Anwendung im Wesentlichen in der Bestimmung der Betondruckfestigkeit von bestehenden Betonbauteilen. Zudem kann er für die Ermittlung der Festigkeitswerte von Ziegel und Mauerwerk herangezogen werden. Für die Bestimmung der Festigkeit von Mörtel ist der Rückprallhammer nur bedingt geeignet.

Physikalische und theoretische Grundlagen

Die Funktionsweise des Rückprallhammers beruht auf mechanischen Grundlagen. Bei der Messung wird ein Schlaggewicht mit einer definierten Energie auf den Schlagbolzen des Prüfgeräts geschleudert. Entsprechend der Oberflächenelastizität des Bauteils prallt der Bolzen im Inneren des Prüfgeräts zurück. Dieser Rückprallweg wird gemessen und stellt ein Maß für die Oberflächenhärte dar, die ihrerseits mit der Betondruckfestigkeit korreliert. Mittels Literatur oder entsprechender Auswertesoftware wird der Rückprallweg einer Betondruckfestigkeit zugeordnet.

Anwendungsgrenzen und Genauigkeit

Das Verfahren ermöglicht die Abschätzung der Betondruckfestigkeit aus Messwerten der Elastizität oberflächennaher Bereiche des Bauteils. Vor der Messung ist die Messstelle abzuschleifen, um Einflüsse auf die Messung wie Unebenheiten und karbonatisierter Beton auszuschließen. Zur Durchführung der Messungen und zur Vermeidung von Prüf Fehlern sollte das Bauteil eine Mindestdicke von ca. 10cm aufweisen. Zudem ist darauf zu achten, dass eine ausreichende Betonüberdeckung bei Stahlbetonbauteilen gewährleistet werden kann. Im Falle einer zu geringen Betonüberdeckung und eines oberflächennahen Zuschlagkorns können sich überhöhte Messwerte für die Festigkeit ergeben. Durch schlechten Verbund und zu geringe Betonüberdeckung wirkt die den Betonstahl umgebene Betonschicht dämpfend auf den Prüfschlag und kann somit ebenfalls in verfälschten Messergebnissen resultieren. Die Messstellen sollten mindestens einen Abstand von 2,5cm zueinander aufweisen [34].

Da ein Betonbauteil über seinen Querschnitt unterschiedliche Festigkeitswerte aufweist, dies durch viele Einflüsse verursacht wird, kann die Kalibrierung des Verfahrens nur durch den Vergleich des Messwerts mit der Festigkeit von Bohrkernen durchgeführt werden. Hierzu ist der Rückprallhammer an der Festigkeit des Bohrkerns gemäß den Vorgaben durch die prEN 13791 [34] zu kalibrieren. Die Anzahl der Bohrkern, aus denen die Betondruckfestigkeit zu ermitteln ist, ist DIN 1048, Teil 4 zu entnehmen [14], [20].

Die Zuordnung der gemessenen Betondruckfestigkeit zu einer Betonfestigkeitsklasse nach DIN 1045 darf nur im Betonalter von 28 Tagen bis 90 Tagen durchgeführt werden.

Entsprechend der Herstellerangaben weist der Rückprallhammer für normalfeste und hochfeste Betone eine Streuung - hier mit der Standardabweichung gleichgesetzt - zwischen $\pm 4,5 N/mm^2$ bis zu $\pm 8 N/mm^2$ auf. Darüber hinaus kann es zu Abweichungen zwischen den Ergebnissen von Druckversuchen und Rückprallhammer von 15% kommen.

- **Betonstahlfestigkeit**

Verfahren

Für die Bestimmung der Betonstahlgüte wird im Weiteren nur das Stahlhärtemessgerät vorgestellt. Es wird dazu verwendet, die Festigkeit von Metallen und Metalllegierungen zerstörungsarm zu bestimmen. Hierzu wird am Metall die Vickershärte ermittelt und einer Stahlzugfestigkeit zugeordnet. Die Zuordnung von Härtewerten nach Vickers, Brinell und Rockwell zur Zugfestigkeit ist für Metalle in DIN EN 18265 [27] geregelt.

Physikalische und theoretische Grundlagen

Das Stahlhärtemessgerät besteht aus einem Prüfstab, an dem ein Prüfkopf angebracht ist. Zur Ermittlung der Stahlfestigkeit ist die Prüfspitze senkrecht auf die Oberfläche des Prüfstücks aufzusetzen und in die Metalloberfläche einzudrücken.

Die theoretische Grundlage dieses Verfahrens ist die Messung einer Frequenzänderung der Prüfspitze des Messkopfes. Während der Messung schwingt die Prüfspitze des Messgeräts mit einer definierten Frequenz. In Abhängigkeit der Eindringtiefe der Spitze in den Werkstoff, die maßgeblich von der Härte des Werkstoffes abhängig ist, ändert sich die Frequenz des Prüfkopfes. Diese Änderung kann durch eine Software aufgezeichnet und in eine der Eindringtiefe entsprechende Härte und folglich in eine Festigkeit umgewertet werden. Das Ergebnis der Messung und Umwertung ist die Zugfestigkeit des Werkstoffs.

Anwendungsgrenzen und Genauigkeit

Zur Ermittlung der Betonstahlfestigkeit ist die Bewehrung des Bauteils freizulegen. Die Oberfläche des Bewehrungsstahls muss für die Anwendung des Stahlhärtemessgeräts geschliffen werden. Hierbei ist zu beachten, dass sich das Gefüge des Betonstahls infolge des Schleifens nicht verändert (Blaufärbung). An der geschliffenen Oberfläche ist die Betonstahlfestigkeit zu prüfen.

Für die Ermittlung der Betonstahlfestigkeit unter Zuhilfenahme des Stahlhärtemessgeräts werden im Weiteren folgende systematischen Fehler Δ_e berücksichtigt:

- Ermittlung des Mittelwerts der Zugfestigkeit: $\Delta_{e,su} = -2\%$,
- Bestimmung der Streckgrenze aus dem Mittelwert der Zugfestigkeit: $\Delta_{e,sy} = -10\%$.

Diese Abweichungen wurden aus den Ergebnissen von Zugproben und Messwerten ermittelt, die mit Hilfe des Stahlhärtemessgeräts an den Versuchskörpern in Kapitel 7 gewonnen wurden (vgl. hierzu Anhang, Abschnitt E.2).

Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass die Auflösung der Anzeige gemäß Herstellerangaben mit einer Genauigkeit von $1,0N/mm^2$ bei der Angabe des Mittelwerts der Zugfestigkeit arbeitet.

3.1.2.2 Zerstörende Verfahren

Zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit und der Betonstahlfestigkeit werden im Rahmen dieser Arbeit folgende zerstörende Verfahren berücksichtigt und bewertet:

- Betondruckfestigkeitsprüfung an Bohrkernen und
- Zugfestigkeitsprüfungen an Stahlproben.

• Betondruckfestigkeit

Für die Bohrkernentnahme muss zunächst der Durchmesser des Bohrkerns festgelegt werden, da dieser einen erheblichen Einfluss auf die gemessene Festigkeit hat. Der Durchmesser des Bohrkerns orientiert sich am Größtkorn und wird durch das Verhältnis $Grösstkorn/Bohrkerndurchmesser = 1/3$ definiert.

Neben dem Verhältnis des Größtkorns und des Bohrkerndurchmessers sind folgende Vorgaben zu beachten. So beträgt das Verhältnis zwischen Durchmesser und Länge des Bohrkerns 1/2 bei der Bestimmung der Zylinderdruckfestigkeit, 1/1 bei der Ermittlung der Würfeldruckfestigkeit [32].

Zur Durchführung der Druckfestigkeitsbestimmung sind die Enden der Bohrkerns entsprechend der Vorgaben durch die prEN 12390, Teil 3 [32] vorzubereiten.

Eine detaillierte Darstellung der Umrechnungsfaktoren zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit aus Bohrkernen ist im Anhang, Abschnitt C aufgeführt.

Anwendungsgrenzen und Genauigkeit

In Abhängigkeit des Größtkorns gelten nach EN 12504, Teil 1 [33] folgende Zusammenhänge für die Festigkeitswerte verschiedener Bohrkerns. Die Indices $d(B) < Zahl >$ stehen für die Durchmesser der Bohrkerns in *mm*:

Größtkorn von 20mm:

$$f_{d(B)100} = 1,07 \cdot f_{d(B)50},$$

$$f_{d(B)50} = 1,20 \cdot f_{d(B)25},$$

Größtkorn 40mm:

$$f_{d(B)100} = 1,17 \cdot f_{d(B)50},$$

$$f_{d(B)50} = 1,19 \cdot f_{d(B)25}.$$

Die Informationen zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit wurden den Normen und Richtlinien [32], [33] und [34] entnommen. Weiterführende Informationen aus Primärliteratur sind im Anhang, Abschnitt C detailliert dargestellt.

Da sowohl in (zur Verfügung stehender) Primärliteratur als auch in (zur Verfügung stehenden) Normen und Richtlinien keine Hinweise auf Abweichungen bei der Bestimmung der Druckfestigkeit aus Bohrkernen zu finden sind, werden die Zusammenhänge, die in diesem Abschnitt und im Anhang, Abschnitt C vorgestellt sind, als diskrete Größen ohne Abweichungen und somit ohne systematischen Fehler angesetzt.

Gemäß RÜSCH ET AL. [81] wird die Streuung während der Prüfung mit einem Variationskoeffizienten von $\nu = 0,06$ angegeben. Zu den Einflüssen während der Prüfung werden in dieser Arbeit z.B. die Unebenheit der Druckflächen, eine zufällige Anwesenheit von größeren Zuschlagskörnern, eine unvollkommene Zentrierung, Ablesefehler etc. gezählt.

Vergleich der Bohrkernfestigkeit mit der Normkörperfestigkeit

Sowohl die Druckfestigkeit von Bohrkernen als auch die Festigkeit des Bauwerksbetons ist im Allgemeinen niedriger als die Festigkeitswerte von im Labor hergestellten Probekörpern. Dies ist z.B. auf die unterschiedliche Verdichtung, die Lagerung, die Nachbehandlung und auf den Betonierdruck im Bauteil zurückzuführen [34].

• Betonstahlfestigkeit

Die zerstörende Ermittlung der Betonstahlfestigkeit erfolgt mit Hilfe von Stahlzugproben. Mit ihrer Hilfe kann auch die Festigkeit von Betonstählen ermittelt werden, die in bestehenden Bauwerken eingebaut sind. Da sie die Bestimmung der tatsächlichen Eigenschaften der verwendeten Stähle ermöglichen, kann z.B. eine höhere Ausnutzung des Bewehrungsstahls im Vergleich zu den Angaben nach DIN 1045 für eine Nachberechnung zugrunde gelegt werden.

Die Zugproben zur Ermittlung der Betonstahlfestigkeit werden gemäß den Vorgaben der DIN EN 10002, Teil 1 hergestellt. Auf der Grundlage der Zugproben kann das Spannungs-Dehnungsverhalten des Werkstoffes aufgezeichnet und daraus die Zugfestigkeit und die Streckgrenze sowie die zugehörigen Dehnungen des Werkstoffes ermittelt werden.

Die Streckgrenze für einen naturharten Stahl ergibt sich als obere und untere Streckgrenze im Fließbereich des Stahls. Bei kaltverformten Stählen, bei denen das Fließplateau nicht ausgebildet ist, ist die Streckgrenze bei 0,2% verbleibender Dehnung vereinbart [103].

Entsprechend der Angaben nach DIN EN 10002, Teil 1 kann vereinfacht eine Messunsicherheit angenommen werden, die materialunabhängig für die Größen Streckgrenze und Zugfestigkeit gilt. Die Messunsicherheit bei der Bestimmung der Zugfestigkeit beträgt nach dem Verfahren der kleinsten Fehlerquadrate 1,15%, für die Werte der Streckgrenze 0,81% [31].

3.1.3 Ermittlung von Bewehrungseigenschaften

Zur Bestimmung der Bewehrungseigenschaften wie Betonüberdeckung, Stababstand und Stabdurchmesser stehen in der Praxis zerstörungsfreie Prüfverfahren zur Verfügung. Diese Verfahren ermöglichen oftmals die Bestimmung der Betonüberdeckung und somit die Lage der Bewehrung sowie den Bewehrungsdurchmesser. Im Weiteren werden verschiedene Verfahren vorgestellt, die die Bestimmung der Bewehrungseigenschaften erlauben. Zusammenfassend werden sie hinsichtlich ihrer Arbeitsaufgaben und physikalischen Hintergründe vorgestellt. Darüber hinaus werden für ausgewählte Verfahren die Genauigkeiten angegeben und ihr Anwendungsbereich und die erzielbaren Ergebnisse bewertet.

3.1.3.1 Verfahren

Die Verfahren werden insbesondere hinsichtlich ihrer physikalischen Grundlagen und ihrer Anwendung unterschieden:

- Magnetische Verfahren (Streifeldmessung, Wechselfeldmessung, Wirbelstromverfahren),
- Radar-Verfahren,
- Computer-Tomographie,
- Akustische Verfahren (Ultraschall-Verfahren, Impakt-Echo-Verfahren),
- Thermographie und
- elektromagnetische Verfahren (Durchstrahlungsprüfung mit Gamma-, Röntgen- und/oder Neutronenstrahlen).

Die magnetischen Verfahren ermöglichen die Detektion magnetisierbarer Bewehrung. Um die Bewehrung zu detektieren, muss sie - laut Herstellerangaben - in einem Raster verlegt sein, das mindestens die Maschenweite des Zahlenwerts der Betonüberdeckung aufweist. Zuverlässig bestimmt werden können die Eigenschaften derjenigen Bewehrungslagen, die der Oberfläche des Bauteils am nächsten liegen.

Das Radar-Verfahren ermöglicht die Ortung der Bewehrung unter Verwendung von elektromagnetischen Wellen, die als Impuls ins Bauwerk eingetragen werden. Messgrößen sind zumeist die

Laufzeit des gesendeten Impulses zwischen der Sende- bzw. Empfangsantenne und dem reflektierenden Objekt. Mehrfachlagen der Bewehrung können nur bei versetzt zu einander angeordneten Bewehrungslagen festgestellt werden. Des Weiteren darf das Bewehrungsraster nicht zu engmaschig sein.

Akustische Verfahren erlauben ebenfalls die Ortung von Bewehrungslagen. Sie basieren auf der Verwendung mechanischer Wellen. Diese werden an Grenzschichten zweier Materialien reflektiert. Akustische Verfahren eignen sich u.a. zur Detektion von Hüllrohren von Spannstählen. Die Messungen werden als Reflexionsmessungen durchgeführt.

Die Induktions-Thermographie ist ein Verfahren zur Ortung von Bewehrungsstäben. Für die Anwendung des Verfahrens müssen die Stähle magnetisierbar sein. Die Stähle werden zu diesem Zweck über magnetische Induktion erwärmt. Die erwärmten Stähle zeichnen sich anschließend auf der Bauteiloberfläche ab und können mit Hilfe einer Thermographie-Kamera sichtbar gemacht und aufgenommen werden.

Die Durchstrahlungsprüfungen mittels Gamma-, Neutronen- und Röntgenstrahlung erfolgen als Transmissionsmessungen. Sie beruhen auf der Durchstrahlung von Objekten mittels elektromagnetischer Wellen. Diese erzeugen auf Filmmaterial eine unterschiedliche Schwärzung infolge unterschiedlichen Absorptionsverhaltens der Materialien Beton und Betonstahl sowie der Fehlstellen.

Im Weiteren werden existierende Verfahren und Geräte ihren Anwendungsbereichen zugeordnet: Dazu werden folgende Anwendungsbereiche unterschieden:

- die Bestimmung der Betonüberdeckung,
- die Ermittlung des Abstands der Bewehrungsstäbe und
- die Abschätzung der Stabstahldurchmesser.

Zur *Ermittlung der Stabstahldurchmesser* existieren Geräte, die auf den folgenden physikalischen Grundlagen basieren [14]:

- Magnetische Verfahren (Gleichfeldmessung, Wechselfeldmessung, Wirbelstromverfahren etc.),
- Computer-Tomographie,
- Röntgenstrahlung und
- Laminographie.

Die *Lage der Bewehrung*, d.h. der Stababstand und die Betonüberdeckung, können mit Hilfe von Prüfgeräten bestimmt werden, die auf folgenden physikalischen Grundlagen basieren:

- Magnetische Verfahren (Gleichfeldmessung, Wechselfeldmessung, Wirbelstromverfahren etc.),
- Computer-Tomographie,
- Durchstrahlungsprüfung mit Gamma-, Röntgen- bzw. Neutronenstrahlung,

- Induktionsthermographie,
- Laminographie,
- Mikrowellen-Reflexion und
- Röntgen-Rückstreuung.

Für die Ermittlung der Bewehrungsdurchmesser, für die Bestimmung der Betonüberdeckung und der Bewehrungslage werden die magnetischen Verfahren berücksichtigt.

3.1.3.2 Physikalische und theoretische Grundlagen

Als Beispiel für magnetische Verfahren werden im Weiteren Verfahren vorgestellt, die auf der Grundlage des magnetischen Gleichfelds und des magnetischen Wechselfelds arbeiten.

Bei Verfahren, die auf der Grundlage eines magnetischen Gleichfelds arbeiten, wird der Bewehrungsstahl mit Hilfe eines Dauermagneten aufmagnetisiert. Das entstehende Magnetfeld wird durch vorhandene, magnetisierbare Bewehrung gestreut. Diese Streuung wird mittels eines Magnetgleichfelddetektors (Hallsonde) gemessen. Durch den Vergleich des Feldes, das mit Hilfe der Hallsonde gemessen wurde, mit dem Gesamtfeld, das an einem Körper kalibriert wurde, kann auf die Betondeckung geschlossen werden.

Das Verfahren auf der Basis eines magnetischen Wechselfelds beruht auf der Funktionsweise eines Transformators. Eine Primärspule erzeugt über eine angelegte Wechselspannung eine Induktionsspannung in einer Sekundärspule. Die Größe der induzierten Spannung ist das Maß für den Abstand des magnetisierbaren Materials in einer definierten Umgebung der Primärspule. Die Größe der Änderung der Induktionsspannung kann auf der Grundlage einer Kalibrierung, die in bewehrungsfreier Umgebung durchgeführt wird, gemessen werden [14].

3.1.3.3 Anwendungsgrenzen und Ungenauigkeit

Die Anwendung und die Funktion magnetischer Verfahren wird durch die Netzgröße der ersten beiden Bewehrungslagen beeinflusst. Als *Netzgröße* wird im Weiteren die Größe des Rasters bezeichnet, das durch die erste und zweite Bewehrungslage erzeugt wird.

Die Güte der Ergebnisse, die mit magnetischen Verfahren erzielt werden, sind abhängig von der Größe der Betonüberdeckung. Je größer die Betonüberdeckung ist, desto ungenauer werden die Ergebnisse. Parallel übereinander angeordnete Bewehrungsstäbe und Stabbündel können nicht als Einzelstäbe detektiert werden.

Weitere Störgrößen neben der Netzgröße sind die Stahlzusammensetzung (Magnetisches Wechselfeld), der Durchmesser der Bewehrung (Magnetisches Wechselfeld), der Abstand der Stäbe (Magnetisches Gleichfeld, Magnetisches Wechselfeld).

Nachstehend werden Zahlenwerte für Anwendungsgrenzen für die vorgestellten Verfahren angegeben. Hierbei handelt es sich um Anhaltswerte, die auf Herstellerangaben und auf Erfahrungswerten der Verfasserin aus der Anwendung verschiedener Messverfahren beruhen.

Die Bewehrungsstäbe können bis zu einer Tiefe von 15cm bis 20cm Betonüberdeckung detektiert werden. Hierbei muss der Stababstand zweier benachbarter Stäbe - wie bereits dargelegt - mindestens dem Zahlenwert der Betonüberdeckung entsprechen. In diesem Fall können durch das verwendete Gerät Zahlenwerte für die Betonüberdeckung und für den Stababstand angegeben werden.

Die Bestimmung der Bewehrungsdurchmesser dagegen ist problematisch. So kann der Durchmesser der Bewehrungsstäbe zuverlässig nur bis zu einer Betonüberdeckung von etwa 4cm bis 5cm festgestellt werden. Die Güte des Messergebnisses ist hierbei von der Güte der Kalibrierung des Geräts und von der Größe der Betonüberdeckung abhängig.

In Messungen an Brücken in Deutschland, die mit einer Mindestbetonüberdeckung von ca. 4cm ausgeführt werden, wurden z.T. deutliche Abweichungen zwischen den mittels Messverfahren bestimmten Stabdurchmessern und den gemäß Dokumentation vorhandenen Stabdurchmessern festgestellt. Die Informationen, die an Brückenüberbauten im Kosovo bestimmt wurden, zeigten eine größere Übereinstimmung zwischen Messwert des Stabdurchmessers und vorhandenem Stabdurchmesser. Diese Erkenntnisse basieren auf durch die Verfasserin durchgeführten Messungen an Brücken in Deutschland und im Kosovo im Rahmen des Forschungsprojektes *Ermittlung der Tragfähigkeit von Brücken*.

Unabhängig von der Größe der Betonüberdeckung sollten die mittels eines Bewehrungsdetektors bestimmten Stabdurchmesser durch Freilegen der Bewehrung am Bauwerk in Stichproben kontrolliert werden. Daher wird an dieser Stelle auf die Festlegung einer Abweichung zwischen vorhandenem Bewehrungsdurchmesser und gemessenem Durchmesser abgesehen.

Bei der Anwendung der Verfahren ist zu beachten, dass die Genauigkeit und die Zuverlässigkeit der Messergebnisse mit Zunahme der Betonüberdeckung geringer wird.

Nachstehend werden als Beispiel die Genauigkeiten des Bewehrungssuchgeräts *Ferrosan* der Firma *HILTI* in den Graphiken 3.1 bis 3.4 dargestellt. Bei der Angabe der Ungenauigkeiten wird hinsichtlich der Art der Aufnahme - Quicksan und Imagescan - und hinsichtlich der Art bzw. des Mediums der Auswertung - Monitor des Geräts bzw. Auswertesoftware - unterschieden.

Eine genaue Bestimmung der Querschnittsfläche gerippter Betonstähle A_s ist laut RUSSWURM ET AL. [83] mittels Wägung und Vermessung des gewogenen Stabes möglich. Die Querschnittsfläche eines Bewehrungsstabs kann aus dem mittels einer Schieblehre bestimmten Stabdurchmesser des Bewehrungsstabs berechnet werden oder mittels der Zuordnung des Stabdurchmessers zu einem Nennwert des Stabdurchmessers einem Querschnitts bestimmt werden.

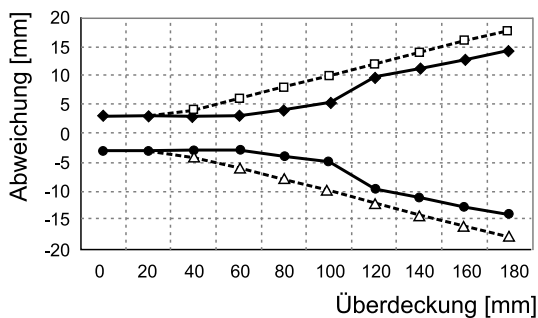


Bild 3.1: Genauigkeit des Zahlenwerts der Betonüberdeckung bei der Auswertung mittels grafischer Anzeige für einen Imagescan [51]

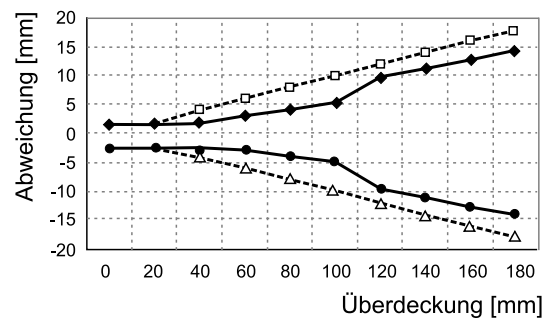


Bild 3.2: Genauigkeit des Zahlenwerts der Betonüberdeckung bei der Auswertung mittels Software für einen Imagescan [51]

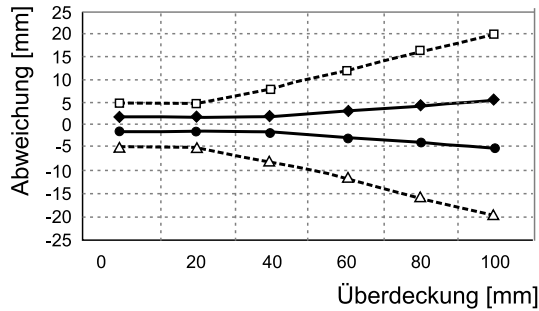


Bild 3.3: Genauigkeit des Zahlenwerts der Betonüberdeckung bei der Auswertung mittels grafischer Anzeige für einen Quickscan [51]

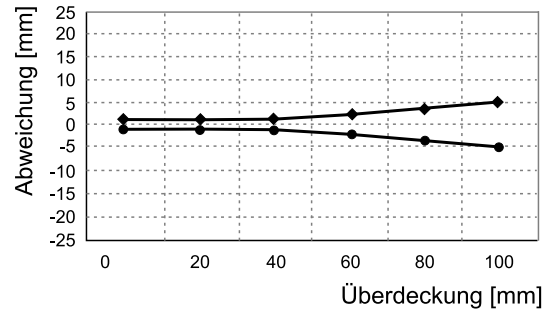


Bild 3.4: Genauigkeit des Zahlenwerts der Betonüberdeckung bei der Auswertung mittels Software für einen Quickscan [51]

Legende zu Bild 3.1 bis Bild 3.4 nach [51]

- Obergrenze (Durchmesser unbekannt)
- ◆— Obergrenze (Durchmesser bekannt)
- Untergrenze (Durchmesser bekannt)
- △-- Untergrenze (Durchmesser unbekannt)

3.2 Bestimmung von Verzerrungen

Im Weiteren werden Verfahren vorgestellt, die die Ermittlung von Verzerrungen in Form von Dehnungen und Stauchungen erlauben. Die Verfahren werden hinsichtlich ihrer Anwendung, ihrer physikalischen Hintergründe erläutert und in Bezug auf die Genauigkeit der mit ihnen erzielten Ergebnisse bewertet.

3.2.1 Verfahren

Für die Messung von Betonstauchungen, Beton- und Betonstahldehnungen sind Messgeräte erforderlich, die eine entsprechend hohe Genauigkeit zur Bestimmung dieser Werte aufweisen. Zur Ermittlung dieser Längenänderungen werden folgende Messverfahren betrachtet:

- Dehnmessstreifen,
- Linearlaser,
- Setz-Dehnmessmeter und
- Induktive Wegaufnehmer.

Dehnmessstreifen dienen – entgegen ihrer Bezeichnung – der Messung von Dehnungen und Stauchungen. Ein Dehnmessstreifen besteht aus einem Messgitter, das entweder aus einem dünnen Widerstandsdraht ($\varnothing 18\mu\text{m} - 25\mu\text{m}$) mäanderförmig verlegt oder aus einer dünnen Folie aus Widerstandswerkstoff mit einer Dicke von $3\mu\text{m}$ bis $5\mu\text{m}$ ausgeätzt wird. Das Messgitter ist auf einem dünnen Kunststoffträger befestigt und mit elektrischen Anschlüssen versehen. Die meisten Dehnmessstreifen haben eine zweite dünne Kunststoffolie auf ihrer Oberseite, die mit dem Träger fest verschweißt ist und das Messgitter mechanisch schützt.

Die Funktionsweise des Linearlasers gleicht der Funktionsweise des Laserdistanzmessgeräts bzw. der des Tachymeters. Das Gerät wird auf der Oberfläche einer Struktur befestigt. In einem definierten Abstand hierzu wird ein Reflektor angebracht. Vom Gerät ausgehend wird ein Laser gesendet und am Reflektor reflektiert. Über die Laufzeit kann die Veränderung der Strecke zwischen Sender und Reflektor aufgrund einer definierten Abtastrate des Linearlasers bestimmt werden.

Der Setz-Dehnungsmesser ist ein mechanisches Gerät zur Messung kleiner Wegänderungen. Diese werden mit Hilfe von Messmarken bestimmt, die auf der Bauteiloberfläche aufgebracht werden. Messung und Auswertung sind am Bauwerk direkt möglich.

Induktive Wegaufnehmer dienen der berührungslosen Wegmessung. Sie werden zur Messung der Verschiebung bei einer Belastung eingesetzt, wobei die Kraft und die Verschiebungen kontinuierlich aufgezeichnet werden. Zudem ermöglichen sie die Messung von Durchbiegungen und Dehnungen und werden zur Bestimmung von Spannungen und Schnittgrößen an Stäben verwendet.

Für die Anwendung im Feld sind der Setz-Dehnungsmesser sowie die induktiven Wegaufnehmer nur bedingt geeignet, da diese vergleichsweise große systematische Fehler aufweisen. Die Nutzung von Dehnmessstreifen im Feld ist schwierig aufgrund der Vorbereitung der Prüfstelle. Für die Anwendung im Feld sollten für weitere Untersuchungen Linearlaser Anwendung finden. Dieses Verfahren weist eine ausreichende Genauigkeit auf und kann zudem problemlos an der Oberfläche eines Betonquerschnitts angebracht werden. Im Rahmen dieser Arbeit finden nur Dehnmessstreifen Berücksichtigung, da sie für die Bestimmung der Betonstahldehnungen der Versuchskörper, die in Kapitel 7 beschrieben sind, verwendet werden.



Bild 3.5: Setz-Dehnungsmesser [14]



Bild 3.6: Induktive Wegaufnehmer

3.2.2 Physikalische und theoretische Grundlagen

Ein Dehnmessstreifen ist ein Sensor, dessen Widerstandswert sich mit der Dehnung oder Stauchung ändert. Bei einer Dehnung nimmt der Widerstand eines Dehnmessstreifens zu, bei einer Stauchung nimmt dieser ab. Die Dehnmessstreifen werden für die Messung auf den Prüfling mit einem geeigneten Klebstoff aufgeklebt oder aufgeschweißt. Die Formänderung der Struktur wird vom Klebstoff oder der Schweißstelle auf den Messgitterträger des Dehnmessstreifens und damit auf das Messgitter übertragen. Das Messgitter ändert entsprechend der Beanspruchung seinen elektrischen Widerstand. Die Widerstandsänderung kann durch entsprechende Geräte aufgezeichnet und einer Dehnung bzw. Stauchung zugeordnet werden. Das Verhältnis zwischen Widerstandsänderung und Dehnung bzw. Stauchung wird als Empfindlichkeit des Dehnmessstreifens bezeichnet.

3.2.3 Anwendungsgrenzen und Ungenauigkeit

In der Versuchsdurchführung, die in Kapitel 7 beschrieben wird, werden Dehnmessstreifen zur Aufzeichnung von Betonstahldehnungen verwendet. Die Größe des systematischen Messfehlers beträgt $\pm 5\%$. In diesem Wert sind bereits die Fehler berücksichtigt, die aus der Messkette resultieren, die der Umwertung der gemessenen Widerstandsänderung dient.

3.3 Zusammenfassung und Fazit

- Die Auswahl der in diesem Kapitel vorgestellten und bewerteten Verfahren erfolgt vor dem Hintergrund, dass die Verfahren einfach in ihrer Handhabbarkeit und robust gegenüber äußeren Einflüssen z.B. Temperatur sind, dass sie keiner speziellen Betreuung bedürfen und die zu bestimmende Eigenschaft mittels einer Reflexionsmessung bestimmt werden kann.
- Zur Bestimmung der geometrischen Eigenschaften der betrachteten Struktur, im Fall eines Brückenüberbaus die Stützweiten des Längssystems und die Abmessungen des Querschnitts, werden der Zollstock, das Laserdistanzmessgerät und der Tachymeter aufgeführt. Die Stabstahldurchmesser können mittels einer Schieblehre bestimmt werden. Für die Messung von Bauteildicken wird das Impakt-Echo-Verfahren berücksichtigt. Zur Ermittlung der Materialfestigkeitswerte wird in zerstörungsfreie bzw. in zerstörungsarme und in zerstörende Prüfverfahren unterschieden. Zur zerstörungsarmen Bestimmung der Betondruckfestigkeit wird der Rückprallhammer angeführt, für die zerstörungsfreie Bestimmung der Betonstahlfestigkeit das Stahlhärtemessgerät. In zerstörenden Verfahren wird die Betondruckfestigkeit mittels Bohrkernentnahme bestimmt, die Festigkeit der Betonstähle mittels Zugproben. Die Bewehrungseigenschaften, wie die Betonüberdeckung der ersten und zweiten Bewehrungslage und der Stabstahldurchmesser, werden mit Hilfe magnetischer Verfahren bestimmt. Für die Messung von Dehnungen und Stauchungen werden Dehnmessstreifen herangezogen.
- Zerstörungsfreie Verfahren zur Ermittlung der Materialfestigkeitswerte sind in Hinblick auf die Bewertung der Messergebnisse an den Ergebnissen der zerstörenden Verfahren zu kalibrieren. Mit Hilfe zerstörungsfreier Verfahren zur Ermittlung von Bewehrungseigenschaften ist zu unterscheiden, welche Eigenschaft der Bewehrung bestimmt wird. So ermöglichen zerstörungsfreie Verfahren eine zuverlässige Aussage über die Betonüberdeckung und die Stababstände. Im Gegensatz dazu ist der Messwert des Stabdurchmessers kritisch zu sehen und sollte durch örtliches Freilegen der Bewehrung und Messung des Durchmessers verifiziert werden. In Bezug auf die Anwendung im Feld ist die Verwendung von Dehnmessstreifen zur Bestimmung von Dehnungen und Stauchungen von Bauwerksteilen als problematisch einzustufen. Ihre Anbringung an den Bewehrungsstählen muss mit Sorgfalt erfolgen und erfordert eine saubere Umgebung, die im Feld nur bedingt gewährleistet werden kann.

- Tabelle 3.1 zeigt die für die Messverfahren als systematische Fehler angesetzten Abweichungen.

Tabelle 3.1: Systematische Fehler ausgewählter zerstörungsfreier, zerstörungsarmer und zerstörender Verfahren

Verfahren	Absolute Abweichung	Relative Abweichung
Geometrische Verfahren		
Zollstock, Maßband	$\Delta e_M = \pm 10 \text{ mm/m}$	-
Schieblehre	$\Delta e_S = \pm 0,1 \text{ mm}$	-
Laserdistanzmessgerät	$\Delta e_L = \pm 5 \text{ mm}$	-
Tachymeter	$\Delta e_T = \pm 0,1 \text{ mm}$	-
Impakt-Echo-Verfahren	-	$\Delta e_R = +5\%$
Materialfestigkeitswerte		
Zerstörungsfrei	-	
- Rückprallhammer	-	$\Delta e_R = \pm 15\%$
- Stahlhärtemessgerät	$\Delta e_K = 1 \text{ N/mm}^2$	$\Delta e_K = -10\% (f_{yk})$
	-	$\Delta e_K = -2\% (f_{um})$
Zerstörend	-	
- Bohrkern	-	$\Delta e_B = 0$
- Zugprobe	-	$\Delta e_Z = 1,15\% (f_{um})$
	-	$\Delta e_Z = 0,81\% (f_{yk})$
Bewehrungseigenschaften		
Betonüberdeckung, Stababstand	$\Delta e_{c_{nom}} = \pm 3 \text{ mm}$	-
	(bis $c_{nom} = 5 \text{ cm}$)	-
	$\Delta e_{c_{nom}} = 1,13 \cdot c_{nom} - 2,67$	-
	($c_{nom} \in [5 \text{ cm}; 20 \text{ cm}]$)	-
Dehnungen und Stauchungen		
Dehnmessstreifen	-	$\Delta e_{DMS} = \pm 5\%$

Kapitel 4

Mathematische Grundlagen

4.1 Statistische Auswertung von eindimensionalen Stichproben

4.1.1 Verteilungsfunktionen

Um die Daten einer Struktur über den Mittelwert und die Standardabweichung hinaus zu analysieren, wird die Häufigkeitssumme verwendet. Diese ist definiert als die Verteilung der Anzahl m von Stichprobenwerten, die einen bestimmten Wert X unterschreiten. Um die Art der Verteilung zu bestimmen, sind je nach Umfang der Stichproben verschiedene Verfahren anzuwenden. Es wird unterschieden in die Analyse *kleiner Stichproben* und die Analyse *großer Stichproben*.

Grundlage für die *Analyse kleiner Stichproben* ist die Urliste. Hierbei handelt es sich um eine tabellarische Auflistung der Beobachtungswerte x_i , die in dieser Liste nach ihrem Auftreten geordnet sind.

Die Analyse kleiner Stichproben erfolgt in drei Schritten:

1. Schritt:

Im ersten Schritt wird die Urliste umgeschrieben, so dass die Daten in einer neuen Tabelle nach ihrer Größe geordnet sind. Im zweiten Schritt wird die Summe der Häufigkeiten derjenigen Werte gebildet, deren Wert kleiner als X ist. Diese Summe wird als *absolute Häufigkeit* bezeichnet. Im dritten Schritt wird schließlich die Häufigkeit m gegen $x = X$ auf der Abszisse aufgetragen.

2. Schritt:

Für Daten kleiner Stichproben ist die absolute Häufigkeit eine Treppenfunktion. Änderungen treten jeweils an den Punkten $x = x_j$ auf. Ein bestimmter Punkt auf der Merkmalachse wird mit X bezeichnet, ein gemessener Wert als Ergebnis der i -ten Wiederholung des Experiments mit x_i .

3. Schritt:

Die absolute Häufigkeitssumme hängt von der Anzahl n der Daten in der Stichprobe ab. Ihr größter Wert ist $m = n$. Somit ist die Häufigkeitsverteilung nicht dazu geeignet, eine Strukturaussage über Stichproben gleicher Arten von Beobachtungswerten zu machen. Um diesen Nachteil zu vermeiden, wird die absolute Häufigkeit normiert durch die Division von m durch n . Dadurch wird die Verteilung der relativen Häufigkeiten m/n als Funktion von x erzeugt. Diese Funktion wird als *empirische Verteilungsfunktion* der Stichprobe bezeichnet.

Bei der *Analyse großer Stichproben* sieht man von einer Vorsortierung der Daten ab, da dies zu

umständlich ist. Stattdessen werden die Daten in Klassen vorsortiert (*Klassierung*). Anschließend werden die Einzelwerte einer Klasse durch ihren Mittelwert ersetzt.

Für die Analyse umfangreicher Datensätze gibt es keine Festlegung hinsichtlich der notwendigen Anzahl der Klassen. Die Erfahrung hat jedoch folgende Zusammenhänge zwischen Anzahl der Daten einer Stichprobe und der Anzahl der Klassen ergeben (vgl. DIN 55302 [25]):

für	$n \leq 100$	$k = \text{mindestens } 10,$
für	$100 < n \leq 1000$	$k = \text{mindestens } 100,$
für	$1000 < n \leq 10000$	$k = \text{mindestens } 1000,$
für	$10000 < n \leq 100000$	$k = \text{mindestens } 10000.$

Werden aus einer Grundgesamtheit n Elemente in zufälliger Reihenfolge entnommen, und ist diese Reihenfolge ohne Einfluss auf die Ergebnisse der Strukturanalyse für die Stichprobe, spricht man von einer *probabilistischen Stichprobe*.

Die statistische Struktur dieser Stichprobe wird durch eine Häufigkeitsanalyse ausgedrückt, die analytisch durch Kenngrößen oder statistische Parameter beschrieben wird. Die statistischen Parameter werden aus den Stichproben selbst berechnet.

Zu diesen statistischen Parametern gehört der Mittelwert \bar{x} bzw. μ einer Stichprobe (Gleichung 4.9). Dieser stellt eine gute Schätzung für den Mittelwert der Grundgesamtheit dar. Zur Beschreibung einer möglichen Abweichung einer einzelnen Beobachtung vom Mittelwert wird die Standardabweichung σ verwendet (Gleichung 4.11). Sie wird auch als *wahrscheinlicher Fehler* bezeichnet [75].

Wurden viele Stichproben der Grundgesamtheit entnommen, werden sie in einem Häufigkeitsdiagramm dargestellt. Dazu werden die Stichproben in Klassen mit einer definierten Klassengröße Δx eingeteilt. Betrachtet man nun die Klassenbreite $\Delta x = 0$ als Grenzwert, kann das Häufigkeitsdiagramm als Funktion $F_x(x)$ mit der stetigen Variable x beschrieben werden [75], [95]. Die Funktion $F_x(x)$ wird als Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion bezeichnet. Diese definieren die Form einer Verteilungsfunktion. Verteilungsfunktionen sind z.B.:

- Normalverteilung und
- Logarithmische Normalverteilung.

Weitere Verteilungstypen sowie deren Bestimmungsgleichungen und theoretische Grundlagen sind einschlägiger Fachliteratur wie [9], [75], [95] etc. zu entnehmen.

• (GAUSS-) Normalverteilung

Die (GAUSS-)Normalverteilung ist wohl die wichtigste Verteilungsfunktion. Ihre zentrale Bedeutung erhält sie durch den zentralen Grenzwertsatz der Wahrscheinlichkeitstheorie. Dieser besagt, dass sich - unabhängig vom Verteilungstyp - die Verteilung der Summe von n beliebigen Zufallsvariablen mit wachsendem n der Normalverteilung nähert. Hierbei wird vorausgesetzt, dass keine der Variablen dominiert [85], [91].

Die Dichtefunktion der Normalverteilung mit dem Mittelwert μ und der Standardabweichung σ lautet:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma} e^{-\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} . \quad (4.1)$$

Standardisiert man das Merkmal x zu $z = \frac{x-\mu}{\sigma}$ erhält man die Dichtefunktion der standardisierten Normalverteilung:

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} . \quad (4.2)$$

Die standardisierte Normalverteilung besitzt den Mittelwert $\mu = 0$ und die Standardabweichung $\sigma = 1$.

Der Erwartungswert $E(x)$ für normalverteilte Zufallszahlen ergibt sich gemäß Gleichung 4.3, die Standardabweichung s gemäß Gleichung 4.4:

$$E(x) = \mu , \quad (4.3)$$

$$s = \sigma . \quad (4.4)$$

• Logarithmische Normalverteilung

Das Merkmal $x > 0$ genügt einer logarithmischen Normalverteilung, wenn der Logarithmus $y = \ln x$ des Merkmals normalverteilt ist.

Für die Dichtefunktion der Logarithmischen Normalverteilung gilt:

$$f(x) = \frac{1}{x \cdot \sqrt{2\pi} \cdot \sigma} e^{-\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2} . \quad (4.5)$$

Das transformierte Merkmal $y = \ln x$ hat in standardisierter Form die Dichte:

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} \quad \text{mit} \quad z = \frac{\ln x - \mu}{\sigma_y} . \quad (4.6)$$

Der Erwartungswert logarithmisch normalverteilter Zufallszahlen $E(x)$ berechnet sich nach Gleichung 4.7, die Standardabweichung s nach Gleichung 4.8:

$$E(x) = \ln\left(\frac{\mu}{\sqrt{1 + \nu^2}}\right) , \quad (4.7)$$

$$s = \sqrt{\ln(1 + \nu^2)} = \sqrt{\ln(1 + (\sigma/\mu)^2)} . \quad (4.8)$$

4.1.2 Statistische Momente

Die statistischen Momente werden direkt aus den Elementen einer Stichprobe berechnet und mit den (theoretischen) Momenten der Verteilungsfunktionen gleichgesetzt.

Mittelwert $\bar{x} = \mu$ und Varianz s^2 ermöglichen die Schätzung einer Messgröße. Sie werden auch als Momente bezeichnet. Sind stochastische Prozesse zu beschreiben, muss die Struktur einer Stichprobe genauer beschrieben werden als es mit Mittelwert und Varianz möglich ist. Hierzu stehen z.B. Schiefe und Exzess zur Verfügung.

- **Mittelwert**

Der Mittelwert, auch als arithmetisches Mittel bezeichnet, entspricht dem Quotient der Summe aller Messwerte x_i und der Anzahl n der Messwerte [95].

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i . \quad (4.9)$$

- **Varianz und Standardabweichung**

Zur Beschreibung der Streuung der Einzelwerte um den Mittelwert wird die Varianz bzw. die Standardabweichung verwendet. Die Varianz entspricht der Summe der quadrierten Abweichungen $(x_i - \mu)^2$, dividiert durch die um 1 verringerte Anzahl der Stichproben (Gleichung 4.10). Die Standardabweichung wird durch Wurzelbildung aus der Varianz berechnet (Gleichung 4.11) [95].

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2 . \quad (4.10)$$

Um Messungenauigkeiten zu quantifizieren, ist ein Maß nötig, das die mögliche Abweichung des einzelnen Beobachtungswerts x_i vom tatsächlichen Wert beschreibt. Diese Abweichung beschreibt den Streubereich der einzelnen Messung.

Die gebräuchlichste Fehlerangabe ist die Standardabweichung σ_x einer Stichprobe. Sie wird auch als *wahrscheinlicher Fehler* bezeichnet. Sie wird aus der empirischen Varianz ermittelt.

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2} . \quad (4.11)$$

Eine weitere Möglichkeit Fehlergrenzen zu definieren, ist die Angabe der Abweichung als Mittelwert der absoluten Werte der Abweichungen $\Delta\varepsilon_{Abs}$. Es gilt:

$$\Delta\varepsilon_{Abs} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |\Delta x_i| . \quad (4.12)$$

Diese Beschreibung wird gelegentlich verwendet, ist theoretisch jedoch von geringer Bedeutung [75].

- **Variationskoeffizient**

Um einen Fehler als dimensionslose Größe bzw. unabhängig von absoluten Zahlenwerten zu beschreiben, wird der Variationskoeffizient ν verwendet. Er gibt die Präzision einer Messung als relativen Fehler an [75]. Dieser wird aus dem Mittelwert μ und der Standardabweichung σ gemäß Gleichung 4.13 berechnet:

$$\nu = \frac{\sigma}{\mu} . \quad (4.13)$$

4.1.3 Fraktilwert

Im konstruktiven Ingenieurbau werden für die Bemessung und für die Nachberechnung von Strukturen Kenngrößen verwendet, die mit einer definierten Wahrscheinlichkeit nicht überschritten bzw. nicht unterschritten werden. Sie werden als charakteristische Werte bezeichnet. Seitens der Statistik handelt es sich bei charakteristischen Werten um Fraktilwerte (auch als Quantilwerte bezeichnet).

In der Statistik werden verteilungsfreie Fraktilwerte und verteilungsgebundene Fraktilwerte unterschieden. Die Eigenschaften verteilungsfreier Fraktilwerte ist in Literatur wie FISCHER [37] detailliert dargestellt. Daher wird auf eine Beschreibung an dieser Stelle verzichtet. Verteilungsgebundene Fraktilwerte werden für Stichproben und für die Grundgesamtheit unterschieden.

Werden *Fraktilwerte aus Stichproben* berechnet, gilt für die Berechnung für normalverteilte Zufallszahlen:

$$p = E_{nv}(x) - k \cdot s_{nv} , \quad (4.14)$$

für die Berechnung für logarithmisch normalverteilten Zufallszahlen [37]:

$$p = e^{E_{lnv}(x) - k \cdot s_{lnv}} . \quad (4.15)$$

mit	E(x)	Erwartungswert der Zufallszahlen
	s	Standardabweichung der Zufallszahlen
	Index <i>nv</i>	normalverteilte Zufallszahlen
	Index <i>lnv</i>	logarithmisch normalverteilte Zufallszahlen
	k	Beiwert der Standardnormalverteilung

Wird ein *Fraktilwert für die Grundgesamtheit* vereinbart, ist für die Stichprobe nachzuweisen, dass sie den Anforderungen an die Grundgesamtheit genügt. Der Fraktilwert für normalverteilte Zufallsvariablen berechnet sich wie folgt:

$$p = \mu - k_1 \cdot \sigma . \quad (4.16)$$

Hierbei entspricht k_1 dem Beiwert für normalverteilten Zufallsvariablen zur Berechnung von einseitig nach unten begrenzten Fraktilwerten.

Der Fraktilwert für logarithmisch normalverteilte Zufallsvariablen wird wie folgt berechnet:

$$p = \mu \cdot k_2 . \quad (4.17)$$

4.1.4 Rückschluss Stichprobe auf Grundgesamtheit

Um die Tragfähigkeit einer bestehenden Brücke unbekannter Eigenschaften zu ermitteln, werden die Eigenschaften in Stichproben an der Brücke selbst bestimmt. Auf der Grundlage der Werte der Stichproben werden die statistischen Momente und Fraktilwerte berechnet, die der Ermittlung der Tragfähigkeit der Struktur zugrunde gelegt werden.

Es ist im Allgemeinen nicht möglich, alle Elemente einer Grundgesamtheit zu untersuchen. Es wird jedoch ein reduzierter Stichprobenumfang akzeptiert unter Verwendung von Schätzungen, die gewissen Regeln folgen. Hierbei muss die Auswahl der Stichproben zufällig erfolgen. Darüber hinaus sollen die gezogenen Stichproben repräsentativ für die Grundgesamtheit sein [37].

Für den Rückschluss von Stichproben auf die Grundgesamtheit muss eine ausreichende Anzahl von Stichproben gewährleistet sein. Hier werden verschiedene Vorgehensweisen zur Festlegung der p-Fraktile, des Vertrauensniveaus und der erforderlichen Anzahl der Stichproben vorgeschlagen [36], [73].

OWEN [73] stellt die erforderliche Anzahl in Abhängigkeit des p-Fraktils und des Vertrauensniveaus dar. FISCHER [36] legt den Variationskoeffizienten der Festlegung des Vertrauensniveaus zugrunde. Es gelten folgende Werte:

$$\begin{aligned} 1 - \alpha &= 0,75 && \text{für große Variationskoeffizienten,} \\ 1 - \alpha &= 0,90 && \text{für kleine Variationskoeffizienten.} \end{aligned}$$

Das Vertrauensniveau wird mit einem Wert von $P = 1 - \alpha = 0,75$ für große Variationskoeffizienten, z.B. für die Baustoffe Beton und Stahlbeton, Spannbeton, Mauerwerk, Holz und Baugrund vorgeschlagen. Für Materialien, wie Baustahl, d.h. mit einem kleinen Variationskoeffizienten, wenn hohe Qualitätsanforderungen realisierbar sind, ein Wert von $P = 1 - \alpha = 0,90$.

4.2 Regressionsanalyse

Mittels einer Regressionsanalyse wird der funktionelle Zusammenhang zwischen abhängigen und unabhängigen Zufallsvariablen beschrieben. So wird der Einfluss von abhängigen Variablen beispielsweise in Versuchen analysiert. Mittels des Vergleichs zwischen Rechenwerten und Versuchsergebnissen kann eine Aussage getroffen werden. Eine sinnvolle Darstellung ist das Streudiagramm [9], [37].

Im einfachsten Fall der Regression - der linearen Regression - wird vorausgesetzt, dass die Zufallsgröße Y bei einem beliebigen, festen Wert x in ihrer Grundgesamtheit normalverteilt ist. Der Erwartungswert ergibt sich wie folgt:

$$E(Y) = a + b \cdot x, \quad (4.18)$$

die Streuung zu σ^2 .

Die Gleichung beschreibt, dass die Zufallsgröße Y linear von der Variable x abhängt. Die Koeffizienten a und b werden als *Regressionskoeffizienten*, die Gerade $y(x) = a + bx$ als *Regressionsgerade* bezeichnet [9].

Die Grundgleichung der einfachen linearen Regression lautet [37]:

$$Y = a + b \cdot x + \varepsilon. \quad (4.19)$$

Für einen einzelnen Punkt lautet die Gleichung:

$$Y_i = a + b \cdot x_i + \varepsilon_i. \quad (4.20)$$

Die Abweichung zwischen berechnetem Y_i -Wert und gemessenem y_i -Wert wird als *Residue* bezeichnet. Sie berechnet sich wie folgt [37]:

$$\varepsilon_i = y_i - Y_i. \quad (4.21)$$

Ziel der Betrachtung der Residuen ist es, diejenige Regressionsgerade zu finden, die die abzubildenden Punkte am besten approximiert. Die Übereinstimmung zwischen der Regression und den

Stichproben kann z.B. durch das Bestimmtheitsmaß R^2 beschrieben werden. Dieses wird aus der Varianz $s_{xx} = s_x^2$ bzw. $s_{yy} = s_y^2$ und der Kovarianz s_{xy} der Daten ermittelt:

$$s_{xx} = s_x^2 \frac{\sum(\hat{x}_i - \bar{x}_i)^2}{n-1},$$

$$s_{xy} = \frac{\sum(\hat{x}_i - \bar{x}_i)(\hat{y}_i - \bar{y}_i)}{n-1},$$

$$R^2 = \frac{s_{xy}^2}{s_x^2 \cdot s_y^2}.$$

Die zuvor dargestellten Formulierungen beschreiben die theoretischen Grundlagen einer eindimensionalen linearen Regression. Im Rahmen dieser Arbeit wird eine multiple lineare Regression angewendet. Die theoretischen Grundlagen entsprechen denen einer eindimensionalen linearen Regression; sie werden um die Beschreibung multipler Zusammenhänge erweitert.

Weitere Verfahren zur Ermittlung der am besten approximierenden Regression und des Grads der Übereinstimmung können Fachliteratur wie [9], [37], [75] entnommen werden.

4.3 Fehlerrechnung

4.3.1 Grundlagen

Im Rahmen dieser Arbeit werden zwei Fehlerarten betrachtet:

- systematische Fehler und
- zufällige Fehler.

Zufällige Fehler beinhalten Ungenauigkeiten der Eingangswerte, die z.B. auf eine geringe Stichprobenanzahl, geringe Sorgfalt des Anwenders zurückzuführen sind. Zufällige Fehler können durch sorgfältiges Arbeiten, Kontrollen, Kalibrieren des Messgerätes und umfangreiche Stichprobennahme minimiert werden.

Die Güte der Messwerte eines Messgeräts wird im Wesentlichen durch zwei Eigenschaften des Messgeräts bestimmt:

- die *Präzision* – auch als *Genauigkeit* bezeichnet – und
- seine *Sensitivität* – auch *Empfindlichkeit* genannt.

Die *Genauigkeit* beschreibt die Eigenschaft eines Geräts, einen Messwert ohne systematischen Fehler zu erfassen. Als Sensitivität wird die Eigenschaft bezeichnet, mit welcher Auflösung eine Ablesung des Messwerts durch das Gerät ermöglicht wird.

Verfügt ein Messgerät über eine hohe Genauigkeit aber über eine geringe Sensitivität, kann es zu großen *zufälligen* Fehlern kommen. Dieser liegt in der hohen Ablesungenauigkeit. Ein Messgerät mit geringer Präzision jedoch hoher Empfindlichkeit erzeugt kleine zufällige Fehler. Durch fehlende Präzision kommt es mitunter zu großen systematischen Fehlern [75].

Systematische Fehler können durch statistische Verfahren nicht behoben werden. Abhilfe kann

hier nur durch Vergleichsmessungen mit weiteren, verschiedenen Verfahren oder anderen Messgeräten geschaffen werden. Durch eine höhere Sensitivität der Messgeräte kann der systematische Fehler eingegrenzt werden.

Zur Bewertung des in Kapitel 7 beschriebenen Verfahrens werden sowohl systematische Fehler als auch zufällige Fehler berücksichtigt. In die systematischen Fehler fließen hierbei die Unsicherheiten aus den Messgeräten ein. Die zufälligen Fehler beinhalten Aspekte wie eine geringe Anzahl von Stichproben, Idealisierung des Berechnungsmodells etc.

4.3.2 Fehlerfortpflanzung

Oftmals kann ein Wert x nicht direkt bestimmt werden, sondern ermittelt sich indirekt mit Hilfe von Funktionen aus einem bzw. mehreren Parametern, die ihrerseits direkt gemessen oder ermittelt werden können.

So können die ermittelten Werte Ungenauigkeiten beinhalten, die infolge von Geräteunsicherheiten entstehen. Diese fließen über die gemessenen Größen in den berechneten Wert x ein. Sind die Unsicherheiten klein, kann eine TAYLOR-Entwicklung nach den Fehlern durchgeführt werden. Hierbei werden die Glieder 2ter Ordnung vernachlässigt. Man spricht von *Fehlerfortpflanzung*. Um den Einfluss der Unsicherheit auf der Ergebnis der Funktion $f(x_1, x_2, \dots, x_k)$ zu untersuchen, muss die Funktion $f(x_1, x_2, \dots, x_k)$ differenzierbar sein, ihre Variablen müssen stochastisch unabhängig sein, dürfen aber beliebigen Verteilungen folgen.

Da die Fehler klein im Vergleich zur unabhängigen Variable sind, kann die Funktion (in der Nähe der Mittelwerte \bar{x}) durch den Linearanteil ihrer TAYLOR-Entwicklung dargestellt werden. So gilt für ihren Fehler [9]:

$$\Delta f = f(x_1, x_2, \dots, x_k) - f = f(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_k) , \quad (4.22)$$

$$\begin{aligned} \Delta f &\approx df = \frac{\delta f}{\delta x_1} dx_1 + \frac{\delta f}{\delta x_2} dx_2 + \dots + \frac{\delta f}{\delta x_k} dx_k , \\ &= \sum_{j=1}^k \frac{\delta f}{\delta x_j} dx_j = \sum_{j=1}^k a_j dx_j . \end{aligned} \quad (4.23)$$

Die partiellen Ableitungen $\frac{\delta f}{\delta x_j}$ sind für die Stellen (x_1, x_2, \dots, x_k) zu berücksichtigen. Die Streuung und Standardabweichung ergibt sich zu:

$$\sigma_f^2 = \sum_{j=1}^k a_j^2 \sigma_{x_j}^2 .$$

Handelt es sich um zufällige Abweichungen, kann der mittlere quadratische Fehler der Zufallsvariable X aus den mittleren quadratischen Fehlern der direkt gemessenen Variable x_1, x_2, \dots, x_n berechnet werden. Es gilt:

$$\Delta f_X = \pm \sqrt{\left(\frac{dX}{dx_1} \Delta x_1\right)^2 + \left(\frac{dX}{dx_2} \Delta x_2\right)^2 + \dots + \left(\frac{dX}{dx_j} \Delta x_j\right)^2} . \quad (4.24)$$

Bei der Anwendung der Fehlerrechnung ist folgendes zu berücksichtigen:

Bei Produkten oder Verhältnissen ist es bequemer mit relativen Fehlern zu rechnen, bei Additionen oder Subtraktionen sollte mit absoluten Fehlern gerechnet werden.

Handelt es sich um systematische Fehler, gilt zur Ermittlung der Abweichung Δf_X folgender Zusammenhang:

$$\Delta f_X = \sum_{i=1}^n \left| \frac{dX}{dx_i} \right| \Delta x_i \quad . \quad (4.25)$$

- Δf_X Fehler gemäß Fehlerfortpflanzung
- x_i Messgröße x_i
- Δx_i Fehler der Messgröße x_i
- X Gleichung zur Berechnung der Größe X aus den Messgrößen x_j

Kapitel 5

Prognose und Ermittlung des tatsächlichen Wertes der Biegetragfähigkeit

Die Bemessung eines Bauwerks entspricht der Prognose der Eigenschaften des zu errichtenden Bauwerks. Sie umfasst die *Vorhersage* der mindestens erreichten Eigenschaften auf der Grundlage des Sicherheitskonzepts der Bemessung. Vorgaben dieses Sicherheitskonzepts hinsichtlich der konstruktiven Ausführung, die Verwendung von Fraktilen für die tragfähigkeitsrelevanten Materialparameter etc. gewährleisten eine ausreichende Sicherheit für den Widerstand des Tragwerks gegenüber den angreifenden Lasten.

Im Gegensatz dazu erlaubt die Nachberechnung unter Verwendung von am Bauwerk bestimmten Werten die Ermittlung der Ist-Tragfähigkeit. Diese ist wesentlich davon abhängig, welche Abmessungen das Tragwerk gegenüber der Prognose aufzeigt, welche Festigkeitswerte für Beton und Betonstahl tatsächlich erreicht wurden, nicht zuletzt in welchem Zustand sich das Bauwerk befindet.

Für die Nachberechnung bestehender Brücken stehen zwei Ansätze zur Verfügung:

- die Nachberechnung der Tragfähigkeit und
- Belastungsversuche an bestehenden Brücken.

Beide können nicht ganz unabhängig voneinander betrachtet werden. So sind für Belastungsversuche Berechnungen durchzuführen, damit die für den Belastungsversuch erforderliche Tragfähigkeit der Struktur gewährleistet ist.

Im Folgenden werden zum einen die Grundsätze einer Biegebemessung (auf der Grundlage der DIN 1045-1 bzw. des DIN FB 102) beschrieben. Zum anderen werden Verfahren sowie deren Grundlagen vorgestellt, die die Ermittlung der Tragfähigkeit bestehender Strukturen erlauben. Auf der Basis der gewonnenen Informationen werden anschließend die Defizite dargestellt, die weiteren Forschungsbedarf begründen.

5.1 Prognose der Biegetragfähigkeit eines Bauwerks

Die Prognose beinhaltet die Bemessung eines Bauwerks gemäß vorgeschriebenen Normen und Anwendungsdokumente. Die Prognose der Biegetragfähigkeit eines Brückenüberbaus umfasst im Rahmen dieser Arbeit den Nachweis für Biegung (mit Normalkraft) im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

In diesem Nachweis wird unter Berücksichtigung definierter Lasten die für die Struktur erforderliche Biegebewehrung bestimmt. Hierzu wird das zu bemessende Bauwerk idealisiert und in ein statisches System, z.B. ein Stabmodell, überführt. Diesem statischen System werden geometrische Eigenschaften des Bauwerks sowie Materialeigenschaften zugewiesen. Auf der Grundlage der für das spätere Bauwerk relevanten Einwirkungen und Einwirkungskombinationen werden Bemessungsschnittgrößen unter Berücksichtigung vorgegebener Teilsicherheitsbeiwerte ermittelt, die ihrerseits die Grundlage für die Ermittlung der erforderlichen Biegebewehrung darstellen. Die in den Nachweis einfließende statische Höhe wird für die Bemessung plausibel abgeschätzt und nach Ermittlung des erforderlichen Biegebewehrungsquerschnitts kontrolliert.

Die in den Bemessungsnormen vorgeschriebenen Sicherheiten in Form von Teilsicherheitsbeiwerten und charakteristischen Werten sind ausreichend, um die Diskrepanz zwischen prognostizierten Eigenschaften und den am Bauwerk vorhandenen Eigenschaften abzudecken. Im Allgemeinen fließen in die charakteristischen Werte systematische Unsicherheiten, in die Variationskoeffizienten und somit in die Teilsicherheitsbeiwerte die statistischen Unsicherheiten - im Weiteren auch als zufällige Unsicherheiten bezeichnet - ein (vgl. Kapitel 2, Abschnitt 2.3.1). Zusätzlich fordern die Normen hohe Qualitätsstandards für die Tragwerke. Diese Anforderungen bergen ebenfalls eine Häufung von Sicherheitsreserven, verursacht durch vereinfachte Berechnungsgrundlagen, konservativ festgelegte Grenzwerte etc. [67], [98].

Eine weitere Sicherheitsreserve bringt die statische Unbestimmtheit des Tragwerks mit sich. So wird der Nachweis für Biegung mit Längskraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf der Grundlage geführt, dass Schnittgrößen der Einwirkungsseite, die am Gesamtsystem unter Verwendung linear elastischer Materialgesetze bestimmt werden, mit Schnittgrößen verglichen werden, die als Querschnittstragfähigkeit unter Berücksichtigung nichtlinearer Materialeigenschaften berechnet werden. Die statische Überzähligkeit der Systeme wird zwar durch die Schnittgrößenermittlung am Gesamtsystem für die Einwirkungsseite berücksichtigt. Jedoch fließen die Systemtragfähigkeit - aufgrund der Betrachtung der Querschnittsebene - und somit die Systemreserven aus statischer Unbestimmtheit auf der Widerstandsseite nicht in die Standardbemessung ein. Ihr wird z. T. bei der Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen durch zulässige Schnittgrößenumlagerungen Rechnung getragen.

5.2 Ermittlung des tatsächlichen Wertes der Biegetragfähigkeit eines bestehenden Bauwerks

Normenwerke, die die Nachberechnung von bestehenden Bauwerken und/oder Belastungsversuche an bestehenden Bauwerken regeln, werden nur in wenigen Ländern zur Verfügung gestellt. Zu diesen Ländern gehören u. a. die Schweiz und die Niederlande. Richtlinien zur Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke existieren z.B. in Deutschland und in Dänemark.

Unterschieden werden müssen in diesem Zusammenhang Normen und richtungweisende Empfehlungen. In Normen werden Vorschriften mit Mindestanforderungen definiert. Richtungsweisende Empfehlungen beinhalten im Wesentlichen Hinweise, wie die Planung zu erstellen und eine Beurteilung, z.B. die der Tragfähigkeit, vor systematischem und wirtschaftlichem Hintergrund durchzuführen ist.

5.2.1 Tragfähigkeit auf der Grundlage von Nachberechnungen

Wesentlicher Inhalt der Normen bzw. Empfehlungen für die Nachberechnung bestehender Bauwerke und Bauteile ist eine mögliche Verringerung der Teilsicherheitsbeiwerte gegenüber den Zahlenwerten der Bemessungsnormen für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Die Reduktion der Sicherheitsfaktoren wird mit der höheren Genauigkeit der Eingangsdaten begründet. Die Reduktion der Teilsicherheitsbeiwerte gilt nur für den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Der Nachberechnung eines Bauwerks wird im Allgemeinen die aktuell gültige Norm zugrunde gelegt. Diese spiegelt die Sicherheitsbedürfnisse der Gesellschaft besser wider: Ungenauigkeiten werden besser abgebildet und die neuesten Entwicklungen in Bezug auf mechanische Modelle und die Ermittlung des Widerstands eines Bauwerks und Bauteils können in die Nachberechnung einfließen [10].

Im Weiteren werden verschiedene Verfahren aus dem zivilen und militärischen Sektor vorgestellt, die die Ermittlung der Tragfähigkeit bestehender Brücken erlauben. Die Verfahren unterscheiden sich hinsichtlich der Eingangsdaten in die Nachberechnung, der theoretischen Grundlagen sowie hinsichtlich der Zuverlässigkeit der ermittelten Tragfähigkeit der Brücke.

5.2.1.1 Verfahren aus dem zivilen Bereich

- **Niederlande**

In den Niederlanden existiert eine Vornorm zur Beurteilung der Sicherheit bestehender Bauwerke. Die Beurteilung der Sicherheit erfolgt auf der Grundlage von Mindestwerten für den Zuverlässigkeitsindex β_b . Auf dieser Grundlage werden die Sicherheitsfaktoren für die Einwirkungen hergeleitet. Einzuhaltende Grenzwerte für Verformungen zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks sind nicht vorgesehen. Nur der Lastfall *Brand* wird als außergewöhnlicher Lastfall berücksichtigt. Die Werte der Geometrie und die Materialfestigkeitswerte sind am Bauwerk zu bestimmen und den Nachberechnungen zugrunde zu legen. Für die Nachberechnungen sind die Normen für Neubauten anzuwenden [17].

Die Sicherheitsindices in Tabelle 5.1 stellen die akzeptablen Sicherheitsniveaus in den Niederlanden für Neubauten und bestehende Bauwerke einander gegenüber.

Tabelle 5.1: Zulässige Sicherheitsindices für Neubauten β_n und bestehende Tragwerke β_b [17]

Bezugszeitraum t	Neubau β_n		Bestehendes Bauteil β_b	
	t = 50 Jahre		t = 1 Jahr	
	Normal	Wind dominant	Normal	Wind dominant
Sicherheitsklasse 1	3,2	2,3	1,7	1,3
Sicherheitsklasse 2	3,4	2,4	3,1	3,1
Sicherheitsklasse 3	3,6	2,6	3,6	3,6

Neubauten werden für einen Zeitraum von 50 Jahren geplant und gebaut (β_n). Die Ergebnisse der Untersuchung eines bestehenden Gebäudes sind für einen Bezugszeitraum von 1 Jahr gültig (β_b). Die Sicherheitsindices werden hinsichtlich der Sicherheitsklassen unterschieden, in die Bauwerke je nach den Folgen ihres Versagens eingeteilt werden:

- Sicherheitsklasse 1: Vernachlässigbare Gefährdung von Menschenleben,
- Sicherheitsklasse 2: Geringe Gefährdung von Menschenleben,
- Sicherheitsklasse 3: Große Gefährdung von Menschenleben.

Tabelle 5.2 zeigt die Sicherheitsfaktoren in Abhängigkeit der Art der Last, ihrer Wirkung und der Sicherheitsklasse. Aus ihr ist zu ersehen, dass die außergewöhnlichen Lasten in einer entsprechenden Einwirkungskombination berücksichtigt werden. Diese Vorgehensweise entspricht der der Eurocodes.

Tabelle 5.2: Teilsicherheitsbeiwerte für Traglast-Grenzzustände bei bestehenden Bauwerken [17]

	Ständige Lasten		Veränderliche Lasten Wind dominant ja/nein	Außergew. Lasten Brand allein
	günstig	ungünstig		
LK 1: fundamental				
Klasse 1	1,0	0,9	1,0 / 1,0	-
Klasse 2	1,2	0,9	1,6 / 1,2	-
Klasse 3	1,2	0,9	2,3 / 1,35	-
LK 2: Ständige Lasten allein				
Klasse 1	1,0	0,9	-	-
Klasse 2	1,2	0,9	-	-
Klasse 3	1,2	0,9	-	-
LK 3: nur Brandlast				
alle Klassen	1,0	1,0	1,0	1,0

- **Schweiz**

In der Schweiz werden der Beurteilung bestehender Bauwerke der Nutzungsplan und der Sicherheitsplan zugrunde gelegt. Im Sicherheitsplan werden die als maßgebend definierten Gefährdungsbilder festgehalten und Maßnahmen gegenübergestellt, die ihrer Abwehr dienen. Kernpunkt ist die Erfassung möglicher Gefährdungen im Bauprozess und während der Nutzung. Diese Gefährdungen sind nach ihrer Wichtigkeit abgestuft. Liegen diese Pläne nicht mehr vor, sind sie neu zu erstellen.

Ein weiteres wichtiges Mittel zur Beurteilung eines existierenden Bauwerks ist die *Beurteilung in drei Phasen* (SIA 462, 1994). Die drei Phasen umfassen [17], [85]:

- Phase I: Grobe Erstbeurteilung,
- Phase II: Detaillierte Untersuchung und
- Phase III: Beratung im Experten-Kollegium.

Die *Grobe Erstbeurteilung* umfasst die Besichtigung des Tragwerks, ein intensives Studium der statischen Dokumente wie die Berechnung und die Ausführungspläne und die Ergänzung und die Berichtigung der Bauwerksunterlagen, d.h. des Sicherheitsplans und des Nutzungsplans. Auf der Grundlage dieser Daten kann die vorhandene Tragwerkssicherheit zunächst grob abgeschätzt werden. In der *Detaillierten Untersuchung* werden Untersuchungen am bestehenden Bauwerk durchgeführt. Hierbei werden die Eigenschaften der Bewehrung geprüft, der Zustand des Tragwerks in Bezug auf Risse, Durchbiegungen und umweltbedingte Einflüsse wie Karbonatisierung etc. Im Anschluss daran wird erneut eine Nachberechnung durchgeführt mit den aktualisierten Daten. Ziel der detaillierten Untersuchung ist es, eine ausreichende Tragsicherheit nachzuweisen, sollten nach der groben Erstbeurteilung diesbezüglich Zweifel bestehen. Eine *Beratung im Experten-Kollegium* sollte einberufen werden, wenn es zu Problemen mit großer Tragweite kommt. Dieses Experten-Kollegium tritt bei der Beurteilung bestehender Bauwerke an die Stelle der gültigen Normen und trägt gemeinsam für den Entscheid die Verantwortung [85].

Des Weiteren zeigt die Norm, wie der Nachweis für die Tragsicherheit eines bestimmten Systems erbracht werden kann. Hier sind Gründe für die Notwendigkeit eines Nachweises anzuführen und eine Möglichkeit zur Eingliederung der Restnutzungsdauer zu geben. Die Restnutzungsdauer wird hierbei in verschiedene Kategorien eingeteilt:

- Nachweis für eine unbestimmte Nutzungsdauer,
- Nachweis für eine lange Nutzungsdauer → max. 5 Jahre,
- Nachweis für eine kurze Nutzungsdauer → max. 6 Monate.

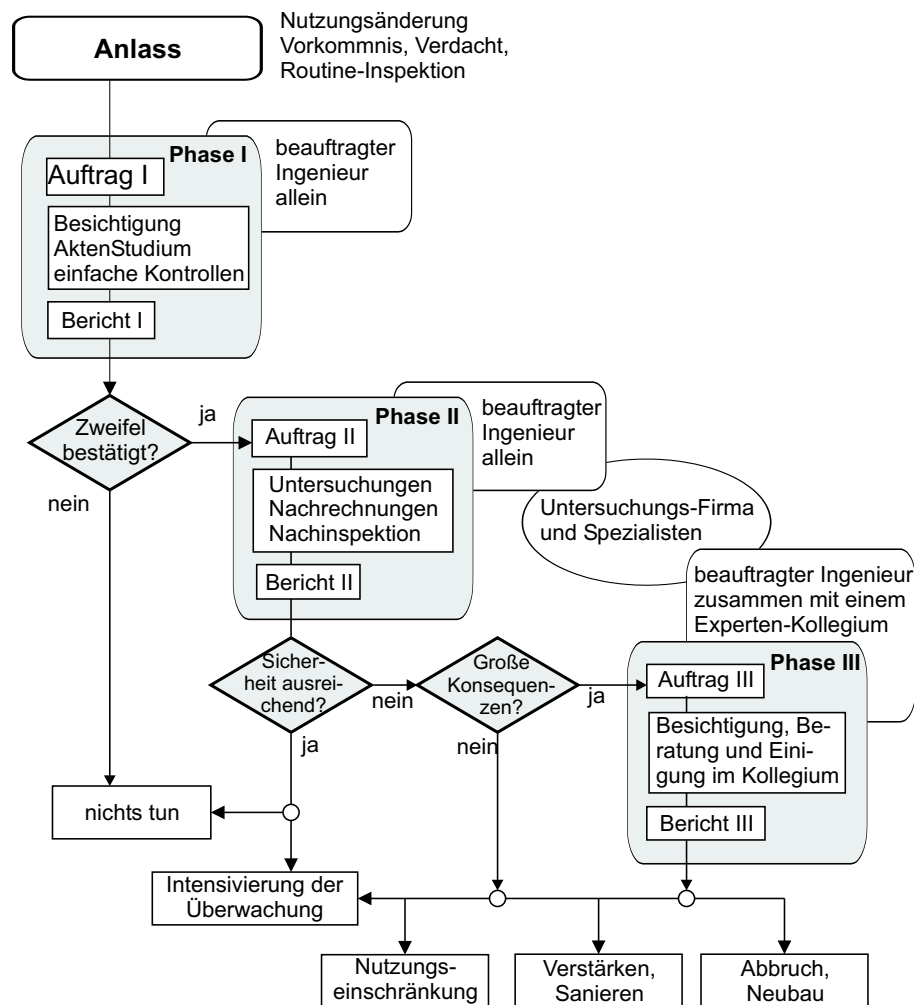


Bild 5.1: Vorgehensweise bei der Beurteilung bestehender Tragwerke gemäß [85]

5.2.1.2 Verfahren aus dem militärischen Bereich

Im militärischen Bereich existieren verschiedene Verfahren zur Ermittlung der Tragfähigkeit bestehender Brücken. Diese Verfahren unterscheiden sich in Bezug auf die notwendigen Eingangsdaten, die Genauigkeit des Ergebnisses der Tragfähigkeit etc. Dabei wird im Allgemeinen kein Anspruch auf Gebrauchstauglichkeit und auf Dauerhaftigkeit an das betrachtete Bauwerk gestellt. Werden in einem Einsatzgebiet Brücken hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit eingestuft, so erfolgt diese Einstufung auf der Grundlage desjenigen Verfahrens, das dem Erkundungstrupp zur Verfügung gestellt ist. Diesen Verfahren liegen in der Regel die Normen und Standards desjenigen Landes zugrunde, das das Verfahren entwickelt hat.

Im Folgenden ist exemplarisch das Verfahren der ehemaligen DDR vorgestellt [52]. Die Darstellung weiterer Verfahren aus dem militärischen Sektor können den Veröffentlichungen BIERBRAUER&KEUSER [5] und dem Zwischenbericht 2004 des Projekts *Ermittlung der Tragfähigkeit von*

Brücken [41] entnommen werden.

Dieses Verfahren ermöglicht die Ermittlung der Biegetragfähigkeit M_{zul} eines Querschnitts. Sie wird vereinfacht über die aufnehmbare Betondruckkraft, berechnet aus dem Produkt der Betondruckzone und der Betondruckfestigkeit W , und dem Hebelarm der inneren Kräfte $(h - \frac{x}{2})$ bestimmt. Für die Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit wird die Spannungsverteilung der Betondruckzone in Form eines Rechtecks mit der Fläche $x \cdot b_0$ abgebildet. Die Biegetragfähigkeit ergibt sich gemäß Formel 5.1:

$$M_{zul} = \frac{x \cdot b_0}{\nu_S} \cdot W \cdot (h - \frac{x}{2}) \quad . \quad (5.1)$$

Die Abmessungen werden als Mittelwerte, die Materialfestigkeiten als Fraktilwerte abgebildet. Die Größe des Sicherheitsfaktors ν_s liegt zwischen 1,4 und 1,7.

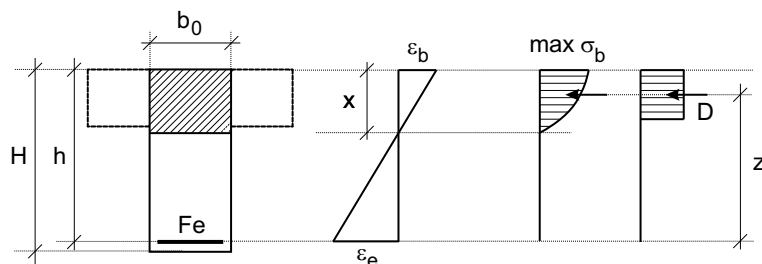


Bild 5.2: Berücksichtigte Spannungen und Verzerrungen eines Stahlbetonbalkens für das Traglastverfahren [52]

Können an einer Brücke tragfähigkeitsrelevante Daten nicht ermittelt werden, gibt das Verfahren Mindestwerte für die Materialfestigkeitswerte und für den Bewehrungsgrad vor:

- Betondruckfestigkeit: $22,5 \text{ N/mm}^2$,
- Betonstahlfestigkeit: 250 N/mm^2 ,
- Bewehrungsgrad: $0,013 = 1,3\%$.

Informationen hinsichtlich erreichbarer Versagenswahrscheinlichkeiten oder Sicherheitsindices ist der zur Verfügung stehenden Literatur nicht zu entnehmen. Auch lässt sich die Größe des vorliegenden Sicherheitsfaktors mit zur Verfügung stehender Literatur nicht nachvollziehen.

5.2.2 Tragfähigkeit auf der Grundlage von Belastungsversuchen

Im Gegensatz zu den Nachberechnungen eines bestehenden Bauwerks geben Belastungsversuche das tatsächliche Tragverhalten eines Bauwerks wieder. Aspekte, wie Fraktilwerte, vereinfachte Berechnungsmodelle oder die Anzahl der Stichproben, die der Ermittlung der Bauwerkseigenschaften zugrunde liegt, haben keinen Einfluss auf den ermittelten Wert der Tragfähigkeit. Auch ermöglichen sie die Bestätigung, dass unter Nutzlasten eine gewisse Sicherheitsmarge gegenüber Gebrauchslasten für das Bauwerk gewährleistet werden kann [10].

Das Verfahren nach OPITZ ET AL. ermöglicht die Bestimmung der zulässigen veränderlichen Einwirkung einer bestehenden Brücke auf der Grundlage von Belastungsversuchen. Dabei wird

das Tragwerk zusätzlich zu den ständig wirkenden Lasten mit einer Versuchsziellast $ext F_{Ziel}$ beansprucht. Diese ist im Zuge der Vorbereitungen des Belastungsversuchs zu bestimmen. Der Belastungsversuch endet mit Erreichen der Versuchsgrenzlast F_{lim} [72], [96].

Die Versuchsziellast $ext F_{Ziel}$ wird auf der Grundlage der Lastannahmen für die Verkehrslasten ermittelt, die bei der Bemessung der Brücke verwendet wurden. Die aus den jeweiligen Lastbildern resultierenden Schnittgrößen werden für den Belastungsversuch in äquivalente Ersatzlasten umgerechnet. Diese werden so berechnet, dass die Schnittgrößenverläufe eine gute Übereinstimmung ergeben und ein möglichst affiner Verlauf der Schnittgrößen erreicht wird.

Der Wert der Versuchsziellast $ext F_{Ziel}$ ergibt sich aus den Einwirkungen auf das Tragwerk, d.h. einem Anteil aus ständigen Lasten und den ermittelten Ersatzlasten, unter Berücksichtigung zugehöriger Teilsicherheitsbeiwerte aus Normen und Richtlinien. Die Versuchsziellast wird wie nachstehend berechnet:

$$ext F_{Ziel} = \sum_{j>1} \gamma_{R,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad . \quad (5.2)$$

Weiterhin gilt:

$$0,35 \cdot G_{k,1} \leq ext F_{Ziel} \leq F_{lim} \quad . \quad (5.3)$$

$G_{k,1}$	charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen während des Belastungsversuchs
$G_{k,j}$	charakteristischer Wert der zusätzlichen ständigen Einwirkungen nach dem Belastungsversuch
$Q_{k,1}, Q_{k,j}$	charakteristischer Wert der veränderlichen Leiteinwirkung bzw. der veränderlichen Einwirkungen i
$\gamma_{g,j}$	Teilsicherheitsbeiwerte für die ständigen Einwirkungen G
$\gamma_{Q,1}, \gamma_{Q,i}$	Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen Q
$\psi_{0,i}$	Kombinationsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen Q

Die Grenzlast F_{lim} ist zu Versuchsbeginn unbekannt. Auch wird sie für die Versuchsdurchführung nicht explizit berechnet. Die Versuchsgrenzlast F_{lim} ist dadurch definiert, dass festgelegte Kriterien durch die Reaktion der Brücke auf äußere Einwirkungen erreicht werden. Die Grenzlasterkriterien sind entsprechend der Richtlinie des DAFSTB [16] vorgeschrieben. Dazu gehören u.a. kritische Auflagerverschiebungen und das Erkennen der Gefährdung der Standsicherheit. Dass die Versuchsgrenzlast nicht überschritten wird, wird mit Hilfe der Kontrolle der Betonstahldehnungen, der Rissweiten, Rissweitenänderungen, der Verformungen etc. sichergestellt.

Bild 5.3 zeigt das Sicherheitskonzept für Belastungsversuche an Bauwerken gemäß OPITZ [72], [96].

Das Verfahren ermöglicht die Bestimmung der Biege- und Schubtragfähigkeit im Gebrauchszustand der Brücke. Diese werden entsprechend der Kenntnis der Materialfestigkeitswerte sowie der Kenntnis der Lasten reduziert. Es wird in der Literatur nicht darauf eingegangen, ob die Bewehrungsmenge bekannt sein muss. Für die Berechnung einer Versuchsziellast werden die Verkehrslasten aus gültigen Normen verwendet.

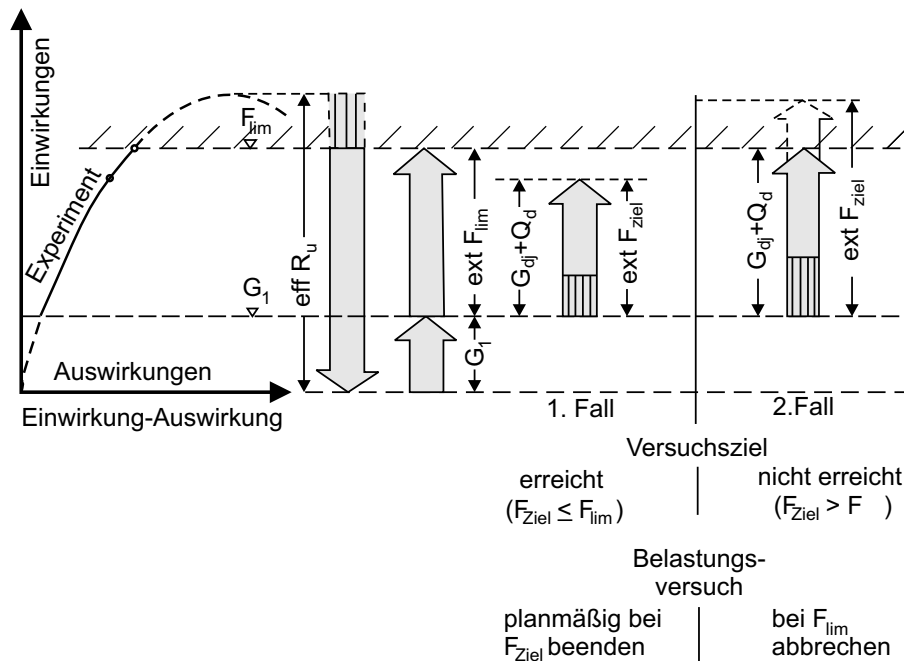


Bild 5.3: Sicherheitskonzept nach OPITZ [72] für Belastungsversuche an Betonbauwerken

5.2.3 Zusammenfassung und Fazit

Zuvor wurden zwei Vorgehensweisen bzw. Ansätze vorgestellt, die die Ermittlung der Tragfähigkeit bzw. die Ermittlung einer zulässigen veränderlichen Einwirkung erlauben. Der erste Ansatz umfasst die *Nachberechnung* der Tragfähigkeit, der zweite Ansatz basiert auf der Durchführung von Belastungsversuchen. Hierzu wurde eine Auswahl an bestehenden Verfahren vorgestellt. Nachfolgend werden die Grundsätze der Verfahren zusammengefasst und die wesentlichen Konsequenzen herausgearbeitet.

- Beide Ansätze basieren auf der Aktualisierung der Bauwerksdaten am Bauwerk selbst. So können zeitliche Aspekte der tragfähigkeitsrelevanten Parameter in der Nachberechnung berücksichtigt werden.
- Beiden Ansätzen liegen die jeweiligen (Bemessungs-) Normen der Länder zugrunde und somit die zugehörigen Sicherheitskonzepte.
- Die vorgestellten Verfahren zur Ermittlung der Tragfähigkeit beinhalten im Wesentlichen die Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit (vgl. Verfahren der DDR, Abschnitt 5.2.1.2). Mit Hilfe von Belastungsversuchen kann die Systemtragfähigkeit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ermittelt werden. Hierbei werden zur Kontrolle der Einhaltung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit u.a. akustische Verfahren verwendet, um die Bildung neu entstehender Risse zu überwachen.

- Die Nachberechnung als auch die Belastungsversuche werden unter der Annahme beschrieben, dass alle notwendigen Informationen zur Verfügung stehen. Können tragfähigkeitsrelevante Eingangsdaten am Bauwerk nicht ermittelt werden, stellt nur das Verfahren der DDR konservativ gewählte Werte zur Verfügung, um fehlende Daten zu ergänzen. Hierbei handelt es sich um Mindestwerte für die Betondruckfestigkeit, für die Betonstahlfestigkeit als auch für den Bewehrungsgrad.
 - Werden die für eine Nachberechnung erforderlichen Eingangsdaten am Bauwerk selbst bestimmt, ist anzunehmen, dass diese Werte den Ist-Zustand der Bezugsgröße genauer widerspiegeln als die in der Bemessung definierten Werte. Auf dieser Grundlage kann eine Modifikation der Sicherheitsfaktoren begründet werden. Sowohl das Verfahren der Niederlande als auch die Richtlinie des DAFSTB stellen reduzierte Sicherheitsindizes bzw. reduzierte Teilsicherheitsfaktoren bereit, die diesem Sachverhalt Rechnung tragen.
- Da die vorgestellten Verfahren auf der Grundlage beruhen, detaillierte Informationen am bestehenden Bauwerk zu bestimmen, die z.T. nur unzureichend gemessen werden können - an dieser Stelle sei die Bewehrungsmenge genannt, ausführliche Informationen hierzu sind in Kapitel 3 dargestellt, wird es als notwendig erachtet, ein Verfahren zu entwickeln, das die Abschätzung eines zulässigen Biegemoments infolge einer veränderlichen Last auf der Grundlage weniger, zuverlässiger Eingangsdaten erlaubt (vgl. hierzu Kapitel 6).
- Die Verfahren, die in diesem Kapitel vorgestellt wurden, basieren darauf, dass die tragfähigkeitsrelevanten Eigenschaften des bestehenden Bauwerks in ihrer Größe bekannt sind. Liegen diese Informationen nicht vor, werden z.T. konservative Erfahrungswerte angegeben, die der Ermittlung der Tragfähigkeit zugrunde gelegt werden können. Diese erfüllen jedoch nicht die Anforderung einer zuverlässigen Information. Wie in Kapitel 3, Abschnitt 3.1.3 detailliert beschrieben wurde, erlauben auch moderne, zerstörungsfreie und zerstörungsarme Messverfahren keine ausreichend zuverlässige Bestimmung der Bewehrungsmenge. Daher bedarf es eines Verfahrens, das die zuverlässige Verifizierung der Bewehrungsmenge am Bauwerk ermöglicht (vgl. hierzu Kapitel 7).
- Auch spielt die Bewertung der am Bauwerk gewonnenen Informationen eine große Rolle. Hinweise zur Bewertung dieser Daten waren der zur Verfügung stehenden Literatur nicht zu entnehmen, folglich ist ein Ansatz zur Bewertung der gewonnenen Informationen erforderlich.
- Modifizierte Sicherheitsfaktoren werden z.B. durch die Verfahren der Niederlande als auch durch die Richtlinie des DAFSTB zur Verfügung gestellt. Für das im Folgenden vorgestellte ganzheitliche Konzept zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit bestehender Stahlbetonbrücken unbekannter Eigenschaften ist die Modifizierung der Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit der einfließenden Parameter und ihrer Güte notwendig.

Kapitel 6

Ermittlung von zulässigen Biegemomenten infolge Verkehrs

6.1 Einleitung

Ist die Tragfähigkeit einer bestehenden Brücke zu berechnen, sind zwei grundsätzliche Ausgangssituationen in Bezug auf den Informationsstatus des Bauwerks zu unterscheiden. Sie stellen die obere und untere Grenze des Informationsstatus für ein bestehendes Bauwerk dar.

Ausgangssituation 1:

Über das Bauwerk stehen Dokumente, wie die statische Berechnung und Ausführungspläne, zur Verfügung. Diesen Dokumenten können (in der Bemessung prognostizierte) Werte für die Geometrie des Längssystems und der Querschnitte, Materialfestigkeitswerte und Bewehrungseigenschaften, wie die Bewehrungsmenge und die Bewehrungslage, entnommen werden. Diese prognostizierten Werte können in Stichproben durch Messwerte, die am Bauwerk gewonnen wurden, verifiziert und für die Nachberechnung der Brücke verwendet werden. Der Informationsstatus "Alter der Informationen", der den Werten der Bemessung nicht zu entnehmen ist, fließt durch die am Bauwerk ermittelten bzw. aktualisierten Daten ein. Detaillierte Angaben zur Bewertung der Ergebnisse der Verfahren zur Bestimmung von Eigenschaften bestehender Bauwerke sind Kapitel 3 zu entnehmen, die Festlegung der entsprechenden Teilsicherheitsfaktoren wird in Kapitel 8 erläutert.

Ausgangssituation 2:

Über die zu klassifizierende Brücke stehen keine Informationen zur Verfügung. Dies kommt häufig in Einsatzgebieten der Bundeswehr vor. Somit müssen die notwendigen Daten am Bauwerk selbst aufgenommen werden. Die Praxis stellt Verfahren zur Verfügung, die eine zuverlässige Aussage über die Messgrößen Geometrie und Materialfestigkeitswerte zulassen. Die Bestimmung der Bewehrungseigenschaften ist jedoch - auch unter Zuhilfenahme moderner Messverfahren - problematisch, da die gewonnenen Informationen keine ausreichende Zuverlässigkeit für eine statische Nachberechnung gewährleisten. Detaillierte Informationen zu den Verfahren sind in Kapitel 3 dargestellt.

Um eine zuverlässige Aussage über die Bewehrungsmengen in bestehenden Bauwerken zu erlauben, wurde ein Ansatz entwickelt, der auf der Basis von Belastungsversuchen und gemessenen Betonstahldehnungen den Rückschluss auf die im Bauwerk vorhandene Bewehrungsmenge ermöglicht. Dieser Ansatz wird in Kapitel 7 und im Anhang, Abschnitt E ausführlich dargestellt. Für die Festlegung einer für das Tragwerk zulässigen Belastung, die zwingend auf Gebrauchslastniveau der betrachteten Struktur liegen muss, und zur Abschätzung von Bewehrungsmengen wurden verschiedene Verfahren entwickelt. Diese werden im Folgenden vorgestellt.

Schnelleinstufung für Massivbrücken mit Platten- und Plattenbalkenquerschnitt

Dieses Verfahren ermöglicht die Abschätzung einer zulässigen Verkehrslast für den Brückenüberbau auf der Grundlage der Biegemomente infolge Eigengewichts. Es wurden Funktionen entwickelt, die Verhältniszahlen der Biegemomente infolge Eigengewichts und Verkehrs in Abhängigkeit der Stützweiten des Brückenüberbaus beschreiben. Die Schnelleinstufung wird im Weiteren ausführlich erläutert. Anwendungsbeispiele sind in Kapitel 9 und im Anhang, Abschnitt D.1 gezeigt.

Typisierte Bewehrungsverteilungen

Bei typisierten Bewehrungsverteilungen handelt es sich um standardisierte Anteile einer Bewehrungskategorie, wie der Biegebewehrung und der Schubbewehrung, an der Gesamtbewehrungsmenge des Brückenüberbaus. Die standardisierten Anteile werden als prozentuale Angabe an der Gesamtbewehrungsmenge beschrieben. Diese dient der allgemeinen Anwendung der typisierten Bewehrungsverteilungen in verschiedenen Überbauten. Hierzu wird die Gesamtbewehrungsmenge ähnlicher Brückenüberbauten auf die prozentualen Anteile angewendet und daraus der jeweilige Bewehrungsquerschnitt berechnet. Die Gesamtbewehrungsmengen werden in einer Referenzdatenbank bereitgestellt und denjenigen Brücken entnommen, die der zu klassifizierenden Brücke ähnlich sind. Eine detaillierte Beschreibung des Verfahrens kann dem Anhang, Abschnitt D.2 und der Veröffentlichung von BIERBRAUER & KEUSER [4] entnommen werden.

Verfahren bekannter Bewehrungsquerschnitte

Das Verfahren bekannter Bewehrungsquerschnitte basiert auf den Biegemomenten infolge Eigengewichts des Brückenüberbaus, dem Bewehrungsquerschnitt im Feld mit der größten Stützweite und Reduktionsfaktoren. Das Verfahren erlaubt die Abschätzung der Bewehrungsquerschnittsfläche in den Stützbereichen mehrfeldriger Brücken, in Feldbereichen mehrfeldriger Brücken, deren Stützweite kleiner als die maßgebliche und deren Bewehrungsquerschnitt unbekannt sind, und die Abschätzung der Bewehrung in den Rahmenecken bei Rahmentragwerken. Der Bewehrungsquerschnitt wird für die betreffenden Felder und Stützbereiche als konstant erachtet. Im Anhang, Abschnitt D.3 und im Zwischenbericht 2005 des Projekts *Ermittlung der Tragfähigkeit von Brücken* [39] wird das Verfahren näher erläutert.

6.2 Schnelleinstufung

Das Verfahren der Schnelleinstufung wurde aus der Forderung heraus entwickelt, *schnell* und *mit möglichst wenigen Eingangswerten* ein zulässiges Biegemoment infolge Verkehrslast für einen Brückenüberbau abzuschätzen. Aus zulässigen Verkehrslasten bestehender Brücken wurde ein Zusammenhang hergeleitet, der die Abschätzung einer zulässigen Verkehrslast auf der Grundlage des Eigengewichts des betrachteten Brückenüberbaus ermöglicht.

Im Weiteren werden der Ansatz sowie die theoretischen Grundlagen der Schnelleinstufung erläutert. Detaillierte Informationen zu diesem Verfahren sind in Veröffentlichungen und Berichten [5], [39], [41] dargestellt.

6.2.1 Ansatz

Als maßgeblicher Kennwert für die Entwicklung der Schnelleinstufung ist das Eigengewicht eines Brückenüberbaus bzw. sind die Biegemomente infolge Eigengewichts gewählt worden. Bei Brücken in Massivbauweise ist das Eigengewicht die maßgebende Einwirkung bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsquerschnittsfläche. Darüber hinaus gewinnt mit zunehmenden Stützweiten das Eigengewicht der Brücke an Bedeutung (vgl. hierzu Bild 6.5 und Bild 6.6).

Das Eigengewicht einer bestehenden Struktur lässt sich mit geringem Aufwand aus der Geometrie des Längssystems, des Querschnitts und der Wichte von Stahlbeton zuverlässig ermitteln. Die Abmessungen des Brückenüberbaus, sowohl die des Längssystems als auch die des Querschnitts, können mit modernen Messgeräten berührungslos auch in weniger zugänglichem Gelände gemessen werden. Die Wichte für Stahlbeton wird mit $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ angesetzt.

Auf der Basis der Gleichstreckenlast des Eigengewichts des Überbaus und der Bestimmung der Abmessungen des Längssystems können die zugehörigen Biegemomente ermittelt werden.

Um die Problematik der Ermittlung der Bewehrung auszuschalten, wird bei diesem Verfahren nicht die Querschnittstragfähigkeit zur Festlegung der aufnehmbaren Schnittgrößen herangezogen (zur näheren Erläuterung siehe Abschnitt 6.2.2.1), sondern der Zusammenhang zwischen den Wirkungen infolge Eigengewichts (G) und den Wirkungen der Verkehrslast (Q) bestehender Bauwerke. Dazu wurden zulässige, zivile Lastenklassen aus statischen Unterlagen bestehender Brücken - Brückenkennblättern - verwendet. Auf der Basis der Informationen aus den Brückenkennblättern sind die Biegemomente infolge Eigengewichts M_G und infolge des für das jeweilige Bauwerk zulässigen Biegemomentes infolge Verkehrslast M_Q bestimmt worden. Bei der Auswertung der Ergebnisse zeigte sich, dass die Auftragung des Verhältniswertes $M_G/(M_G + M_Q)$ über die Stützweite l in einem Diagramm für die Anwendung in einer Schnelleinstufung am aussagekräftigsten ist. Dieser Verhältniswert wird verwendet, um von den Biegemomenten infolge Eigengewichts einer Brücke mit unbekannter Verkehrslast auf eine für sie zulässige Verkehrslast zu schließen. Näheres zur Entwicklung der Diagramme ist Abschnitt 6.2.2 zu entnehmen.

Der Verhältniswert $M_G/(M_G + M_Q)$ wird im Weiteren auch als *Diagrammwert* α bezeichnet.

Die Diagramme sind in Abschnitt 6.2.3 in Bild 6.5 und in Bild 6.6 dargestellt.

Der Diagrammwert α wird verwendet, um vom Biegemoment infolge Eigengewichts auf ein zulässiges Biegemoment infolge Verkehrslast zu schließen. Dieses darf nach Berücksichtigung weiterer Faktoren maximal erzeugt werden.

Die Schnelleinstufung erlaubt die Ermittlung einer zulässigen Verkehrslast für Brücken in

Stahlbeton- und in Spannbetonbauweise. Eine separate Untersuchung zur Bestimmung der vorliegenden Bauweise - Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauweise - ist nicht notwendig, da die Funktionen der Diagramme beide Bauweisen beinhalten. Im Diagramm zur Schnelleinstufung von Plattenquerschnitten werden bis zu einer Stützweite von ca. 15m Stahlbetonbauwerke, ab einer Stützweite von ca. 15m Spannbetonbauwerke abgedeckt (siehe Bild 6.1). Weitere Informationen zu den Diagrammen werden in Abschnitt 6.2.2 beschrieben.

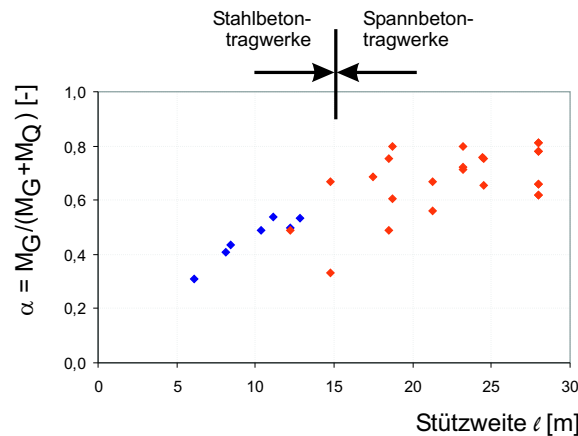


Bild 6.1: Berücksichtigung der Bauweisen Stahlbetonbauweise und Spannbetonbauweise für Brücken mit Plattenquerschnitt [5]

6.2.2 Theoretische Grundlagen

6.2.2.1 Ermittlung der Funktionsverläufe

Für die Entwicklung der Schnelleinstufung wurden aus zur Verfügung stehenden Brückenkenntblättern repräsentative Bauwerke ausgewählt. Bei der Auswahl dieser Bauwerke wurde darauf geachtet, dass sie einen möglichst breiten Bereich hinsichtlich

- der Stützweite,
- der Anzahl der Felder,
- der Konstruktionshöhe,
- der militärischen Lastenklasse und
- der Bauweisen, z.B. Stahlbeton- oder Spannbetonbauweise

abdecken.

Auf der Basis der Angaben zu den Querschnittsabmessungen und den Abmessungen des Längssystems wurden statische Systeme in dem Berechnungsprogramm SOFISTIK generiert. Das System wurde bei Einfeldtragwerken als *Träger auf zwei Stützen*, bei Mehrfeldtragwerken als Durchlaufträger abgebildet (Stabtragwerke). Als Lastfälle wurden die Einwirkungen infolge Eigengewichts und die Lasten infolge Verkehrs aufgebracht. Dabei wurde jeweils die Beanspruchung

durch Verkehr zugrunde gelegt, die laut Angaben des Brückenkenntblatts Grundlage für die Bemessung des Tragwerks war. Für die bisher betrachteten Tragwerke handelt es sich um die Lasten entsprechend der Lastmodelle gemäß DIN 1072.

Anschließend wurden die Biegemomente infolge Eigengewichts und die Schnittgrößen infolge Verkehrslast bestimmt. In Untersuchungen zeigte sich die Darstellung des Verhältniswerts $\alpha = M_G / (M_G + M_Q)$ in Abhängigkeit der Stützweite der Felder für eine grafische Darstellung und die Verwendung in der Schnelleinstufung als geeignet. Bild 6.2 zeigt beispielhaft für Massivbauwerke mit Plattenquerschnitt die Ergebnisse der Untersuchungen und die die Punkte idealisierende Funktion. Im Bereich einer Stützweite von 5m bis ca. 18m wird der Diagrammwert α durch eine linear ansteigende Gerade beschrieben. Ab einer Stützweite von ca. 18m werden für jede Stützweite zwei Konstanten α bereitgestellt. Der Diagrammwert α , der sich aus der oberen Konstanten ergibt, ist auf Stützmomente, der Diagrammwert der unteren Konstanten auf Biegemomente im Feld anzuwenden.

Bei der Ermittlung der Biegemomente infolge Eigengewichts wurde bei allen Tragwerken der statisch erforderliche Querschnitt des Brückenüberbaus angesetzt. Die Beanspruchungen infolge Ausbaulasten, Kappen und Geländer und Zwangslastfälle wurden nicht berücksichtigt.

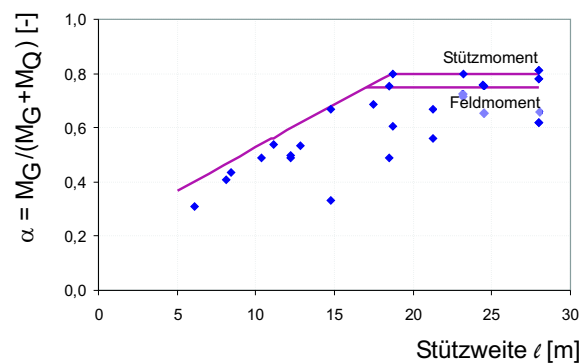


Bild 6.2: Festlegung der Geraden aus den Ergebnissen der Untersuchungen [5]

Bei der Bemessung von Brückentragwerken werden die Schnittgrößen für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit im Allgemeinen auf der Basis linear elastischen Materialverhaltens am Gesamtsystem, d.h. auf Systemebene, berechnet. Im Gegensatz dazu wird die Tragfähigkeit auf Querschnittsebene ermittelt. Bei der Schnelleinstufung erfolgt die Ermittlung der Schnittgrößen infolge einwirkender Lasten und auch die Ermittlung der zulässigen Verkehrslast auf Systemebene unter Verwendung linear elastischen Materialverhaltens.

Der Nachweis der Tragfähigkeit beruht auf dem Vergleich des Biegemoments infolge einwirkender Verkehrslast mit dem zulässigen Biegemoment an maßgebend beanspruchten Stellen im Tragwerk (Feld, Stütze).

Im Falle der Schnelleinstufung findet keine Berechnung der Querschnittstragfähigkeit statt, sondern die Abschätzung eines zulässigen Biegemomentes infolge Verkehrs auf der Grundlage von zulässigen Biegemomenten infolge Verkehrs bestehender Brücken.

Aus kleinen Stützweiten (bis ca. 5m) resultieren kleine Werte für α und somit große Werte für β entsprechend der Formulierung $\beta = (1 - \alpha) / \alpha$. Aufgrund des proportionalen Zusammenhangs zwischen dem Biegemoment infolge Verkehrslast und dem Biegemoment infolge Eigengewichts ergibt sich daher für kleine Stützweiten ein großes zulässiges Biegemoment infolge Verkehrs. Um auch für kleine Stützweiten eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung eines Biegemoments

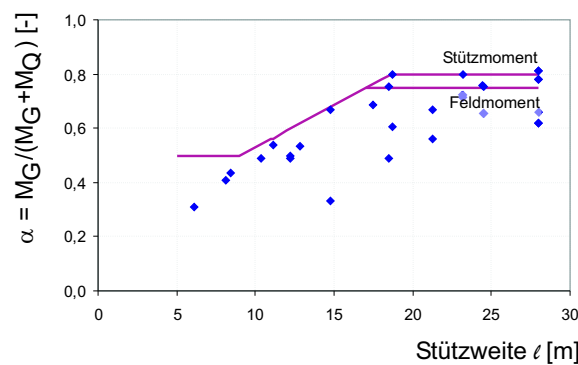


Bild 6.3: Funktion zur Abschätzung einer zulässigen Verkehrslast für Brücken in Massivbauweise mit Plattenquerschnitt [40]

infolge Verkehrs zu ermöglichen, wird ein unterer Grenzwert für den Beiwert α eingeführt. Er wird mit $\alpha = 0,5$ festgelegt. Diagramm 6.3 zeigt den funktionalen Zusammenhang zwischen der Stützweite l und dem Beiwert α , erweitert um den unteren Grenzwert $\alpha = 0,5$.

Zur Beschreibung der Versuchsergebnisse mit Hilfe von Funktionen, wurden die Versuchsergebnisse durch Regressionsgeraden angenähert. Dadurch ergibt sich ein trilinearer Verlauf. Um die Versuchsergebnisse umfassend abzubilden, wurden die Regressionsgeraden verschoben. Um sicherzustellen, dass der Zusammenhang zwischen dem Verhältniswert α und der Stützweite l auf der sicheren Seite liegt, wurden Kontrollberechnungen durchgeführt. Die Vergleichsberechnungen ergaben, dass die mittels Schnelleinstufung abgeschätzte Verkehrslast die für die Brücken laut Brückenkenntblättern zugelassene Verkehrslast zum Teil deutlich unterschritten wird.

6.2.2.2 Sicherheitsreserven und Systemfaktoren

Wie zuvor erläutert wurde, basiert das Konzept der Schnelleinstufung auf der Auswertung von Daten zur Tragfähigkeit von bestehenden Brücken, deren Brückenklasse entsprechend der statischen Berechnung bei der Entwicklung der Diagramme der Schnelleinstufung zugrunde gelegt wurde. Der Ermittlung der Schnittgrößen wurden die charakteristischen Werte für die Einwirkungen infolge Eigengewichts und Verkehrslast zugrunde gelegt.

Da die Verkehrslast entsprechend der Brückenklasse aus der statischen Berechnung für die Erstellung der Diagramme verwendet wurde und die Tragfähigkeit der Brücke in der statischen Berechnung auf diese Brückenklasse ausgelegt wurde, beinhalten die Werte und somit die Funktionen der Diagramme die Sicherheiten aus der statischen Berechnung.

In den Normen DIN 1045 (1988) und DIN 4227 wurde im Bruchzustand (heute: Grenzzustand der Tragfähigkeit) der Sicherheitsfaktor mit einem Wert von mindestens 1,75 vorgeschrieben.

In den statischen Berechnungen der Brücken werden für den Nachweis der Tragfähigkeit neben den Lasten infolge Eigengewichts und Verkehrs weitere Lastfälle wie Ausbaulast, Beanspruchungen infolge Temperatur und Setzungen angesetzt (vgl. Bild 6.4a). Diese Lasten wurden bei der Festlegung der zulässigen Verkehrslast für die Schnelleinstufung nicht berücksichtigt (vgl. Bild 6.4b). Zusätzlich wurde die für die Bauwerke geltende Verkehrslast reduziert. Somit ergeben sich weitere Sicherheitsreserven für die abgeschätzte Verkehrslast (vgl. Bild 6.4c).

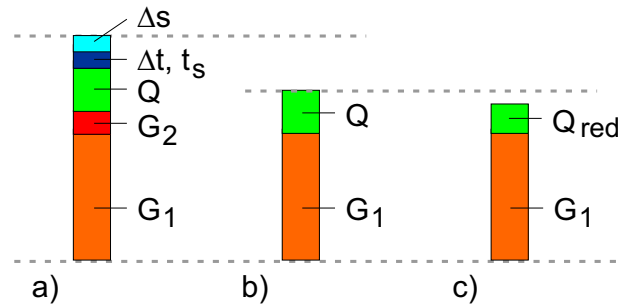


Bild 6.4: Schematische Darstellung der Lastanteile a), b) an der Tragfähigkeit eines Querschnitts entsprechend der statischen Berechnung und c) gemäß der Schnelleinstufung [5]

Legende zu Abbildung 6.4

- G_1 Last infolge Eigengewichts
- G_2 Last infolge Ausbaus
- Q Last infolge Verkehrs
- Δt Beanspruchung infolge Temperaturunterschied im Querschnitt
- t_s Beanspruchung infolge gleichmäßigen Erwärmens bzw. Abkühlens
- Δs Beanspruchung infolge Stützensenkung

Um zu gewährleisten, dass die Diagramme den Zusammenhang zwischen den Biegemomenten infolge Eigengewichts und Biegemomenten infolge Verkehrs unter Berücksichtigung der Stützweiten der Brückenüberbauten auf der sicheren Seite liegend beschreiben, wurden sowohl für Überbauten mit Plattenquerschnitt als auch für Überbauten mit Plattenbalkenquerschnitt Kontrollberechnungen durchgeführt.

Daraus ergab sich die Notwendigkeit einen weiteren Faktor γ zu definieren, um einen konservativen Rückschluss auf ein zulässiges Biegemoment infolge Verkehrs zu gewährleisten:

$$M_{Q,zulässig} = \frac{M_Q}{\gamma} = \beta \cdot \frac{M_G}{\gamma} \quad (6.1)$$

- $M_{Q,zulässig}$ zulässiges Biegemoment infolge Verkehrs
- M_Q Biegemoment infolge Verkehrs
- γ Faktor zur Berücksichtigung des Tragverhaltens des Brückenüberbaus
- β Beiwert β , mit $\beta = \frac{1-\alpha}{\alpha}$, vgl. Bild 6.5 und Bild 6.6
- M_G Biegemoment infolge Eigengewichts

Der Faktor γ_{Platte} wird für Plattenquerschnitte in Massivbauweise mit einem Wert von $\gamma_{Platte} = 2,0$ definiert, der Faktor $\gamma_{Plattenbalken}$ zu 1,6 - zu verwenden bei Brückenüberbauten mit Plattenbalkenquerschnitt in Massivbauweise - definiert. Die Faktoren sind auf das Biegemoment infolge Verkehrs anzuwenden, das mittels des Diagrammwertes α gewonnen wurde.

Die Faktoren γ_{Platte} und $\gamma_{Plattenbalken}$ decken die geringe Anzahl von Referenzbauwerken, die zur Entwicklung der Diagrammwerte verwendet wurde, und die Abweichung zwischen jener geringen Anzahl und der repräsentativen Grundgesamtheit ab. Darüber hinaus ermöglichen sie in der Regel die konservative Abschätzung eines zulässigen Biegemomentes infolge Verkehrs.

6.2.3 Inhalt des Verfahrens

Auf der Grundlage der Definition des Querschnittstyps, d.h. Plattenquerschnitt bzw. Plattenbalkenquerschnitt, und der Definition der Bauweise des Überbaus kann anschließend das entsprechende Diagramm (Bild 6.5, Bild 6.6) ausgewählt werden.

Auf der Basis der Stützweiten des Überbaus können Verhältniswerte $\alpha = M_G / (M_Q + M_G)$ aus den Diagrammen ausgelesen werden. Mit Hilfe der Biegemomente infolge Eigengewichts und den Diagrammwerten α lassen sich unter Berücksichtigung der Sicherheitsfaktoren γ_{Platte} und $\gamma_{Plattenbalken}$ Schätzwerte für die Biegemomente infolge Verkehrslast berechnen.

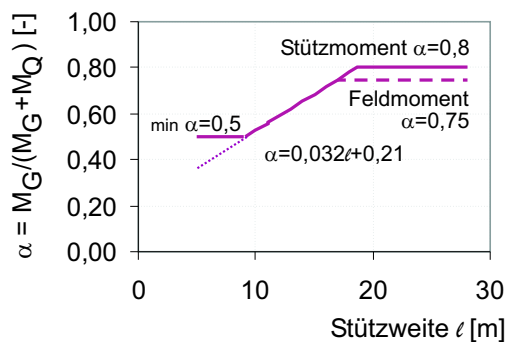


Bild 6.5: Diagramm zur Schnelleinstufung von Brückenüberbauten in Massivbauweise mit Plattenquerschnitt

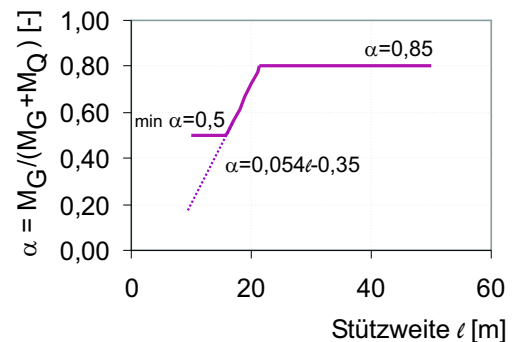


Bild 6.6: Diagramm zur Schnelleinstufung von Brückenüberbauten in Massivbauweise mit Plattenbalkenquerschnitt

Faktoren:

- Brückenüberbau mit Plattenquerschnitt $\gamma_{Platte} = 2,0$,
- Brückenüberbau mit Plattenbalkenquerschnitt $\gamma_{Plattenbalken} = 1,6$.

Kapitel 7

Verifizierung von Bewehrungsmengen

Bei Probelastungen wird das Bauwerk mit einer definierten Last beaufschlagt und die Bauwerksreaktionen werden gemessen. Mit Hilfe von Nachberechnungen werden die gemessenen Bauwerksreaktionen verifiziert. In der Regel sind die Eingangsdaten für die Nachberechnung bekannt. Im Rahmen dieser Arbeit wird jedoch davon ausgegangen, dass über die Struktur keine Informationen zur Verfügung stehen und somit alle notwendigen Eingangsdaten am Bauwerk selbst bestimmt werden müssen.

Wie in Kapitel 3 bereits ausführlich beschrieben wurde, ermöglichen Prüfmethode die zerstörungsfreie, zerstörungsarme und zerstörende Ermittlung der tragfähigkeitsrelevanten Eigenschaften bestehender Bauwerke. Die hiermit gewonnenen Informationen sind - mit Ausnahme der Daten in Bezug auf die Bewehrungseigenschaften - ausreichend genau und zuverlässig, um sie der Nachberechnung der Tragfähigkeit zugrunde zu legen. Um die die Tragfähigkeit maßgeblich beeinflussende Bewehrungsmenge zuverlässig festzustellen, muss ein Schätzwert bzw. ein Anhaltswert, der z.B. mittels zerstörungsfreier Prüfverfahren und/oder mit Hilfe der im Anhang, Abschnitt D beschriebenen Methoden bestimmt wurde, verifiziert und validiert werden. Die Verifikation kann mittels örtlichem Freilegen der Bewehrungsstäbe und mit Hilfe der Messung von Betonstahldehnungen in Stichproben erfolgen.

7.1 Ansätze zur Verifizierung von Bewehrungsmengen

7.1.1 Grundlagen

Damit eine nachhaltige Schädigung des Brückenüberbaus vermieden wird, ist es zwingend notwendig, die Verifikation von abgeschätzten Bewehrungsmengen auf Gebrauchslastniveau des Brückenüberbaus durchzuführen und folglich die Größe der Belastung für den Belastungsversuch entsprechend festzulegen.

Durch die für die Erzeugung der Bauwerksreaktion auf den Überbau aufgebrauchte Auflast darf eine definierte Systemreaktion nicht überschritten werden. Die definierte Systemreaktion wird mittels maximal zulässiger Grenzwerte für die Betonstahlspannungen und die Betondruckspannungen definiert. Aufgrund linear elastischen Materialverhaltens auf Gebrauchslastniveau können die zulässigen Spannungen in maximal zulässige Dehnungen und Stauchungen überführt werden.

Entsprechend der Definition des DIN FB 102 ist folgender Grenzwert für die Betonstahlspannung

unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination einzuhalten (gültig für BSt 500):

$$\sigma_{s,zul} = 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 = 400 \text{ N/mm}^2 . \quad (7.1)$$

Im Allgemeinen ist folgender Grenzwert für die zulässigen Betondruckspannungen unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination einzuhalten:

$$\sigma_{c,zul} \leq 0,6 \cdot \sigma_c . \quad (7.2)$$

Aus den zulässigen Betonstahlspannungen ergibt sich folgender, zulässiger Wert für die Betonstahldehnungen *im Riss* unter der Annahme linear elastischen Materialverhaltens gemäß HOOKE und eines Elastizitätsmoduls für Betonstahl von $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ (Gleichung 7.3):

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \Leftrightarrow \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} , \quad (7.3)$$

$$\varepsilon_s = \frac{400 \text{ N/mm}^2}{200.000 \text{ N/mm}^2} = 2\text{‰} ,$$

$$2\text{‰} = 2 \text{ mm/m} = 2.000 \mu\text{m/m} .$$

Zur Verifizierung von abgeschätzten Bewehrungsmengen werden zwei Ansätze unterschieden:

- Verfahren, die die Verifizierung unabhängig vom Belastungsniveau erlauben und
- Verfahren, die die Verifizierung auf Gebrauchslastniveau ermöglichen.

7.1.2 Verifizierung unabhängig vom Belastungsniveau

Als Möglichkeit zur Verifizierung von Bewehrungsmengen *unabhängig vom Belastungsniveau* wird

die Messung der Bewehrungsdurchmesser, des Bewehrungsabstandes und die Anzahl der Bewehrungslagen nach vorausgegangenem Freistimmen der Bewehrung (und anschließendem Verschließen der geöffneten Stelle)

gezählt. Bei dieser Vorgehensweise ist zu beachten, dass die Bewehrung in dem Messbereich ermittelt wird, in dem eine repräsentative Aussage möglich ist. Das heißt, dass z.B. die Biegezugbewehrung in der (Biege-) Zugzone und im Bereich des größten zu erwartenden Biegemoments in Längsrichtung eines auf Biegung beanspruchten Brückenüberbaus zu ermitteln ist (vgl. hierzu Anhang, Abschnitt G.4).

Des Weiteren sind sowohl die systematischen Unsicherheiten, die z.B. aus der Anwendung zerstörungsfreier, zerstörungsarmer bzw. zerstörender Verfahrens entsprechend Kapitel 3 resultieren, als auch die zufälligen Unsicherheiten infolge der Anzahl der Stichproben etc. zu berücksichtigen. Die Bewertung der einfließenden Unsicherheiten erfolgt auf der Grundlage der in Kapitel 8 beschriebenen Ansätze.

Das Verfahren ist unabhängig von der Belastung des Brückenüberbaus und der daraus resultierenden Bauwerksreaktion anwendbar, wodurch das Gebrauchslastniveau der Struktur bei der Bestimmung ihrer Bewehrungseigenschaften nicht berührt wird.

7.1.3 Verifizierung auf Gebrauchslastniveau

Die Verifizierung von abgeschätzten Bewehrungsmengen *auf Gebrauchslastniveau* erfolgt mit Hilfe der Messung von Betonstahldehnungen im Brückenüberbau. Die Messung der Betonstahldehnungen geht einher mit der Belastung des Brückenüberbaus. Die Größe der Reaktion des Tragwerks auf die einwirkende Last darf das Gebrauchslastniveau des Brückenüberbaus, folglich die in Gleichung 7.1 und in Gleichung 7.2 zulässigen Grenzwerte für die Materialspannungen nicht überschreiten. Die Abschätzung einer zulässigen Verkehrslast auf Gebrauchslastniveau erlaubt das in Kapitel 6 beschriebene Verfahren.

Detaillierte Informationen in Bezug auf die Wahl des Ansatzes zur Verifizierung der Bewehrungsmengen auf Gebrauchslastniveau, hinsichtlich durchgeführter Versuche zur Überprüfung des gewählten Ansatzes werden nachfolgend dargestellt.

7.2 Verifizierung einer abgeschätzten Bewehrungsmenge durch Messung von Betonstahldehnungen

7.2.1 Theoretische Grundlagen und verwendeter Ansatz

Brückenüberbauten in Stahlbetonbauweise befinden sich - im Gegensatz zu Spannbetonbauteilen - in der Regel bereits unter Gebrauchslasten im gerissenen Zustand (vgl. Bild 7.1). Zur Verifizierung von Bewehrungsmengen können daher lokale Messgrößen in gerissenen und ungerissenen Bereichen sowie integrale Messgrößen herangezogen werden.

Zu den lokalen Messgrößen werden z.B. Betonstahldehnungen im Riss gezählt. Unter integralen Messgrößen werden z.B. Verformungen und mittlere Betonstahldehnungen, die über einen gerissenen Bereich am Bauwerk gemessen werden, zusammengefasst.

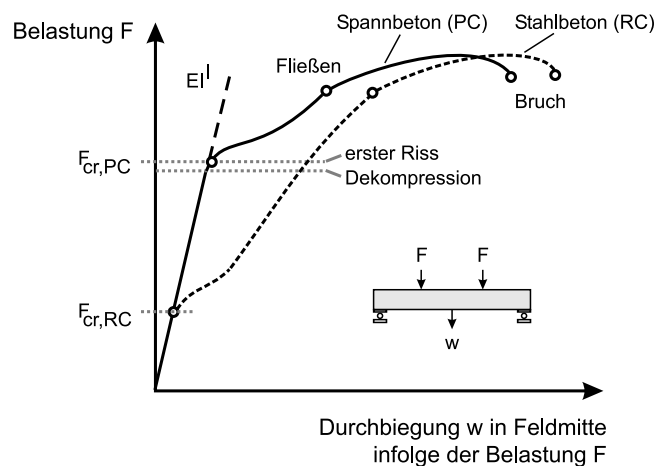


Bild 7.1: Kraft-Verformungs-Verhalten einer Struktur in Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauweise nach [103]

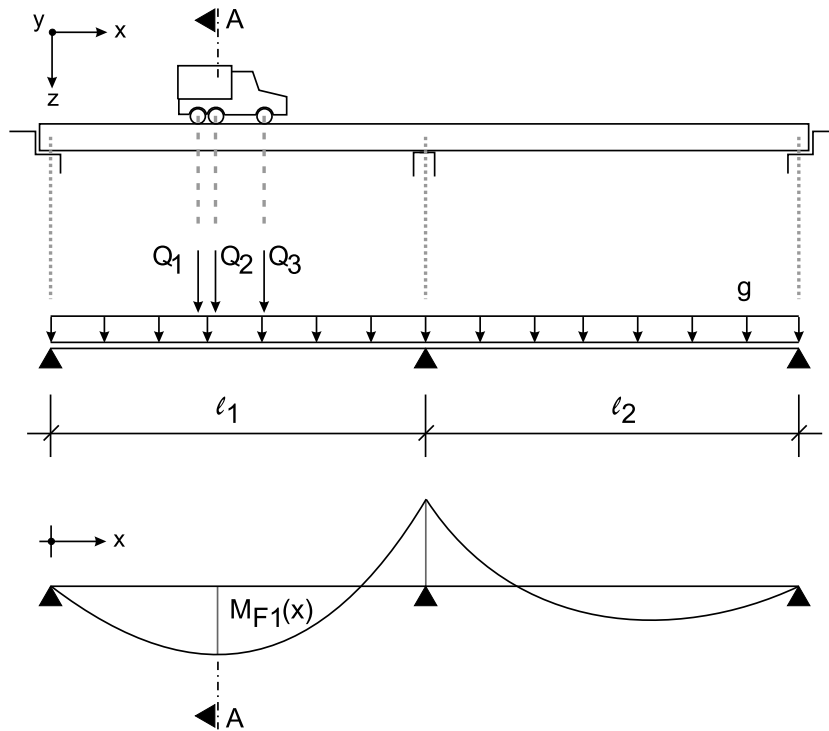


Bild 7.2: Belastung und Reaktion eines Brückenüberbaus [6]

Der Brückenüberbau wird mit Hilfe einer definierten Einwirkung auf Gebrauchslastniveau entsprechend der Darstellung in Bild 7.2 beansprucht. Hierbei werden Spannungen und Verzerrungen im Beton und im Betonstahl durch die Beanspruchungen im Längs- und Quersystem erzeugt. Für die Nachberechnung des Brückenüberbaus werden die Spannungen durch Integration in Normalkräfte, Querkkräfte und Biegemomente überführt, in Bild 7.2 am Beispiel der Biegemomente dargestellt.

Wird die Systemreaktion infolge des Eigengewichts und der Verkehrslast im Schnitt A-A betrachtet, erzeugt diese - unter Vernachlässigung des Tragverhaltens des Überbaus in Querrichtung - Spannungen und Verzerrungen, wie in Bild 7.3 und in Bild 7.4 dargestellt ist. Infolge der Biegung um die y -Achse werden am oberen Querschnittsrand Betondruckspannungen und somit Stauchungen erzeugt, in der Lage der Betonstahlbewehrung Zugspannungen und somit Dehnungen.

Betrachtet man den Wirkungsbereich der Biegebewehrung, d.h. die den Bewehrungsstahl umgebende Betonfläche, die in Bild 7.3 grau hinterlegte effektive Betonzugzone $A_{c,eff}$, so kann dieser durch einen Stahlbetonstab idealisiert abgebildet werden (Bild 7.5).

Wird der Stahlbetonstab auf Zug beansprucht, treten infolge der Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons Risse auf und führen an diesen Stellen zu deutlich erhöhten Spannungen und Dehnungen im Betonstahl (vgl. Bild 7.5). Im ungerissenen Bereich zwischen den Rissen übernimmt der Beton weiterhin Zugspannungen (Tension - Stiffening - Effekt).

Betrachtet man den Stahlbetonstab als Ganzes, so können die Beton- und Betonstahldehnungen als mittlere Werte formuliert werden. In die mittleren Betonstahldehnungen ε_{sB1} fließt zusätzlich der Traganteil des Betons zwischen den Rissen ein. Dieser Anteil ist in Abbildung 7.4 in grauer Farbe dargestellt.

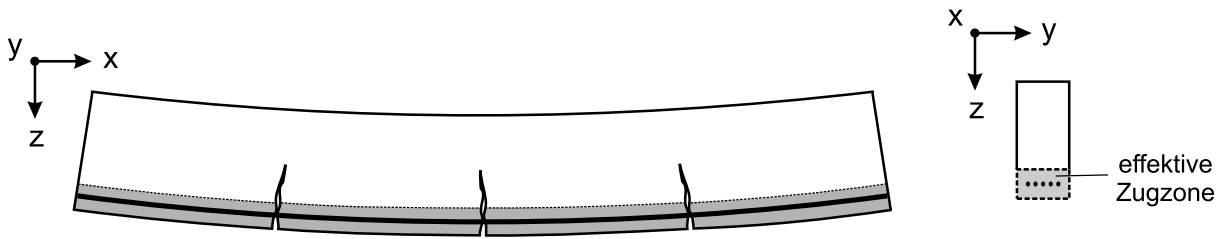


Bild 7.3: Ausschnitt aus Feld 1, Bild 7.2, System- und Querschnittstragverhalten infolge einer Biegebeanspruchung [7], [40]

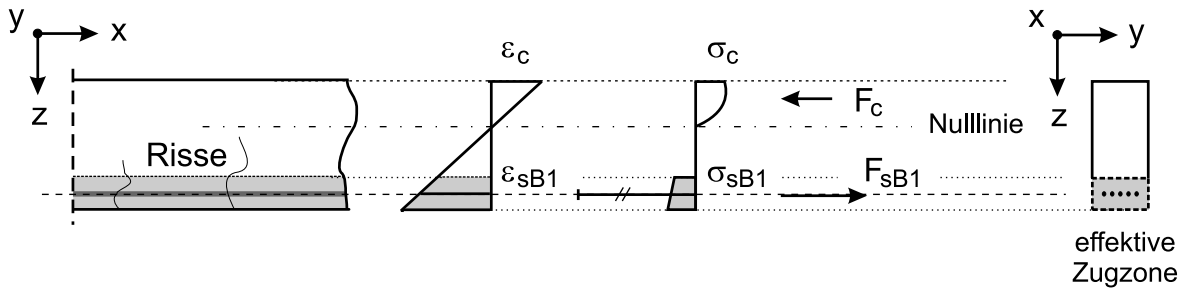


Bild 7.4: Spannungs-Verzerrungs-Verhalten und innere Kräfte infolge der Biegebeanspruchung [7], [40]

Legende zu Bild 7.3 und Bild 7.4

- ε_c Stauchung des Betons in der Betondruckzone
- ε_{sB1} Dehnung des Betonstahls in der Zugzone in der ersten Bewehrungslage
(Index s=Bewehrungsstahl,
Index B1=erste Bewehrungslage der Biegezugbewehrung)
- σ_c Spannung des Betons in der Betondruckzone
- σ_{sB1} Spannung des Betonstahls in der Zugzone in der ersten Bewehrungslage
- F_c Resultierende Betondruckkraft
- F_{sB1} Resultierende Betonstahlzugkraft mit Berücksichtigung des Anteils
aus Tension Stiffening

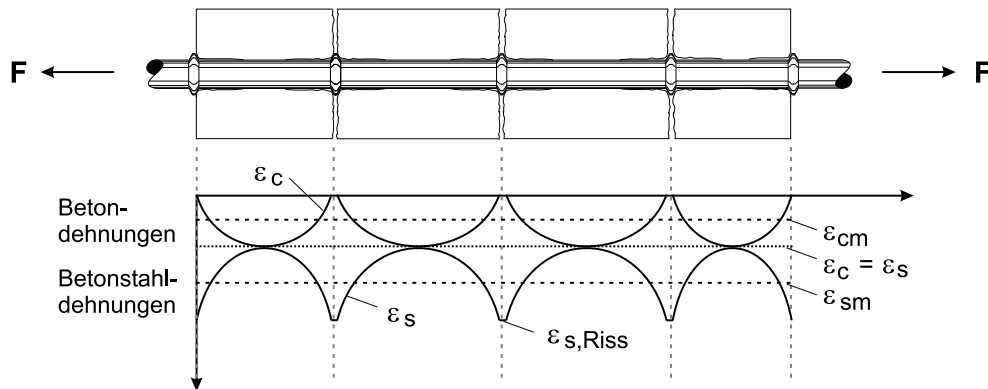


Bild 7.5: Betonzugstab (oben) und zugehörige Beton- und Betonstahldehnungen (unten) unter Last [40]

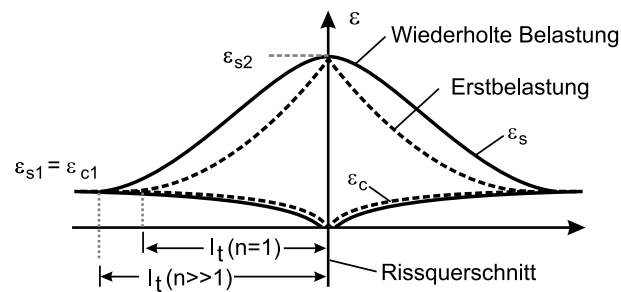


Bild 7.6: Verlauf der Betonstahldehnungen entlang des Einleitungsbereichs eines Einzelrisses bei Erstbelastung und wiederholter Belastung (schematisch) [104]

Legende zu Bild 7.5 und Bild 7.6

ε_c	Betonstauchung
ε_{cm}	Mittlerer Wert der Betonstauchung
ε_s	Betonstahldehnung
ε_{sm}	Mittlerer Wert der Betonstahldehnung
$\varepsilon_{s,Riss}$	Betonstahldehnung im Riss
l_t	Lasteinleitungslänge

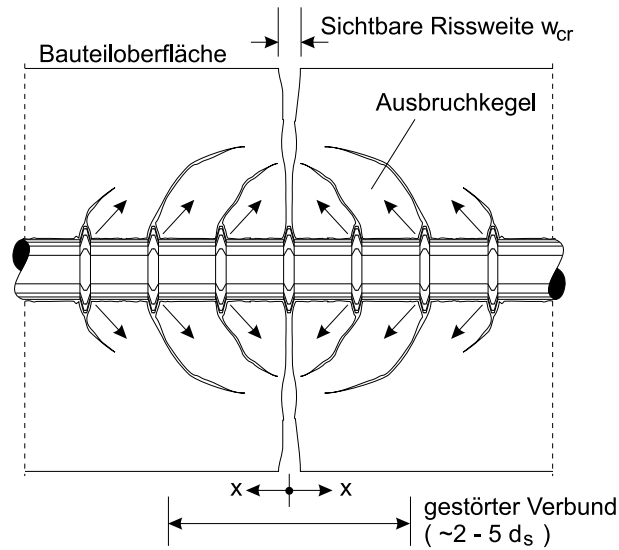


Bild 7.7: Detail eines Stahlbetonzugstabs, Ausbruchkegel des Betons infolge statischer Belastung nach [103]

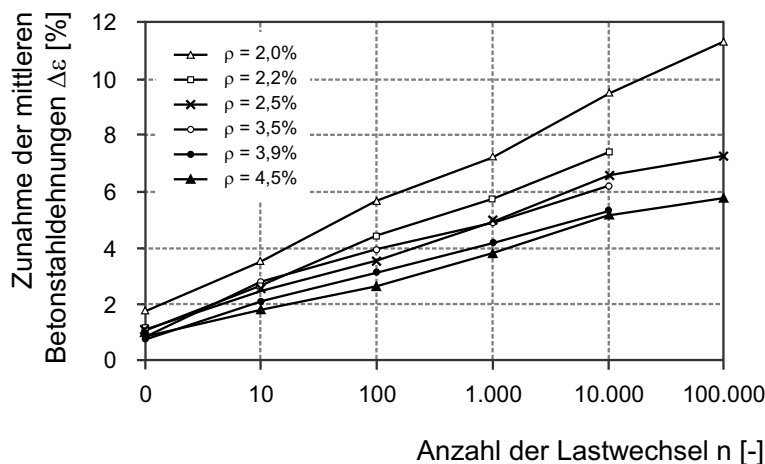


Bild 7.8: Prozentuale Dehnungszunahme für verschiedene Bewehrungsgrade ρ in Abhängigkeit der Anzahl der Lastwechsel nach SEIBEL [89]

Wird der Stahlbetonzugstab dynamischen Einwirkungen ausgesetzt, kommt es zu einem Zuwachs der mittleren Betonstahldehnungen infolge der zunehmenden Schädigung des Verbunds zwischen Beton und Betonstahl. Die Veränderung des Verbunds resultiert aus einer zunehmenden Anzahl an Lastwechseln bzw. einer zunehmenden Anzahl an Mikrorissen. Der Maximalwert der Verbundspannungen wandert vom Riss in zuvor weniger beanspruchte Bereiche; es stellt sich ein völligerer Dehnungsverlauf ein (Bild 7.6) [104].

Liegt ein Einzelriss oder ein Erstriss vor, vergrößern sich die Einleitungslängen (Bild 7.5, Bild 7.6). Als Konsequenz nehmen Rissöffnung und Bauteilverformung zu [104].

Für eine statische Belastung wird der Bereich, in dem der Verbund zwischen Beton und Betonstahl gestört ist, mit einer Länge des 2fachen bis 5fachen Stabdurchmessers angegeben (vgl. Bild 7.5 und Bild 7.7). Durch eine zyklische Belastung wird dieser gestörte Bereich vergrößert. Durch die ansteigende mittlere Dehnung ε_{sm} wächst die Rissöffnung an. Ein Einfluss von zykli-

scher Beanspruchung auf das Trag- und Verformungsverhalten ist nicht zu erwarten, wenn die Betriebslasten höchstens ca. 50% der Verbundtragfähigkeit erreichen [103], [104].

Die Verbundeigenschaften werden - wie voran beschrieben - maßgeblich durch die Lastgeschichte des Bauwerks beeinflusst [89]. Die Lastgeschichte kann jedoch nicht oder nur bedingt nachvollzogen werden, wodurch eine Quantifizierung des Traganteils des Betons auf Zug zwischen den Rissen nicht möglich ist. Bei Brückenüberbauten spielen die durch veränderliche Lasten wie Verkehr erzeugten, dynamischen Beanspruchungen für die Verbundschwächung eine wesentliche Rolle.

In Versuchen wurde durch SEIBEL [89] der Einfluss der Lastspielzahl auf die mittleren Betonstahldehnungen untersucht. Der Dehnungszuwachs im Betonstahl beträgt nach 20.000 Lastwechseln etwa 5% (Bild 7.8). Die Dehnungen nehmen mit wachsender Anzahl an Lastwechsel weiter zu. Jedoch ist dieser Zuwachs gering und kann daher vernachlässigt werden. Ab ca. 10.000 Lastwechseln kann die Dehnungszunahme der mittleren Betonstahldehnung vernachlässigt werden.

Die Verifizierung von abgeschätzten Bewehrungsmengen am Bauwerk muss mittels lokal messbarer Größen erfolgen, die die Verifizierung der Eigenschaften des Bauwerks auf Gebrauchslastniveau erlauben. Werden über einen gerissenen Bereich Betonstahldehnungen bestimmt, ergibt die Messung einen mittleren Wert für die Dehnungen im Betonstahl, die Messwerte enthalten einen Anteil aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen, der nicht ausreichend zuverlässig quantifiziert werden kann. Aus den voran beschriebenen Sachverhalten wird deutlich, dass die Betonstahldehnungen im Riss vom Betontraganteil zwischen den Rissen unabhängig sind. Für die Verifizierung von Bewehrungsmengen werden daher die Betonstahldehnungen im Riss verwendet.

Auf der Grundlage von Versuchen, die im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität der Bundeswehr in München durchgeführt wurden, wird der beschriebene Ansatz zur Verifizierung von Bewehrungsmengen untersucht.

7.2.2 Versuchsbeschreibung

Um den voran beschriebenen Lösungsansatz zu belegen, wurden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität der Bundeswehr München Versuche durchgeführt. Dabei ist der Versuchsablauf, dem die dazu hergestellten Versuchskörper ausgesetzt wurden, derart konzipiert, dass die Versuchskörper für die Versuchsdurchführung in gerissenem Zustand vorliegen. Als Beanspruchungen werden sowohl statische als auch zyklische Belastungen auf die Versuchskörper aufgebracht. Nachstehend werden die Versuchskörper, der Versuchsaufbau, die Versuchsdurchführung sowie die Versuchsergebnisse detailliert beschrieben.

7.2.2.1 Versuchskörper

Für die Versuchsreihe wurden 15 Stahlbetonbalken mit einer Länge von 3,0m hergestellt. Die Querschnittsabmessungen betragen $b/h = 0,20\text{m}/0,40\text{m}$ (siehe Abbildung 7.9). Die Probekörper unterscheiden sich hinsichtlich des Bewehrungsgrades ρ , des Stabdurchmessers d_s , der Betonüberdeckung c_{nom} , der Anzahl der Bewehrungslagen und der Betonfestigkeitsklasse entsprechend Tabelle 7.1. Die Aushärtedauer der Versuchskörper betrug 28 Tage.

Die Tabelle 7.1 zeigt die Spezifikationen der Versuchskörper.

Tabelle 7.1: Spezifikationen der Versuchskörper

Bezeichnung der Versuchs- körper	Betongüte/ Betonstahl- güte $f_{ck,cyl}/f_{yk}$ [N/mm ²]	Bewehrungs- grad ρ [-]	Beton- überdeckung c_{nom} [cm]	Anzahl Stäbe/ Lagen [-]	Durch- messer d_s [mm]	Vorhandener Bewehrungs- querschnitt A_s [cm ²]
C30R05	30/500	0,42	2	3 / 1	12	3,39
C30R08	30/500	0,70	2	5 / 1	12	5,65
C30R1	30/500	0,99	2	7 / 2	12	7,92
C30R16	30/500	1,40	2	10 / 2	12	11,3
C40R05	40/500	0,42	2	3 / 1	12	3,39
C40R08	40/500	0,70	2	5 / 1	12	5,65
C40R1	40/500	0,99	2	7 / 2	12	7,92
C40R16	40/500	1,40	2	10 / 2	12	11,3
C30St10	30/500	1,00	2	10 / 2	10	7,85
C30St14	30/500	1,00	2	5 / 1	14	7,69
C30St16	30/500	1,00	2	4 / 1	16	8,04
C30cnom3	30/500	0,57	3	4 / 1	12	4,52
C30cnom5	30/500	0,57	5	4 / 1	12	4,52
C30cnom7	30/500	0,57	7	4 / 1	12	4,52
C30cnom10	30/500	0,57	10	4 / 1	12	4,52

Bild 7.9 zeigt beispielhaft die Bewehrungsführung in Ansicht und Schnitt für die Versuchsbalken C30R05 und C40R05. Die Bewehrungspläne der übrigen Versuchskörper sind im Anhang, Abschnitt E.1 dargestellt.

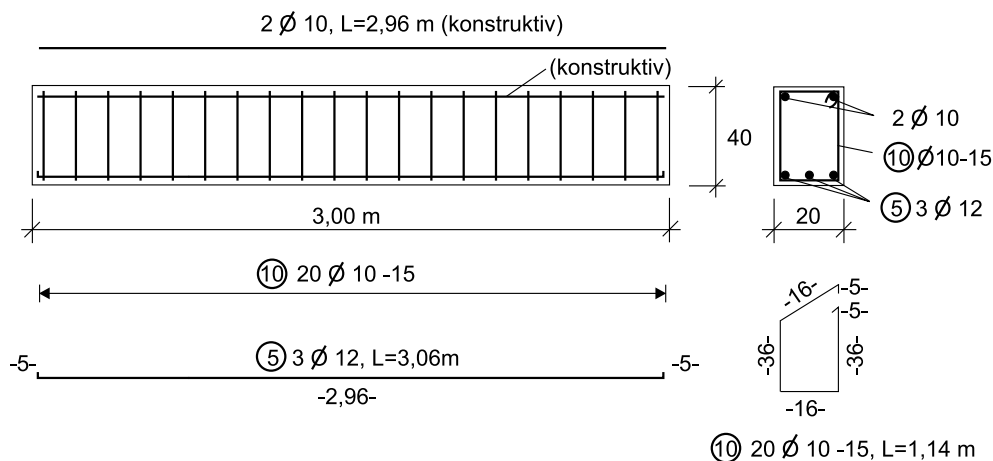


Bild 7.9: Schal- und Bewehrungszeichnung der Versuchskörper C30R05 und C40R05

7.2.2.2 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau wurde als symmetrischer Vier-Punkt-Biegeversuch konzipiert. Für die Versuchsdurchführung wurden die Versuchsbalken auf Rollenlagern gelagert. Beidseitig kragten die Versuchsbalken jeweils 0,18m über die Rollenlager aus. Die Belastung der Balken erfolgte durch zwei Lasteinleitungsstellen in den Drittelpunkten zwischen den Rollenlagern. Bild 7.10 zeigt den Versuchsaufbau beispielhaft für einen Probekörper im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität der Bundeswehr München.

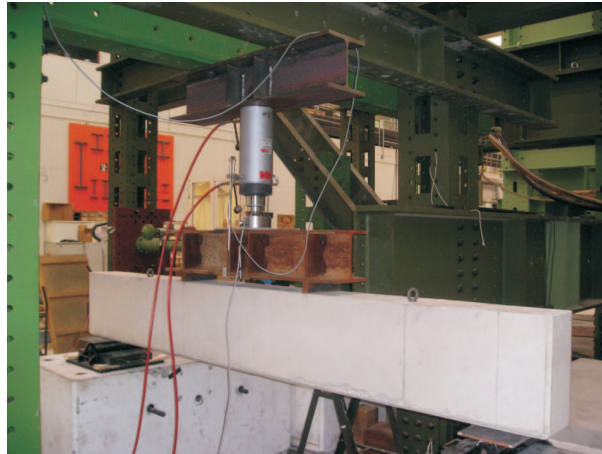


Bild 7.10: Versuchsaufbau [40]

In den nachfolgenden Bildern 7.11 und 7.12 sind das statische System des Versuchsaufbaus sowie der aus der Auflast resultierende Schnittgrößenverlauf sowie der Schnittgrößenverlauf infolge Eigengewichts dargestellt.

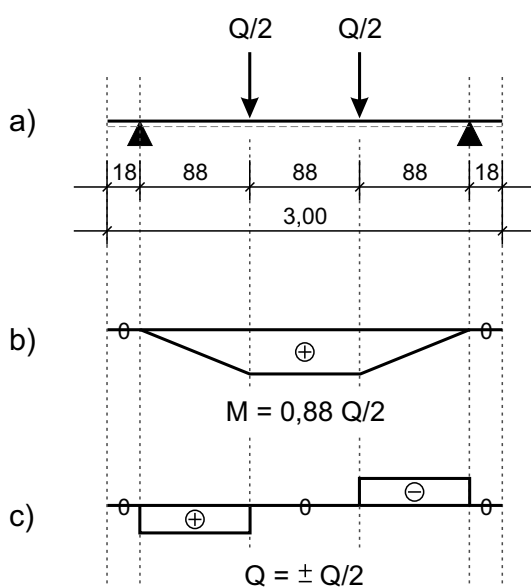


Bild 7.11: Schematische Darstellung a) des statischen Systems des Versuchsaufbaus, b) des aus der Versuchslast resultierenden Biegemomentenverlaufs und c) Querkraftverlaufs [40]

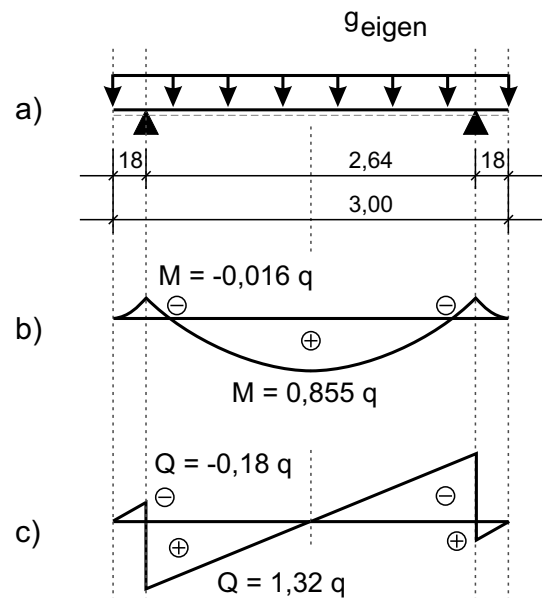


Bild 7.12: Schematische Darstellung a) des statischen Systems des Versuchsaufbaus, b) des aus Eigengewicht resultierenden Biegemomentenverlaufs und c) Querkraftverlaufs [40]

7.2.2.3 Versuchsdurchführung

Die Stahlbetonbalken wurden statischen und zyklischen Einwirkungen unterworfen. Zuvor wurden die Versuchskörper mit einer Initiallast vorbelastet. Diese erzeugt für jeden Versuchskörper ein Biegemoment, das oberhalb des Rissmoments M_{cr} des jeweiligen Versuchskörpers liegt. Durch das Aufbringen der Initiallast wird sichergestellt, dass sich die Versuchskörper für die Versuchsdurchführung im Zustand II befinden. Nach Aufbringen der Initiallast wurde die Bewehrung auf der Zugseite in Feldmitte und unter einem der Lasteinleitungspunkte auf einem etwa 5cm breiten Streifen vorsichtig freigelegt. An zwei Bewehrungsstäben jeder geöffneten Stelle wurden Dehnmessstreifen befestigt (vgl. Bild 7.13).

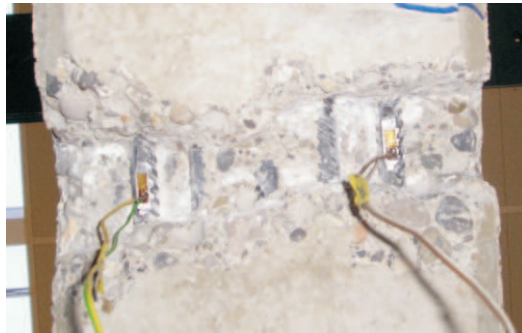


Bild 7.13: Dehnmessstreifen an der freigelegten Bewehrung des Versuchskörpers C30R16 [40]

Anschließend wurden auf die Versuchskörper stufenweise gesteigerte statische Laststufen aufgebracht (vgl. Tabelle 7.2). Die Auflast jeder Belastungsstufe wurde derart festgelegt, dass eine Änderung des aus der Auflast resultierenden Moments von 10kNm erzielt wurde (Statische Tests).

Zusätzlich zu den statischen Tests wurden die Versuchskörper einer zyklischen Beanspruchung ausgesetzt. Hierzu wurden die Versuchskörper 20.000 Lastwechseln ausgesetzt und anschließend wieder mit der höchsten Laststufe aus den statischen Tests belastet. Diese Prozedur wurde zweimal wiederholt. Die Zahlenwerte der Amplituden sowie der Mittellasten wurden entsprechend dem Gebrauchslastniveau (max. 80% des Fließmoments) der Versuchskörper festgelegt. Die Zahlenwerte zeigt Tabelle 7.3, den qualitativen, zeitlichen Ablauf der Versuchsdurchführung Bild 7.14.

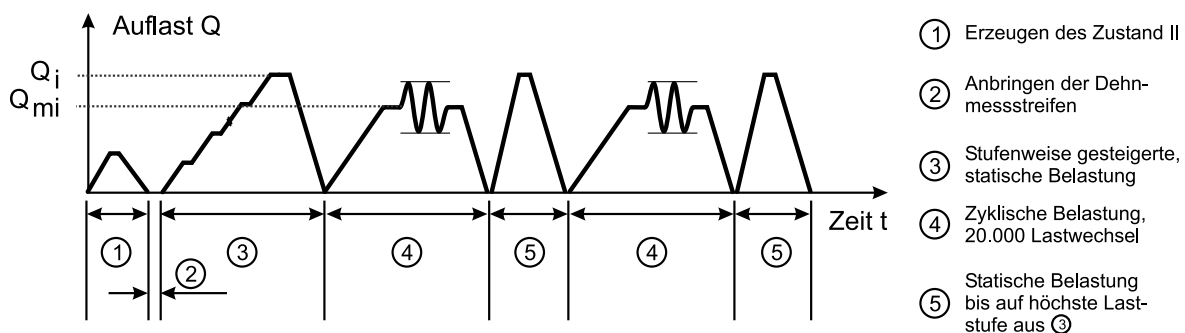


Bild 7.14: Qualitative Darstellung des zeitlichen Ablaufs der Versuchsdurchführung [7], [40]

Tabelle 7.2: Belastungsstufen der statischen Tests [7]

Last- bezeichnung	Last je Einleitungspunkt $Q_i/2$ [kN]	Gesamtlast Q_i [kN]	Biegemoment $G + Q$ [kNm]
Initial	26,47	52,94	25
Q1	17,38	34,76	17
Q2	20,78	41,56	20
Q3	32,15	64,30	30
Q4	43,51	87,02	40
Q5	54,88	109,76	50
Q6	66,24	132,48	60
Q7	77,60	155,20	70
Q8	88,97	187,94	80
Q9	100,33	200,66	90
Q10	111,69	223,38	100

Tabelle 7.3: Einwirkungsparameter für die Durchführung der zyklischen Untersuchungen [7]

Versuchs- körper	Mittellast Q_{mi} [kN]	Amplitude ΔQ [kN]	Auflast [kN] (Bezeichnung der Laststufe)	Frequenz [Hz]
C30R05	50	± 10	87,02 (Q4T1)	2
C30R08	75	± 25	87,02 (Q4T1)	2
C30R1	90	± 40	187,94 (Q8T1)	2
C30R16	120	± 60	200,66 (Q9T1)	2
C40R05	50	± 10	87,02 (Q4T1)	2
C40R08	75	± 25	87,02 (Q4T1)	2
C40R1	90	± 40	187,94 (Q8T1)	2
C40R16	120	± 60	200,66 (Q9T1)	2
C30St10	90	± 40	132,48 (Q6T1)	2
C30St14	90	± 40	155,20 (Q7T1)	2
C30St16	95	± 45	155,20 (Q7T1)	2
C30cnom3	55	± 15	87,02 (Q4T1)	2
C30cnom5	50	± 10	87,02 (Q4T1)	2
C30cnom7	50	± 15	87,02 (Q4T1)	2
C30cnom10	50	± 15	87,02 (Q4T1)	2

7.2.3 Versuchsergebnisse und numerische Analysen

Die Ergebnisse der beschriebenen Versuche werden anhand der Rückrechnung auf die Bewehrungsquerschnittsfläche unter Verwendung der gemessenen Betonstahldehnungen vorgestellt. Für die Rückrechnung wird zunächst das verwendete Berechnungsmodell erläutert. Der Einfluss definierter Parameter auf die Berechnungen wird untersucht und die Ergebnisse werden vorgestellt. Die statistischen Eigenschaften der Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in tabellarischer Form übersichtlich dargestellt.

7.2.3.1 Herleitung eines vereinfachten, analytischen Modells

Die analytisch korrekte Bestimmung der Dehnungen, Spannungen und den daraus resultierenden Kräften erfolgt auf der Grundlage des Gleichgewichts der inneren Kräfte. Die Dehnungsebene einer Stahlbeton- und Spannbetonstruktur bleibt im gerissenen Zustand linear, so dass auf der Grundlage einer linearen Interpolation der Dehnungen Spannungen und Kräfte iterativ berechnet werden können (vgl. Bild 7.15). Die hierzu benötigten Gleichungen mögen dem Anhang, Abschnitt E.2 entnommen werden.

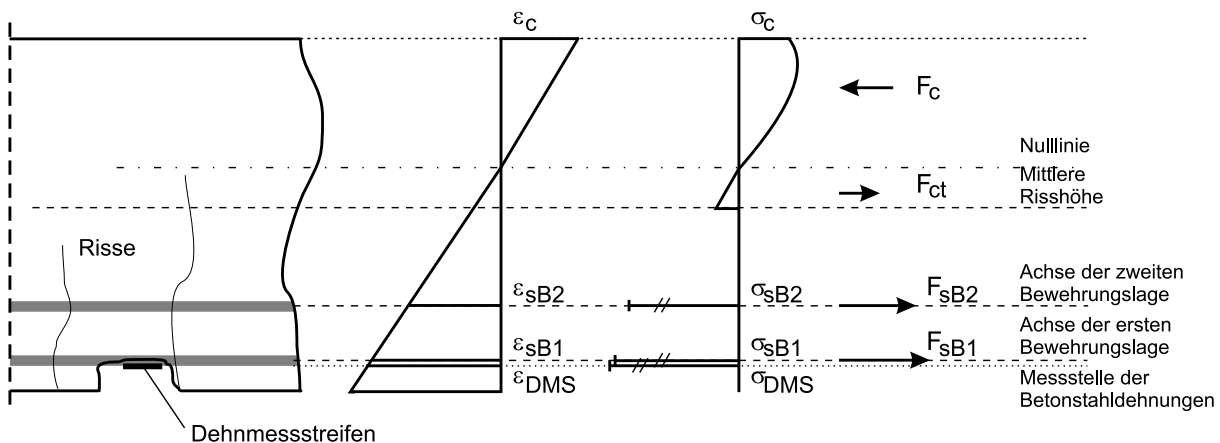


Bild 7.15: Für die Nachberechnung der Bewehrungsquerschnitte angenommene Verzerrungs- und Spannungsverläufe und innere Kräfte [40]

Nachstehend wird ein vereinfachtes, analytisches Berechnungsmodell hergeleitet, das die Rückrechnung auf die Bewehrungsquerschnittsfläche auf der Grundlage von gemessenen Betonstahldehnungen erlaubt, die auf Gebrauchslastniveau der Versuchskörper ermittelt wurden.

Proportional zu einer Änderung der Auflast ΔQ (auf den Versuchskörper) und der daraus resultierenden Änderung des Biegemoments ΔM , ändert sich die Kraft F_s und die Dehnung ε_s in der Bewehrung. Es gilt folgender Zusammenhang (vgl. Bild 7.16):

$$\Delta Q \sim \Delta M \sim \Delta F_s \sim \Delta \varepsilon_s \quad . \quad (7.4)$$

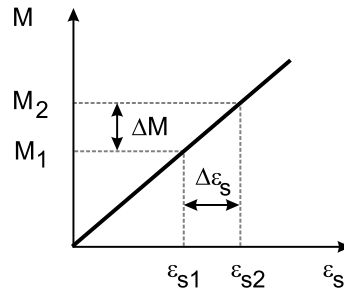


Bild 7.16: Skizze des linearen Zusammenhangs zwischen Betonstahldehnung ε_s und Biegemoment M infolge Versuchslast [7], [40]

Auf der Grundlage des linear elastischen Verhaltens des Betonstahls kann mit Hilfe der gemessenen Betonstahldehnung ε_s und des Elastizitätsmoduls E_s die im Betonstahl vorhandene Spannung σ_s berechnet werden. Da im Versuch Dehnungsänderungen infolge einer Auflast gemessen werden, der Elastizitätsmodul des Betonstahls E_s unverändert bleibt, kann Gleichung 7.5 in Gleichung 7.6 überführt werden:

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s , \quad (7.5)$$

$$\Delta\sigma_s = E_s \cdot \Delta\varepsilon_s . \quad (7.6)$$

Infolge der zusätzlichen Auflast ΔQ wird das daraus resultierende Biegemoment M und der Hebelarm der inneren Kräfte z größer. Die Größe des inneren Hebelarms z kann über den linearen Zusammenhang der Verzerrungen im Beton und Betonstahl und dem Gleichgewicht der inneren Kräfte und Momente iterativ ermittelt werden. Die Kraft im Betonstahl F_s ergibt sich aus der Division des Biegemoments infolge der Auflast M durch den Hebelarm der inneren Kräfte z . Die unter Gleichung 7.7 beschriebenen Formulierungen zeigen die Zusammenhänge zwischen der Auflast Q und den Kräften im Betonstahl F_s . Hier wird die Veränderung des inneren Hebelarms z in Abhängigkeit der Größe der Versuchslast vernachlässigt.

$$F_s = \frac{M}{z} , \quad (7.7)$$

$$\rightarrow \Delta F_s = \frac{M_2}{z_2} - \frac{M_1}{z_1} ,$$

$$\rightarrow z_1 \simeq z_2 = z ,$$

$$\rightarrow \Delta F_s = \frac{\Delta M}{z} .$$

Die Bewehrungsmenge A_s ergibt sich wie folgt:

$$A_s = \frac{\Delta M}{z \cdot \Delta\varepsilon_s \cdot E_s} . \quad (7.8)$$

Die Rückrechnung auf Bewehrungsmengen liefert die Grundlage der Verifizierung von vorhandenen Bewehrungsmengen. Die Verifizierung selbst erfolgt durch den Vergleich der zurückgerechneten Bewehrungsmengen mit den vorhandenen Bewehrungsmengen (vgl. Tabelle 7.1).

Für die Ermittlung der Abweichungen der berechneten von den vorhandenen Bewehrungsquerschnittsflächen wurden Ausreißer nicht eliminiert. Dies ist damit zu begründen, dass Ausreißer umso unwahrscheinlicher sind, je kleiner die Stichprobengesamtheit ist [37]. Von einer Stützung der Ergebnismenge wird abgesehen.

Die in der Zusammenfassung vorgestellten statistischen Ergebnisse (Tabelle 7.6) enthalten somit alle Stichproben.

7.2.3.2 Untersuchung der Einflussparameter

Im Weiteren werden nur die Ergebnisse ausgewählter Untersuchungen dargestellt. Weitere Betrachtungen möglicher Einflussparameter sowie ihre detaillierte Beschreibung sind im Anhang, Abschnitt E.3 ausführlich beschrieben. Dies sind:

- Eigenschaften der Dehnmessstreifen,
- Einfluss des Hebelarms der inneren Kräfte,
- Einfluss des Werkstoffgesetzes für Beton,
- Einfluss der Berücksichtigung der vorhandenen Betondruckfestigkeit,
- Einfluss der Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit,
- Einfluss der Änderung des Verbunds zwischen Beton und Betonstahl infolge der Freilegung der Bewehrung.

Die Ergebnisse der Untersuchungen werden in Form von berechneten Querschnittsflächen den in den Versuchskörpern vorhandenen Bewehrungsquerschnittsflächen in Streudiagrammen gegenüber gestellt. Die Abweichungen zwischen den berechneten und vorhandenen Bewehrungsquerschnittsflächen werden als relative Abweichungen in Histogrammen dargestellt. Für die Histogramme wird die Klassenbreite äquidistant mit 10% relativer Abweichung gewählt und die Anzahl der Abweichungen je Klasse n aufgezeigt. Zusätzlich werden der Mittelwert und die Standardabweichung der relativen Abweichung der berechneten von den vorhandenen Querschnittsflächen in Tabelle 7.6 aufgelistet.

Einfluss der Anzahl der Lastwechsel

Zur Untersuchung des Einflusses der Anzahl der Lastwechsel auf die Größe der Betonstahldehnungen und den daraus resultierenden Bewehrungsquerschnittsflächen wurden die Versuchskörper - wie voran beschrieben - statischen Tests und zyklischen Tests unterzogen. Der Einfluss der Anzahl der Lastwechsel wurde für 0 Lastwechsel, 20.000 Lastwechsel und 40.000 Lastwechsel untersucht. In Tastversuchen wurde zusätzlich der Einfluss höherer Lastspielzahlen am Beispiel von 300.000 Lastwechseln ermittelt.

Für eine unterschiedliche Anzahl von Lastwechseln unterscheiden sich die Betonstahldehnungen bei gleichem Biegemoment nur unwesentlich voneinander. Ein geringer Unterschied ist zwischen den Ergebnissen für 0 Lastwechsel und höhere Lastspielzahlen feststellbar. Unterschiede zwischen höheren Lastspielzahlen, d.h. zwischen 20.000 Lastwechseln und 40.000 Lastwechseln, konnten praktisch nicht festgestellt werden. Erkennbare Abweichungen sind gering und können auf Messungenauigkeiten zurückgeführt werden. Auch die Ergebnisse der Tastversuche (zur Untersuchung des Einflusses hoher Lastspielzahlen) bestätigen dieses Ergebnis. Die Diagramme 7.17 und 7.18 zeigen den Einfluss der Anzahl der Lastwechsel auf die Betonstahldehnungen bei gleichem Biegemoment für den Versuchskörper C30St16.

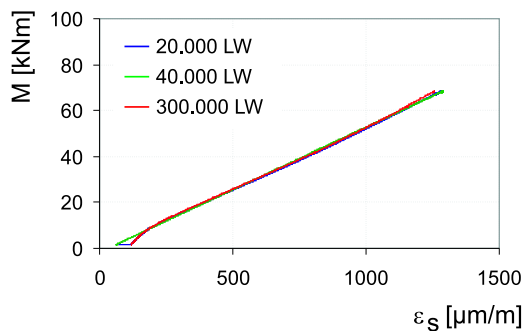


Bild 7.17: Betonstahldehnungen ε_s in Feldmitte in Abhängigkeit des Biegemoments infolge Auflast M für den Versuchskörper C30St16

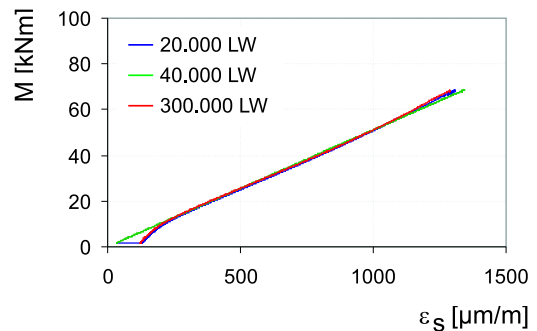


Bild 7.18: Betonstahldehnungen im Bereich der Lasteinleitung in Abhängigkeit des Biegemoments infolge Auflast M für den Versuchskörper C30St16

Auf der Grundlage dieser Erkenntnis werden - zur Beschreibung der Ergebnisse der zyklischen Tests - den nachfolgenden Untersuchungen in der Regel die Zusammenhänge (zwischen Biegemoment M und Betonstahldehnung ε_s) nach 20.000 Lastwechseln zugrunde gelegt. Die Zusammenhänge für 40.000 Lastwechsel werden dann verwendet, wenn keine Ergebnisse für 20.000 Lastwechsel vorliegen oder unplausible Werte festgestellt wurden, die auf das Versagen der Klebeverbindung zwischen Dehnmessstreifen und Betonstahl oder auf das Versagen der Lötverbindung zwischen Dehnmessstreifen und Messkabel zurückzuführen waren. Die Ergebnisse der statischen Tests werden separat betrachtet.

Für die Rückrechnung auf die Bewehrungsquerschnitte wurden Nennwerte für die Materialeigenschaften in den Berechnungen angesetzt. Zur Beschreibung der Betonstahleigenschaften wurde der Elastizitätsmodul $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ in der Berechnung verwendet, für den Beton der Fraktilwert der Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} nach DIN 1045-1. Als Werkstoffgesetz für den Beton wurde das Parabel-Diagramm entsprechend Gleichung 62 nach DIN 1045-1 [19], für den Betonstahl der ansteigende Ast des bilinearen Spannung-Dehnungs-Diagramms berücksichtigt. Der Hebelarm der inneren Kräfte z wurde aus dem Nennwert der Konstruktionshöhe abzüglich der resultierenden Lage der Betonstahlbewehrung d_1 und der resultierenden Lage der Betondruckkraft in der Parabel entsprechend Gleichung 7.9 ermittelt. Das Mitwirken des Betons zwischen

den Rissen und die Betonzugkraft im ungerissenen Zugbereich wurden nicht berücksichtigt. Den Berechnungen der Bewehrungsquerschnitte wurden die Messergebnisse der Betonstahldehnungen nach Durchführung der statischen Versuche, d.h. bei 0 Lastwechseln, und nach 20.000 Lastwechseln bzw. 40.000 Lastwechseln zugrunde gelegt.

$$z = h - 3/8 \cdot x - d_1 \quad \text{mit} \quad x = h - h_{mr} \quad (7.9)$$

Die Diagramme 7.19 bis 7.22 bestätigen die Abweichungen der Betonstahldehnungen bei 0 Lastwechseln und bei 20.000 Lastwechseln gemäß Bild 7.17 und 7.18, die als Konsequenz Abweichungen in den Bewehrungsquerschnittsflächen verursachen.

Sowohl in Feldmitte als auch im Bereich der Lasteinleitung werden die Bewehrungsquerschnittsflächen unter Verwendung der zuvor beschriebenen Berechnungsgrundlagen überschätzt. Dies zeigt sich darüber hinaus in den Histogrammen. Hier wird deutlich, dass die Ergebnisse im Wesentlichen in der Feldmitte im Bereich +10% bis ca. +40% liegen, im Bereich der Lasteinleitung zwischen 0 und ca. +40%.

Prinzipiell ist die Abweichung zwischen berechneter und vorhandener Bewehrungsquerschnittsfläche auf zufällige und systematische Fehler zurückzuführen. Zu den systematischen Fehlern werden z.B. die Eigenschaften der Dehnmessstreifen und die Sorgfalt während der Versuchsvorbereitung gezählt. Die Einflüsse der Idealisierungen im Berechnungsmodell werden den zufälligen Fehlern zugeordnet, die in weiteren Untersuchungen dargestellt werden.

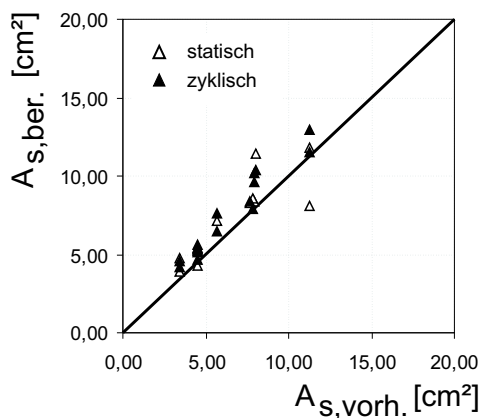


Bild 7.19: Vergleich der berechneten mit den vorhandenen Bewehrungsquerschnitten A_s in Feldmitte für statische und zyklische Tests

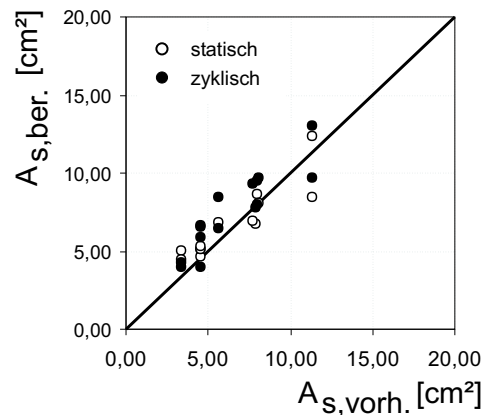


Bild 7.20: Vergleich der berechneten mit den vorhandenen Bewehrungsquerschnitten A_s im Bereich der Lasteinleitung für statische und zyklische Tests

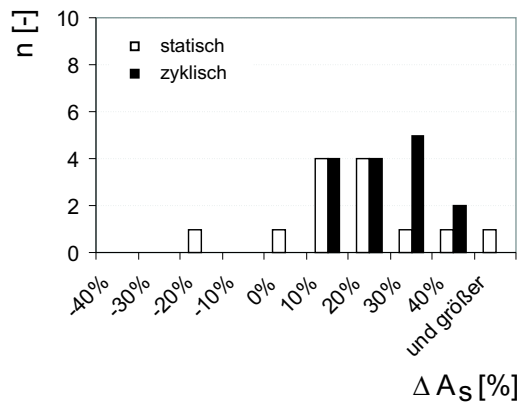


Bild 7.21: Klasseneinteilung der Abweichung der berechneten von den vorhandenen Bewehrungsquerschnitten ΔA_s in Feldmitte

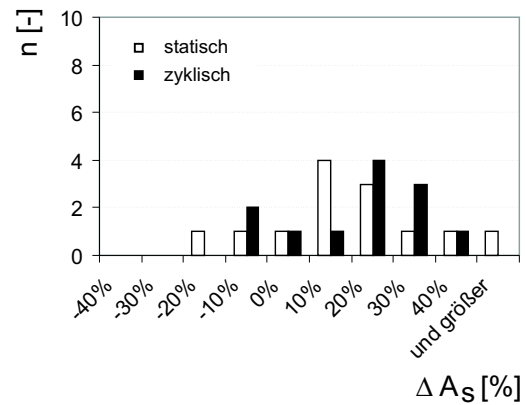


Bild 7.22: Klasseneinteilung der Abweichung der berechneten von den vorhandenen Bewehrungsquerschnitten ΔA_s im Bereich der Lasteinleitung

Einfluss der Verwendung von Regressionen

Um weiteren Untersuchungen konsistente Versuchsergebnisse zugrunde zu legen, werden die Ergebnisse der Messungen mit Hilfe von Regressionen beschrieben. Die Regressionen bilden die Zusammenhänge zwischen Versuchslast und den daraus resultierenden Betonstahldehnungen ab. Zur Beschreibung der Versuchsergebnisse werden lineare Regressionen verwendet.

Diagramm 7.23 zeigt den gemessenen Zusammenhang zwischen Biegemoment M und den Betonstahldehnungen ε_s für einen Versuchskörper sowie die die Ergebnisse beschreibende Regressionsgerade für den statischen Versuch. Diagramm 7.24 zeigt die Ergebnisse nach 20.000 und 40.000 Lastwechseln und die zugehörigen Regressionsgeraden. Die Ergebnisse wurden am Versuchskörper C30cnom7 in Feldmitte aufgezeichnet.

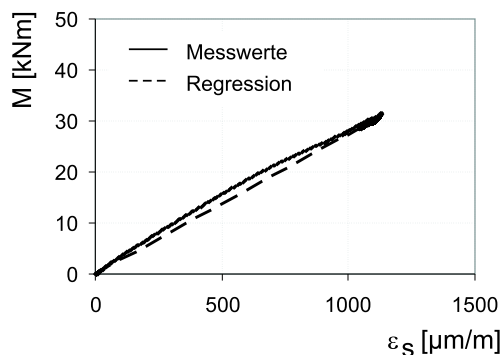


Bild 7.23: Darstellung der Messergebnisse der statischen Versuche mittels einer Regressionsgeraden

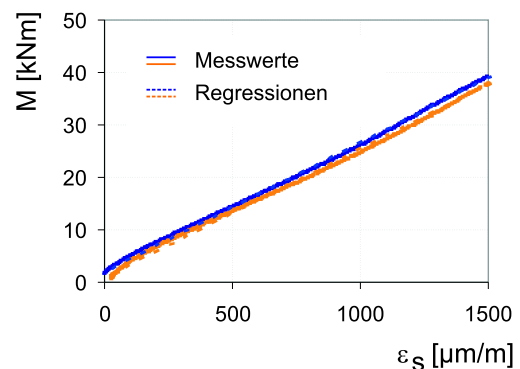


Bild 7.24: Darstellung der Messergebnisse für 20.000 Lastwechsel und 40.000 Lastwechsel mittels Regressionsgeraden

In den dargestellten Ergebnissen weichen die Regressionsgeraden praktisch nicht von den Versuchsergebnissen ab. Weitere Ergebnisse sind im Anhang E.3 dargestellt.

Regressionen, die die in den statischen Versuchen ermittelten Betonstahldehnungen beschreiben, weisen im Mittel ein Bestimmtheitsmaß von im Mittel $R^2 = 96\%$ auf; Regressionen, die die Ergebnisse der zyklischen Versuche zeigen, erreichen im Mittel ein Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 100\%$. Für die Ergebnisse der zyklischen Versuche heißt das, dass die Messergebnisse und die Regression nahezu deckungsgleich sind (Bild 7.24).

Da es nur zu geringen Abweichungen zwischen den Messwerten und den Regressionen kommt - wie anhand der Bestimmtheitsmaße R^2 zu sehen ist - liegen den weiteren Auswertungen Regressionsgeraden zugrunde. Die Funktionsgleichungen der Regressionsgeraden aller Versuchskörper sind für 0 Lastwechsel und 20.000 Lastwechsel bzw. 40.000 Lastwechsel in der Zusammenfassung dieses Kapitels in Tabelle 7.5 dargestellt.

Für die Berechnung der Bewehrungsquerschnittsfläche werden Nennwerte für die Materialeigenschaften angesetzt: für den Betonstahl fließt der Nennwert des Elastizitätsmoduls E_s , für den Beton der der Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} nach DIN 1045-1 in die Berechnung ein. Als Werkstoffgesetz für den Betonstahl wird das bilineare Spannungs-Dehnungs-Diagramm, für den Beton das Parabel-Diagramm verwendet. Der Hebelarm der inneren Kräfte z wurde aus dem Nennwert der Konstruktionshöhe abzüglich der resultierenden Lage der Betonstahlbewehrung und der resultierenden Lage der Betondruckkraft in der Parabel entsprechend Gleichung 7.9 ermittelt. Die Zugkraft F_{ct} in der ungerissenen Betonzugzone (Bild 7.15) wird in den Berechnungen nicht berücksichtigt.

Mit Hilfe von Streudiagrammen werden die Ergebnisse der statischen Versuche und der zyklischen Versuche in Feldmitte (Diagramm 7.25) und im Bereich der Lasteinleitung (Diagramm 7.26) dargestellt. Die Abweichungen der berechneten Bewehrungsquerschnittsflächen von den in den Versuchskörpern vorhandenen sind in Histogrammen (Bild 7.27 und Bild 7.28) dargestellt.

Die Diagramme 7.25 bis 7.28 zeigen, dass die Verwendung von Regressionsgeraden Einfluss auf die Ergebnisse der berechneten Bewehrungsquerschnittsfläche nimmt. So weisen die Bewehrungsmengen, die auf der Grundlage der Betonstahldehnungen aus den statischen Versuchen ermittelt wurden, geringere Abweichungen zwischen berechnetem und vorhandenem Bewehrungsquerschnitt auf als die Bewehrungsmengen aus den zyklischen Versuchen. Hier liegen die relativen Abweichungen für die Feldmitte im Wesentlichen im Bereich von +10% bis +40%, für den Bereich der Lasteinleitung hauptsächlich im Bereich von 0 bis +40%.

Dies ist insbesondere darauf zurückzuführen, dass nur eine geringe Anzahl an Vergleichsberechnungen für die statischen Messkurven je Versuchskörper zur Verfügung stehen. Hierbei kann es dazu kommen, dass ein Bereich der Messkurve der Auswertung zugrunde gelegt wird, der den Zusammenhang zwischen Betonstahldehnung und Biegemoment infolge Versuchslast günstig beschreibt, so dass berechnete und vorhandene Bewehrungsquerschnittsfläche eine gute Übereinstimmung aufweisen. Um eine zuverlässige Aussage zu erhalten, müssen für verschiedene Bereiche der Messkurve Auswertungen durchgeführt werden, um diese positive Auswirkung auszugleichen. Die zur Ermittlung der Bewehrungsquerschnittsflächen auf der Grundlage der statischen Ist-Werte angewendete Vorgehensweise erhebt jedoch keinen Anspruch auf eine zuverlässige und konsistente Auswertung der Versuchsergebnisse. Daher werden für weitere Betrachtungen Regressionsgeraden verwendet.

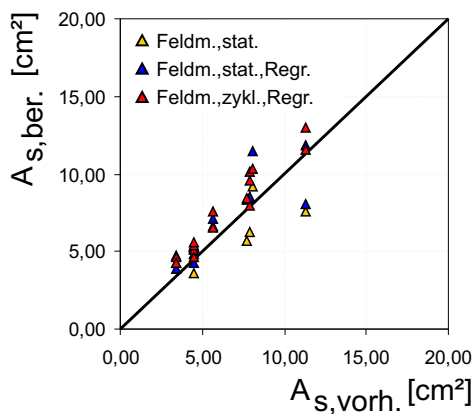


Bild 7.25: Vergleich der berechneten mit der vorhandenen Bewehrungsmenge A_s in Feldmitte unter Verwendung von Regressionsgeraden

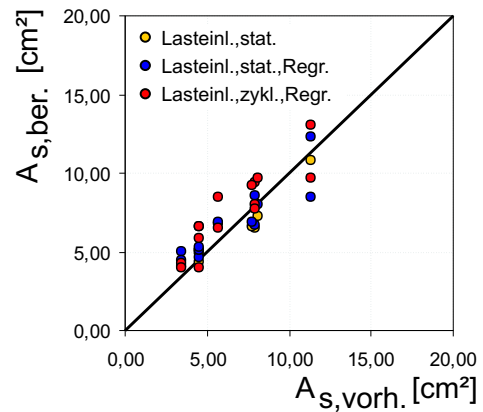


Bild 7.26: Vergleich der berechneten mit der vorhandenen Bewehrungsmenge A_s im Bereich der Lasteinleitung unter Verwendung von Regressionsgeraden

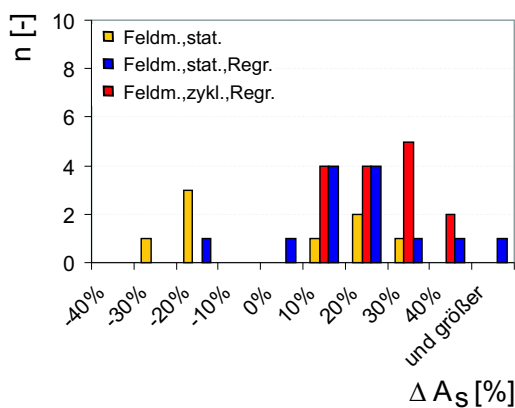


Bild 7.27: Klasseneinteilung der Abweichung der berechneten von den vorhandenen Bewehrungsquerschnitten ΔA_s durch Verwendung von Regressionsgeraden für die Feldmitte

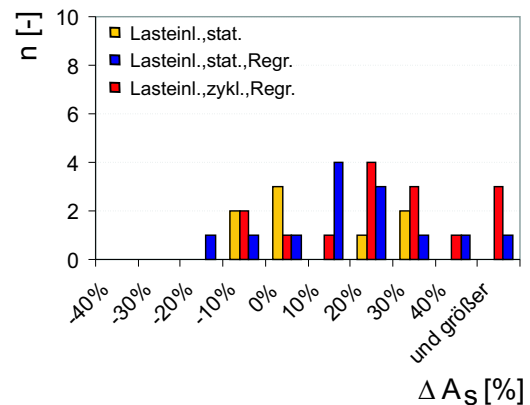


Bild 7.28: Klasseneinteilung der Abweichung der berechneten von den vorhandenen Bewehrungsquerschnitten ΔA_s durch Verwendung von Regressionsgeraden für den Bereich der Lasteinleitung

Einfluss des Belastungsunterschieds

Mit *Belastungsunterschied* wird die Änderung der Versuchslast ΔQ und die daraus resultierende Änderung der Biegemomente infolge Auflast ΔM bezeichnet, aus der eine Änderung der Betonstahldehnung $\Delta \varepsilon_s$ resultiert. Wie in den Diagrammen 7.29 und 7.30 dargestellt ist, enthalten die Regressionsgeraden einen linearen und einen konstanten Anteil.

Als Beispiel seien an dieser Stelle die Funktionsgleichungen des Versuchskörpers C30R1 darge-

stellt. Hier bildet für die Feldmitte die Funktion $f_{FM}(x) = 0,0555x - 4,86$, für den Bereich der Lasteinleitung die Funktion $f_{LE}(x) = 0,0517x - 3,246$ den Zusammenhang zwischen Biegemoment und Betonstahldehnung ab.

Der lineare Anteil beschreibt die Steigung der Regressionsgeraden und somit im Falle der Versuchskörper den Zusammenhang zwischen dem Biegemoment infolge der Versuchslast und der Betonstahldehnung, der konstante Anteil den Ordinatenabstand vom Koordinatenursprung. Er ist z.B. auf die Kalibrierung der Versuchsanordnung vor Versuchsbeginn sowie auf die Eigenschaften der Dehnmessstreifen zurückzuführen.

Aufgrund der Verwendung von Änderungen der Biegemomente ΔM sowie von Änderungen der zugehörigen Betonstahldehnungen $\Delta \varepsilon_s$ entfallen die konstanten Anteile der Regressionsgeraden (vgl. hierzu auch Bild 7.31). Daher wird der Zusammenhang zwischen Änderung der Betonstahldehnung $\Delta \varepsilon_s$ und Änderung des Biegemoments ΔM lediglich durch die Steigung der Regressionsgeraden beeinflusst. Dieser Sachverhalt kann mit einer Parallelverschiebung der Regressionsgeraden in den Ursprung entsprechend Bild 7.31 verglichen werden. Aus diesem Grund werden die konstanten Anteile der Regressionsgeraden nicht weiter berücksichtigt und in den Funktionsgleichungen zur Beschreibung der Regression nicht aufgeführt (Tabelle 7.5).

Die Ermittlung von Bewehrungsmengen durch Verwendung von Betonstahldehnungen, die aus Belastungsunterschieden gewonnen werden, ermöglicht die Ermittlung von Bewehrungsmengen auch an statisch unbestimmten Strukturen. Dies ist bei Brückenüberbauten von Interesse, da hier insbesondere Zwangseinwirkungen wie Temperatur einen großen Einfluss haben.

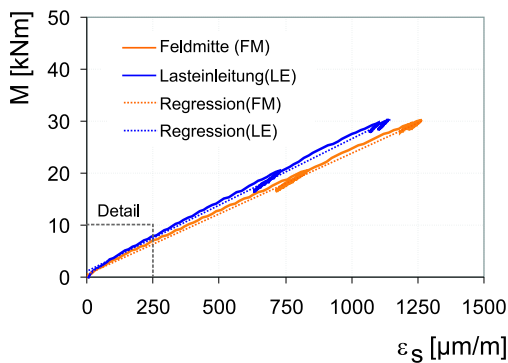


Bild 7.29: Beschreibung des Zusammenhangs zwischen den Betonstahldehnungen ε_s und dem Biegemoment infolge Versuchslast M mittels Regressionsgeraden

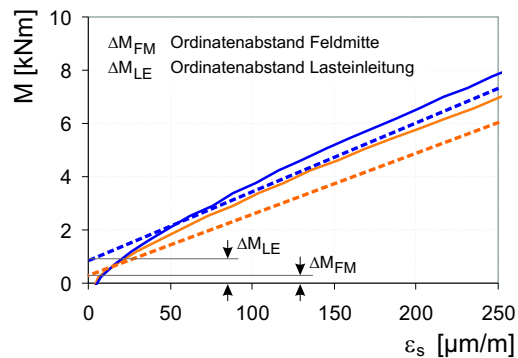


Bild 7.30: Detailaufnahme aus Bild 7.29

Einfluss der Messstelle

Wie in Abschnitt 7.2.2.3 erläutert, wurden die Betonstahldehnungen in zwei Bereichen des Versuchskörpers aufgenommen: in Feldmitte und im Bereich einer Lasteinleitung.

Auch anhand voran dargestellter Ergebnisse ist zu erkennen, dass die Ergebnisse der Feldmitte und die Ergebnisse aus dem Bereich der Lasteinleitung voneinander abweichen. Zur Verdeutlichung sind die Ergebnisse für die statischen und zyklischen Versuche als Vergleich der berechneten mit der vorhandenen Bewehrungsquerschnittsfläche im Streudiagramm 7.32 aufgetragen.

Die hier verwendeten Ergebnisse stammen aus der Untersuchung des Einflusses der Verwendung

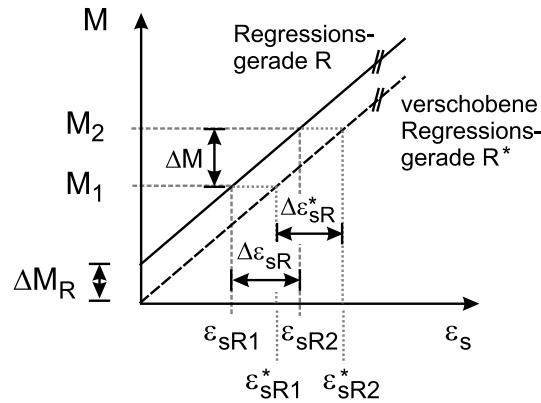


Bild 7.31: Um ΔM_R verschobene Regressionsgerade R^* und daraus resultierende Änderung der Biegemomente infolge Auflast M^* und zugehörige Betonstahldehnungen ε_{sR}^* [7],[40]

von Regressionen. Aus dem Vergleich der Berechnungsergebnisse ist zu sehen, dass die Ergebnisse der statischen Versuchsdurchführung nahezu gleichmäßig um die Solllinie streuen. Für die Ergebnisse der zyklischen Versuche sind die Bewehrungsquerschnitte der Feldmitte oftmals geringer als die des Bereichs der Lasteinleitung. Die Streuung verdeutlicht ihrerseits die Abweichung zwischen den Ergebnissen der Feldmitte und des Bereichs der Lasteinleitung.

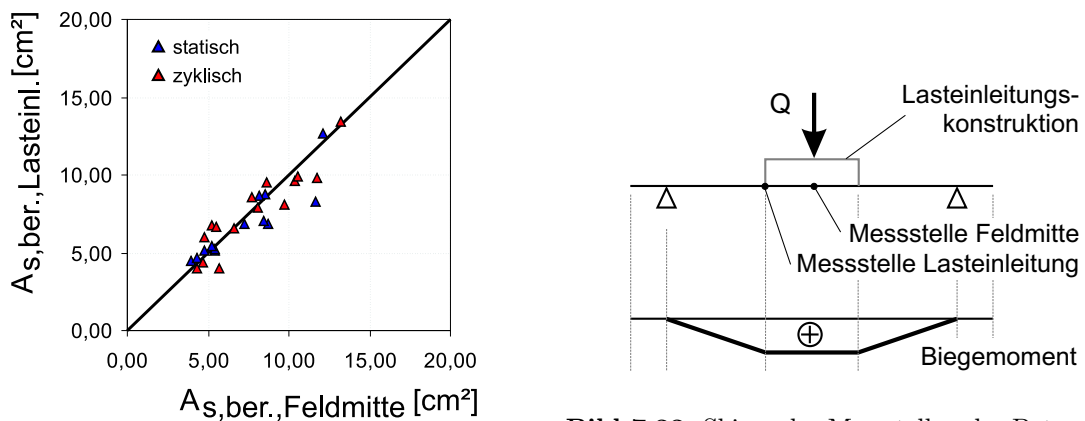


Bild 7.32: Skizze der Messstellen der Betonstahldehnungen an den Versuchskörpern

Bild 7.32: Gegenüberstellung der Bewehrungsquerschnitte in Feldmitte und der Bewehrungsquerschnitte im Bereich der Lasteinleitung

Die Unterschiede der Ergebnisse sind im Fall der Versuchskörper auf systematische und auf zufällige Fehler zurückzuführen. So sind die Dehnmessstreifen nicht mit gleicher Qualität an den verschiedenen Messstellen angebracht. Zudem kann nicht gewährleistet werden, dass die Versuchskörper exakt in die Versuchsanlage eingebaut sind. Hier kommt es zu Verschiebungen und zu Verdrehungen der Versuchskörper gegenüber der Solllage. Darüber hinaus kann die Betonüberdeckung einzelner Betonstabhähle variieren, woraus eine unterschiedliche statische Höhe und somit verschiedene Betonstahldehnungen resultieren.

Einfluss des Werkstoffgesetzes für Betonstahl

Bisherige Untersuchungen wurden unter Verwendung des Werkstoffgesetzes für Betonstahl nach DIN 1045-1 (vgl. Bild 7.34) durchgeführt. Hierbei wird für den Bereich der Betonstahldehnungen von 0 bis $\varepsilon_{sy} = 2,18\%$ der linear elastische Zusammenhang gemäß HOOKE angesetzt. Der Elastizitätsmodul für den Betonstahl beträgt gemäß DIN 1045-1 $E_s = 200.000 \text{ MN/m}^2$. Zur Beschreibung des nichtlinearen Bereichs des Werkstoffgesetzes nach DIN 1045-1, d.h. für den Dehnungsbereich von $\varepsilon_{sy} = 2,18\%$ bis $\varepsilon_{su} = 25\%$, wird das Spannungs-Dehnungs-Verhalten durch eine Horizontale der Größe f_{yk} oder alternativ durch eine ansteigende Gerade der Steigung $1,08 \cdot f_{yk}$ beschrieben.

Die Versuchslasten wurden darauf abgestimmt, dass der Bereich der Gebrauchslasten nicht überschritten wird (vgl. hierzu die Definition der zulässigen Spannungen in Abschnitt 7.1). Dies wurde durch die Messergebnisse während der Versuchsdurchführung bestätigt.

Aus den Versuchsergebnissen ergeben sich folglich, dass die Betonstäbe der Versuchskörper in keinem Versuchsabschnitt die Fließdehnung $\varepsilon_y = 2180 \mu\text{m/m} = 2,18\%$ erreichen. Dies bekräftigt die Vorgehensweise zur Ermittlung der Betonstahldehnungen auf Gebrauchslastniveau, die ausführlich im Abschnitt 7.2.1 erläutert wurde. Somit ist für die Berechnung der Bewehrungsquerschnitte nur der linear elastische Bereich des bilinearen Spannungs-Dehnungs-Diagramms maßgebend. Dadurch ist es ausreichend den linear elastischen Bereich darzustellen und den Berechnungen zugrunde zu legen. Eine realitätsnahe Beschreibung des plastischen Bereichs ist daher nicht notwendig, weshalb von einer Formulierung zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des Betonstahls über die der DIN 1045-1 hinaus abgesehen wird.

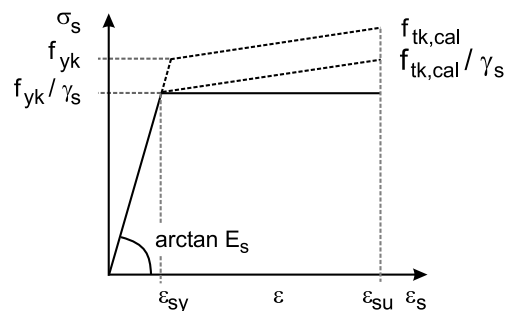


Bild 7.34: Bilineares Diagramm zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Betonstahl nach DIN 1045-1

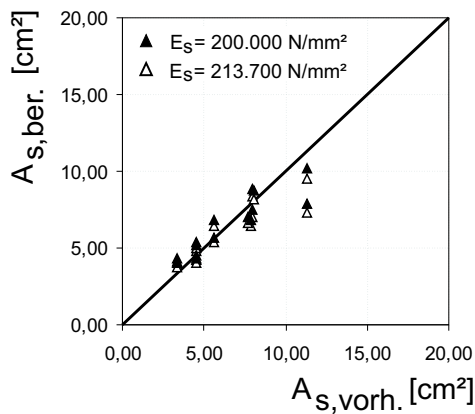
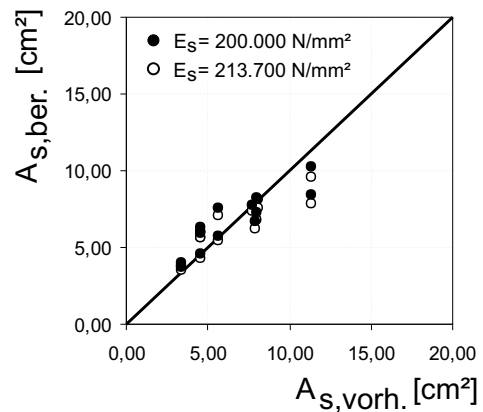
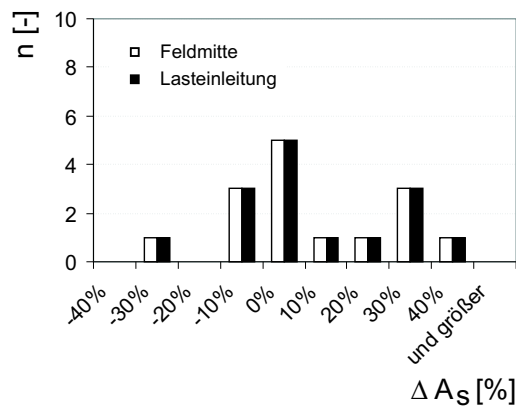
Einfluss der Werkstoffeigenschaften des Betonstahls

Zur Ermittlung des wirklichen Werkstoffverhaltens der in den Versuchskörpern verwendeten Betonstäbe wurden an 5 Zugproben die Streckgrenze, die Zugfestigkeit und der Elastizitätsmodul ermittelt. Tabelle 7.4 zeigt die Mittelwerte der Eigenschaften der Betonstäbe.

Da in die Rückrechnung auf die Bewehrungsquerschnittsfläche nur der Elastizitätsmodul E_s einfließt, wird den nachstehenden Berechnungen der Mittelwert der Versuchsreihe $E_{sm} = 213681 \text{ N/mm}^2$ zugrunde gelegt.

Tabelle 7.4: Eigenschaften der Betonstähle

Streckgrenze f_{ym} [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{um} [N/mm ²]	Elastizitätsmodul E_s [N/mm ²]
570	647	213700

**Bild 7.35:** Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnitte A_s aus der Verwendung des tatsächlichen Elastizitätsmoduls für den Betonstahl für die Feldmitte**Bild 7.36:** Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnitte A_s aus der Verwendung des tatsächlichen Elastizitätsmoduls für den Betonstahl für den Bereich der Lasteinleitung**Bild 7.37:** Klasseneinteilung der Abweichung der berechneten von den vorhandenen Bewehrungsmengen ΔA_s bei Verwendung des vorhandenen Elastizitätsmoduls für Betonstahl E_s

Aus dem mittleren Wert für den Elastizitätsmodul E_{sm} und für die Streckgrenze $f_{ym}^* = 569,23 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich die Fließdehnung $\varepsilon_{sy}^* = 2320 \mu\text{m/m} = 2,32\%$. Da diese die Fließdehnung nach DIN 1045-1 ($\varepsilon_{sy} = 2180\%$) nicht überschreitet, ist gewährleistet, dass auch für die weiteren Untersuchungen linear elastisches Materialverhalten für den Betonstahl angesetzt werden darf.

Die Diagramme 7.35 und 7.36 zeigen anschaulich den Einfluss der Verwendung des Elastizitätsmoduls. So bewirkt die Verwendung des tatsächlichen Werts eine Verringerung der berechneten Bewehrungsquerschnittsfläche, zu erkennen an der Parallelverschiebung der Ergebnisse zugunsten der vorhandenen Bewehrungsquerschnittsfläche. Wie ebenfalls in den Diagrammen 7.35 und 7.36 zu sehen ist, streuen die berechneten und die vorhandenen Bewehrungsquerschnittsflächen nahezu gleichmäßig um die Solllinie. Dies bestätigt das Histogramm 7.37. Hier liegen die relativen Abweichungen der berechneten von der vorhandenen Bewehrungsquerschnittsfläche in den Bereichen von -10% bis ca. $+30\%$.

Für die Rückrechnung auf die Bewehrungsquerschnittsfläche wurden die Regressionsgeraden nach 20.000 Lastwechsel bzw. 40.000 Lastwechsel entsprechend Tabelle 7.5 verwendet. Sowohl für die Betondruckfestigkeit als auch für den Elastizitätsmodul für den Betonstahl wurden die wirklichen Materialeigenschaften angesetzt. Als Werkstoffgesetz für den Beton wurde das Parabel-Diagramm, für den Betonstahl das bilineare Spannungs-Dehnungs-Diagramm verwendet. Die Zugkraft in der ungerissenen Betonzugzone fand keine Berücksichtigung.

Einfluss der Modellbildung

Um den Einfluss der Modellbildung zu quantifizieren, werden zwei Berechnungsansätze näher betrachtet. Zum einen wird für die Rückrechnung der Hebelarm der inneren Kräfte z berücksichtigt, der auf der Grundlage des Gleichgewichts der inneren Kräfte (im Weiteren mit *GGIK* abgekürzt) ermittelt wird, zum anderen ein Wert für den inneren Hebelarm, der der Anforderung eines Schätzwerts $z = 0,9 \cdot d$ genügt (*VBM*).

Die Gleichungen zur Ermittlung der Bewehrungsmenge unter Berücksichtigung des Gleichgewichts der inneren Kräfte können dem Anhang entnommen werden. Die vereinfachte Berechnungsformel wird nachstehend dargestellt (vgl. Gleichung 7.8):

$$A_s = \frac{\Delta M}{z \cdot \varepsilon_s \cdot E_s} \quad .$$

Die Modellunsicherheiten, die sich aus der Verwendung des *GGIK* und des vereinfachten Berechnungsmodells ergeben, sind in den Bildern 7.38 und 7.39 dargestellt. Die Bewehrungsquerschnitte der verschiedenen Ansätze unterscheiden sich nur wenig. Dies wird durch die Histogramme 7.40 und 7.41 bestätigt. Die Werte der relativen Abweichungen liegen im Bereich von -10% und $+20\%$ in Feldmitte und -20% und $+20\%$ für den Bereich der Lasteinleitung.

Durch die Vereinfachung des Hebelarms der inneren Kräfte in der Formulierung $z = 0,90 \cdot d$ zeigt der Hebelarm der inneren Kräfte, der sich unter Verwendung des Gleichgewichts der inneren Kräfte ergibt, eine Abweichung von im Mittel $\bar{\mu} = 2\%$ (vgl. Tabelle 7.6). Die vereinfachte Formulierung führt zu einer Überschätzung des wirklich vorhandenen inneren Hebelarms und somit zu konservativen Ergebnissen der Bewehrungsquerschnittsfläche. Dies ist deutlich zu erkennen in den Diagrammen der Bilder 7.42 und 7.43.

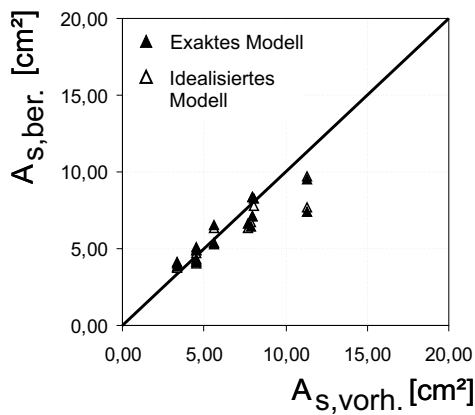


Bild 7.38: Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnittsflächen A_s in Abhängigkeit der verwendeten Berechnungsgrundlagen für die Feldmitte

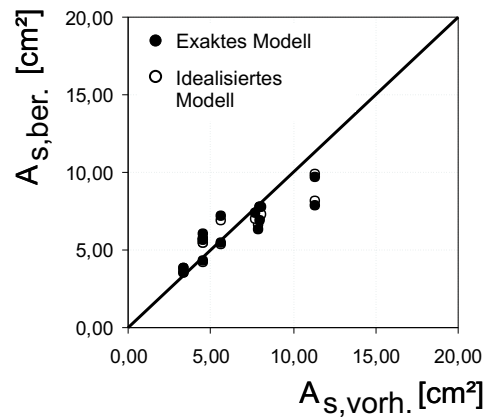


Bild 7.39: Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnittsflächen A_s in Abhängigkeit der verwendeten Berechnungsgrundlagen für den Bereich der Lasteinleitung

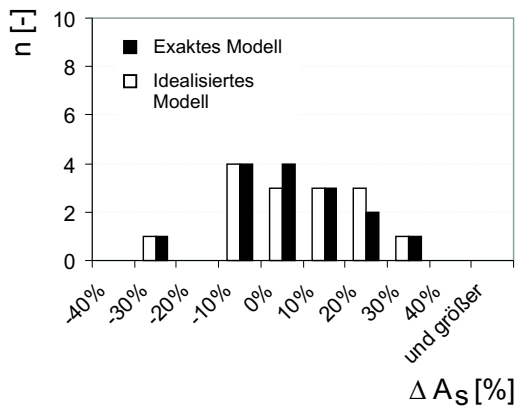


Bild 7.40: Klasseneinteilung der Abweichung der berechneten von den vorhandenen Bewehrungsquerschnittsflächen A_s in Abhängigkeit der gewählten Berechnungsgrundlagen für die Feldmitte

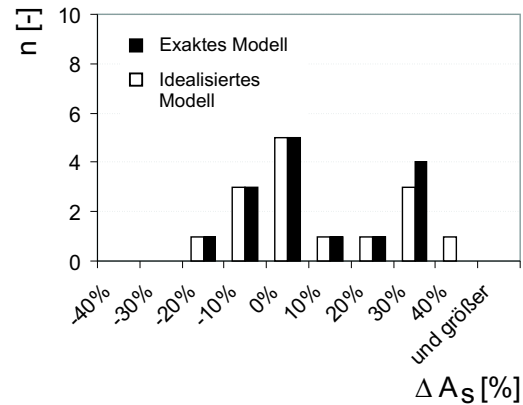


Bild 7.41: Klasseneinteilung der Abweichung der berechneten von den vorhandenen Bewehrungsquerschnittsflächen A_s in Abhängigkeit der gewählten Berechnungsgrundlagen für den Bereich der Lasteinleitung

Zur weiteren Untersuchung der Unsicherheit, die sich infolge der verwendeten Berechnungsgrundlagen ergibt, werden die für die Versuchskörper gewonnenen Ergebnisse analysiert. Hierfür werden die tatsächlichen Eigenschaften (Anhang, Abschnitt E.2) sowie die zuvor dargestellten Berechnungsmodelle herangezogen.

Die Werte für die Variationskoeffizienten werden unter Verwendung der nominellen Werte sowie der tatsächlichen Eigenschaften der Versuchskörper und den Ergebnissen der Auswertung der Abweichung der berechneten und vorhandenen Bewehrungsquerschnittsflächen ermittelt.

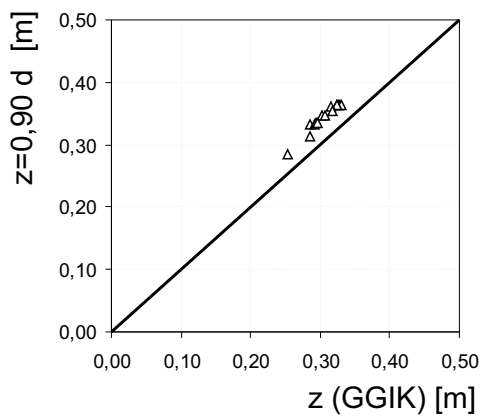


Bild 7.42: Gegenüberstellung des Hebelarms der inneren Kräfte z für die Berechnungsgrundlagen GGIK und VBM in Feldmitte

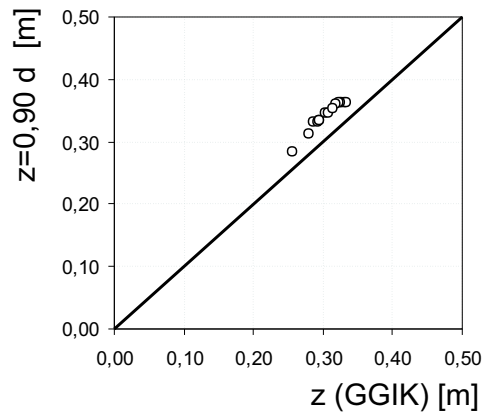


Bild 7.43: Gegenüberstellung des Hebelarms der inneren Kräfte z für die Berechnungsgrundlagen GGIK und VBM für den Bereich der Lasteinleitung

Die berechneten Variationskoeffizienten (Berechnungsgrundlagen vgl. Kapitel 4) sind in Diagramm 7.44 für die Feldmitte und den Bereich der Lasteinleitung dargestellt.

Die Ergebnisse streuen über einen Bereich von $\nu_m \leq 0,01$ bis ca. $\nu_m = 0,24$ für die Feldmitte und für den Bereich der Lasteinleitung. Für vereinfachte Berechnungsgrundlagen ergeben sich im Mittel Variationskoeffizienten für die Feldmitte von $\nu_m = 0,135$ und für den Bereich der Lasteinleitung von $\nu_m = 0,158$. Für sehr genaue Informationen für die Versuchskörpereigenschaften und Berechnungsansätze werden Werte für die Modellunsicherheit von $\nu_m \leq 0,01$ erreicht.

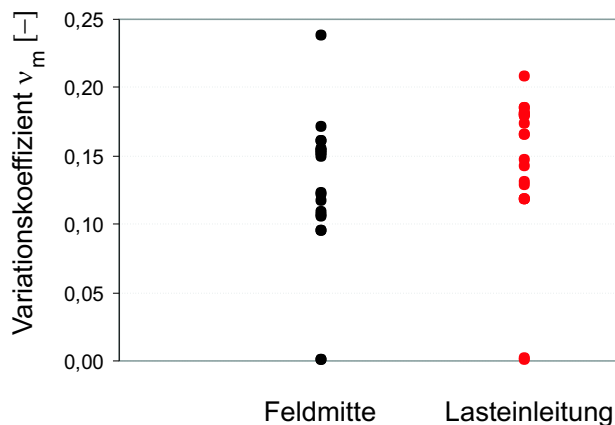


Bild 7.44: Variationskoeffizienten $\nu_m = \nu_{\text{Berechnungsmodell}}$ in Abhängigkeit der Berechnungsgrundlagen für das Verfahren zur Verifizierung von Bewehrungsmengen

7.2.4 Zusammenfassung

Um Bewehrungsmengen auf Gebrauchslastniveau zu verifizieren, wurden Versuche im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität der Bundeswehr München durchgeführt.

An Versuchskörpern wurden Betonstahldehnungen in Rissen unter definierten Lasten gemessen. Der gewählte Ansatz wurde durch den Vergleich von berechnetem Bewehrungsquerschnitt und nominellem Wert des Bewehrungsquerschnitts verifiziert. Dazu wurde ein Berechnungsmodell (Gleichung 7.8) verwendet, das es erlaubt, mittels der gemessenen Betonstahldehnungen auf die in den Versuchskörpern vorhandenen Bewehrungsquerschnitte der Biegebewehrung zurückzurechnen. Auf der Grundlage dieses Berechnungsmodells wurden Untersuchungen durchgeführt, um die Einflüsse der Eigenschaften der Versuchskörper auf die Bewehrungsquerschnitte zu quantifizieren. Im Weiteren werden die Ergebnisse der Untersuchungen (gemäß Abschnitt 7.2.3.2 und Anhang, Abschnitt E.3) zusammengefasst.

- Die Größe der Betonstahldehnungen und somit die Größe der Bewehrungsquerschnittsfläche hängt von den Eigenschaften der Dehnmessstreifen ab. Die Güte der Messergebnisse wiederum ist abhängig von der Sorgfalt bei der Versuchsvorbereitung und den klimatischen Bedingungen während der Versuchsdurchführung. Diese werden im Weiteren nicht beachtet. Die hierzu erforderlichen Untersuchungen konnten aufgrund einer nicht ausreichenden Anzahl an Referenzkörpern nicht durchgeführt werden.
- Der Einfluss der Lastwechsel auf die zurückgerechneten Bewehrungsquerschnittsflächen wurde für 0 Lastwechsel, 20.000 Lastwechsel bzw. 40.000 Lastwechsel und höhere Lastwechsel untersucht. Eine höhere Anzahl an Lastwechseln als 20.000 bzw. 40.000 Lastwechsel hatte keinen Einfluss auf die Bewehrungsquerschnittsfläche. Der fehlende Einfluss der Anzahl der Lastwechsel ist damit zu begründen, dass die Betonstahldehnungen, die die Grundlage der Rückrechnung darstellen, im Riss gemessen werden.
- Um für die Untersuchungen der Einflussparameter eine konsistente Grundlage zu gewährleisten, wurde der gemessene Zusammenhang zwischen Betonstahldehnung und Biegemoment durch Regressionsgeraden beschrieben. Die Regressionen, die die Ergebnisse der statischen Versuche beschreiben, weisen im Mittel ein Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 96\%$ auf, diejenigen der zyklischen Versuche ein mittleres Bestimmtheitsmaß von $R^2 \approx 100\%$. Die Fehler, die durch die Beschreibung der Messkurven mittels der Regressionsgeraden entstehen, werden als vernachlässigbar angesehen. Die Funktionen der Regressionsgeraden der Versuchskörper sind in Tabelle 7.5 für statische und zyklische Tests in den Bereichen der Feldmitte und Lasteinleitung dargestellt.
- In weiteren Analysen wurden die Einflüsse der Größe der Versuchslast und des Belastungsunterschieds, die der Rückrechnung auf die Bewehrungsquerschnittsflächen zugrunde gelegt wird, als nicht relevant ermittelt. Zum einen ist dies auf das Berechnungsmodell zurückzuführen. Hier fließen Differenzen der Betonstahldehnungen und der zugehörigen Biegemomente (vgl. Abbildung 7.16 und 7.31) in die Berechnung ein, wodurch die konstanten Anteile der Regressionsgeraden entfallen. Zum anderen wird die Änderung des inneren Hebelarms infolge der aufgebrachten Versuchslast als gering angesehen und im idealisierten Berechnungsmodell vernachlässigt.
- Um den Einfluss des Hebelarms der inneren Kräfte auf die Berechnungsergebnisse zu analysieren, wurden in der Praxis übliche Schätzwerte für den inneren Hebelarm angesetzt. Da der innere Hebelarm ein sensibler Parameter für die Bewehrungsmenge ist, ist ihr Einfluss auf die Ergebnisse deutlich.

- Des Weiteren wurde der Einfluss des verwendeten Werkstoffgesetzes auf die Berechnungsergebnisse und deren Güte untersucht. Den Untersuchungen wurden das Parabel-Diagramm für den Beton und das bilineare Spannungs-Dehnungs-Diagramm für den Betonstahl zugrunde gelegt.
Ergänzend zum Parabel-Diagramm wurden das Spannungs-Stauchungs-Verhalten des Betons mit Hilfe des Parabel-Rechteck-Diagramms, mittels des Dreieck-Diagramms und mit Hilfe des Spannungsblocks modelliert. Der Einfluss der letzteren Diagramme im Vergleich zueinander war sehr gering. Ein deutlicherer Einfluss war im Vergleich zum Parabel-Diagramm festzustellen.
Da sich der Betonstahl auf Gebrauchslastniveau einer Struktur linear elastisch verhält, ist nur der HOOKESche Bereich des Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Berechnung relevant. Daher wurde von einer Modellierung des plastischen Bereichs des Betonstahls und von einer Beschreibung über das Werkstoffmodell der DIN 1045-1 hinaus abgesehen.
- Zur Feststellung der Werkstoffeigenschaften der Versuchskörper wurden die Betondruckfestigkeit mittels Würfel- und Zylinderdruckversuchen und die Eigenschaften der Betonstähle in Zugversuchen an Betonstahlproben ermittelt. Diese ermittelten Eigenschaften wurden den Berechnungen zugrunde gelegt. Der Einfluss der vorhandenen Betondruckfestigkeit äußert sich nur geringfügig in der Genauigkeit der Berechnungsergebnisse, wohingegen der Elastizitätsmodul des Betonstahls einen deutlichen Einfluss auf die Güte der Berechnungsergebnisse nimmt.
- Für die Rückrechnung auf die Bewehrungsquerschnitte wurde auch der Einfluss der Betonzugkraft in der ungerissenen Betonzugzone untersucht. Die Betonzugspannung wurde in Abhängigkeit der vorhandenen Betondruckfestigkeit als mittlere Betonzugfestigkeit modelliert. Ihr Einfluss ist sehr gering und wird daher vernachlässigt.
- Durch die Freilegung der Betonstähle zum Aufbringen der Dehnmessstreifen wird der Verbund zwischen Beton und Betonstahl in einem größeren Bereich gestört. Da die Betonstahldehnungen jedoch im Riss gemessen werden und somit eine vom Tension-Stiffening unabhängige Größe darstellen (dessen Anteil an den mittleren Betonstahldehnungen maßgeblich durch die Änderung des Verbunds beeinflusst wird), ist die Veränderung des Verbunds durch das Freilegen der Betonstähle nicht relevant.
- Wie durch die bereits vorgestellten Ergebnisse der Untersuchungen zu erkennen ist, können Unsicherheiten durch Verwendung tatsächlich vorhandener Eigenschaften und eines genauen Berechnungsmodells minimiert werden. Wie aus Tabelle 7.6 zu ersehen ist, werden die relativen Abweichungen zwischen berechneten und vorhandenen Bewehrungsquerschnittsflächen mit wachsender Genauigkeit der Eingangsparameter geringer.
- Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen, dass es notwendig ist, die Betonstahldehnungen an mehreren Messstellen aufzunehmen und der Rückrechnung auf Bewehrungsquerschnittsflächen zugrunde zu legen. Aufgrund einer größeren Anzahl von Messwerten in Bereichen gleicher Biegemomente steigt die Zuverlässigkeit der Ergebnisse. Darüber hinaus kann z.B. das Tragverhalten einer Struktur in Querrichtung und in Längsrichtung abgebildet werden.
- In Tabelle 7.6 sind die statistischen Ergebnisse der voran beschriebenen Untersuchungen in Form von Mittelwerten und Standardabweichungen für die relativen Abweichungen der berechneten von den vorhandenen Bewehrungsquerschnitten für die Feldmitte und den Bereich der Lasteinleitung dargestellt.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass das zu Beginn vorgestellte Berechnungsmodell ausreichend genau ist, um zuverlässig auf die Bewehrungsquerschnittsfläche der Versuchskörper auf der Grundlage von im Riss gemessenen Betonstahldehnungen zurückzurechnen.

Um zuverlässige Ergebnisse für die zurückgerechneten Bewehrungsquerschnittsfläche zu erhalten, sind der Berechnung folgende Parameter zugrunde zu legen:

- Tatsächliche Eigenschaften des Bauwerks:
 - Geometriedaten,
 - Werkstoffparameter, wie die Betondruckfestigkeit, die Betonstahlstreckgrenze und der Elastizitätsmodul des Betonstahls,
 - die Betonüberdeckung bzw. die vorhandene, resultierende Lage der Betonstahlbewehrung,
- Werkstoffmodelle:
 - Parabel-Diagramm für die Betondruckfestigkeit,
 - Bilineares Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Betonstahleigenschaften,
- Grundlagen des Berechnungsmodells:
 - Gleichgewicht der inneren Kräfte.

Für die Übertragung der Anwendung dieses Verfahrens auf bestehende Brückenbauwerke ist es erforderlich, Versuche an Bauwerken durchzuführen, um das Verfahren und seine Verwendung über die zuvor beschriebenen Analysen hinaus für eine Anwendung an bestehenden Brückenbauwerken zu verifizieren und zu validieren.

Hier bietet es sich an, die berechneten Bewehrungsquerschnittsflächen in Stichproben zu verifizieren. Dies kann durch örtliches Freistimmen der entsprechenden Bewehrung und durch Vergleichsmessungen für den Erhalt redundanter Informationen geschehen. Diese Vorgehensweise entspricht derjenigen in der Bemessung von Bauteilen.

Tabelle 7.5: Regressionsgeraden zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Betonstahldehnungen ε_s in $\mu m/m$ und dem aus der Auflast resultierenden Biegemoment M in kNm für die statischen und zyklischen Versuche

Versuchskörper	Statische Tests		Zyklische Tests	
	Feldmitte	Lasteinleitung	Feldmitte	Lasteinleitung
C30R05	$M = 0,0292 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0313 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0285 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0267 \cdot \varepsilon_s$
C30R08	$M = 0,0409 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0389 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0368 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0374 \cdot \varepsilon_s$
C30R1	-	-	$M = 0,0555 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0517 \cdot \varepsilon_s$
C30R16	$M = 0,0572 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0596 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0625 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0632 \cdot \varepsilon_s$
C40R05	$M = 0,0240 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0266 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0264 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0250 \cdot \varepsilon_s$
C40R08	-	-	$M = 0,0442 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0485 \cdot \varepsilon_s$
C40R1	$M = 0,0483 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0501 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0475 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0465 \cdot \varepsilon_s$
C40R16	$M = 0,0533 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0461 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0490 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0524 \cdot \varepsilon_s$
C30St10	$M = 0,0420 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0450 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0435 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0427 \cdot \varepsilon_s$
C30St12 (C30R1)	-	-	$M = 0,0555 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0517 \cdot \varepsilon_s$
C30St14	$M = 0,0440 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0450 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0446 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0492 \cdot \varepsilon_s$
C30St16	$M = 0,0600 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0510 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0544 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0510 \cdot \varepsilon_s$
C30cnom3	$M = 0,0240 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0280 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0286 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0373 \cdot \varepsilon_s$
C30cnom5	$M = 0,0286 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0269 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0301 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0368 \cdot \varepsilon_s$
C30cnom7	$M = 0,0273 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0264 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0244 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0331 \cdot \varepsilon_s$
C30cnom10	$M = 0,0244 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0252 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0267 \cdot \varepsilon_s$	$M = 0,0231 \cdot \varepsilon_s$

Tabelle 7.6: Relative Abweichungen und Streuungen der berechneten von den vorhandenen Bewehrungsquerschnittsflächen

Versuchsreihe	Feldmitte		Lasteinleitung	
	Mittelwert [%]	Standardabweichung [%]	Mittelwert [%]	Standardabweichung [%]
Einfluss der Anzahl der Lastwechsel				
statisch	12,9	18,2	9,4	19,6
zyklisch	18,4	11,3	19,2	19,8
Einfluss der Verwendung von Regressionen				
statisch ist	-4,6	22,8	0,8	14,9
statisch regression	12,9	18,2	9,4	19,6
zyklisch regression	18,4	11,3	19,2	19,8
Einfluss des Hebelarms der inneren Kräfte				
idealisiert (A1)	24,5	15,2	28,5	18,4
$z \approx 0,80h$ (A2)	8,9	13,4	13,5	14,6
$z \approx 0,85d$ (A3)	19,3	13	24,3	14,7
$z \approx 0,87d$ (A3)	16,9	12,5	21,4	14,4
$z \approx 0,90d$ (A3)	13,0	12,0	17,6	13,9
max. Hebelarm (A4)	10,3	12,9	14,6	15,0
Einfluss der Werkstoffgesetze für die Betondruckfestigkeit				
Spannungsblock	-3,8	14,4	0,5	17,5
Dreieck-Rechteck-Diagramm	3,7	17,8	9,0	22,7
Parabel-Rechteck-Diagramm	6,5	16,4	11,8	20,4
Parabel-Diagramm	3,9	16,0	9,0	19,7
Einfluss der vorhandenen Materialeigenschaften				
Betondruckfestigkeit	3,6	15,8	8,6	19,7
E-Modul, Betonstahl	-3,0	14,8	1,9	18,9
Einfluss der Betonzugfestigkeit				
	-2,1	15,2	2,7	19,0
Einfluss der Modellbildung				
Gleichgewicht der inneren Kräfte	-0,02	0,15	0,03	0,19
Vereinfachtes Berechnungsmodell	-0,04	0,14	0,01	0,17

Kapitel 8

Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der Genauigkeit der Bauwerkseigenschaften

8.1 Basis zur Berücksichtigung systematischer und zufälliger Unsicherheiten

Systematische und zufällige Fehler beschreiben unterschiedliche Arten von Fehlern und die mit ihnen einhergehenden Unsicherheiten. Sie haben somit verschiedene Auswirkungen auf die Eingangsparameter der Nachberechnung bestehender Strukturen und folglich auf deren Tragfähigkeit.

Daher ist es notwendig, diese Fehlerarten für die Nachberechnung voneinander zu trennen und ihre Einflüsse an der Stelle zu berücksichtigen, an der sie Einfluss nehmen:

- Systematische Fehler werden in den charakteristischen Werten berücksichtigt,
- Zufällige Fehler werden mit Hilfe der Variationskoeffizienten beschrieben und werden somit in die Partialfaktoren und Teilsicherheitsbeiwerte abgedeckt.

8.1.1 Ansatz zur Berücksichtigung systematischer Unsicherheiten

Systematische Unsicherheiten ergeben sich bei der Ermittlung von Bauwerkseigenschaften durch die Anwendung von zerstörungsfreien, zerstörungsarmen und zerstörenden Messverfahren. Der systematische Fehler ist im Allgemeinen in den Messwerten enthalten und fließt daher in die charakteristischen Werte ein, die aus den Messwerten abgeleitet wurden (vgl. Kapitel 4, Abschnitt 4.1.3 und Anhang, Abschnitt G.3). Für den Umgang mit systematischen Fehlern werden folgende Ansätze verfolgt:

- Korrektur durch Eliminieren der systematischen Fehler,
- Durchführung von Vergleichsmessungen und

- Kalibrieren der Messgeräte.

Das Eliminieren von systematischen Fehlern aus Messwerten setzt voraus, dass der absolute Zahlenwert des systematischen Fehlers bekannt ist. Er kann in seinem Zahlenwert definiert werden durch Herstellerangaben, auf der Grundlage von Erfahrungswerten, die aus der Verwendung der entsprechenden Messgeräten resultieren. Hier ist jedoch zu berücksichtigen, dass die Genauigkeit der Messergebnisse zum Teil vom Zustand des Messkörpers abhängen, wodurch nicht ein konstanter Wert für den systematischen Fehler anzusetzen ist. In diesem Falle kann der systematische Fehler eher minimiert, als eliminiert werden.

Zudem kann der systematische Fehler durch Vergleichsmessungen mit anderen Messgeräten oder mittels Messungen durch verschiedene Personen verringert oder eliminiert werden.

Das Kalibrieren eines Messgerätes setzt den Vergleich mit dem Ergebnis anderer Messverfahren voraus, die den tatsächlichen Wert der betrachteten Größe abbilden. Die Differenz wird als Offset im verwendeten Messgerät eingestellt. Als Folge ergibt sich, dass der Messwert um den voreingestellten Wert des Offsets verändert angegeben wird und folglich den korrekten Wert darstellt.

Die Entscheidung über die Verwerfung oder Verwendung von Messwerten erfolgt auf der Grundlage der Definition nach STANGE [95]. Hier ist das Verhältnis der Größe des systematischen Fehlers in Relation zum Zahlenwert des Messwerts dargestellt. In Abhängigkeit der Größe des Verhältnisses wird der Messwert als *gut*, *geeignet* oder *nicht geeignet* beurteilt. Die Größe des oberen Grenzwertes wird in Abhängigkeit der betrachteten Variable festgelegt.

Es werden additive und multiplikative systematische Fehler unterschieden. Ein additiver systematischer Fehler wirkt sich auf den Mittelwert einer Messreihe, jedoch nicht auf die Standardabweichung der Einzelwerte dieser Messreihe aus. Ein multiplikativer systematischer Fehler vergrößert bzw. verkleinert den Mittelwert einer Messreihe und die Standardabweichung der Einzelwerte anteilig um seine Größe (vgl. hierzu Bilder 8.2 und 8.3 und Gleichungen im Anhang, Abschnitt G.3).

Aufgrund der unterschiedlichen Berücksichtigung der systematischen Fehler im Mittelwert und in der Standardabweichung werden die systematischen Fehler unabhängig von der Anzahl der Stichproben aus den Messwerten eliminiert. Dies geschieht unter der Annahme, dass systematische Fehler stets in ihrer vollen Größe in die Messwerte (entsprechend den Angaben in Kapitel 3) einfließen. Da oftmals nicht eindeutig ist, ob der systematische Fehler den Zahlenwert des Messwerts verkleinert oder vergrößert, richtet sich die Korrektur nach der Eigenschaft des betrachteten Messwerts entsprechend Bild 8.1 und Tabelle 8.1. Die systematischen Fehler für die Messwerte, die sich für berechnete Werte ergeben, somit die systematischen Unsicherheiten mehrerer Eingangsvariablen enthalten, sind entsprechend der Formulierungen aus dem Anhang, Abschnitt G in Abhängigkeit der betrachteten Messverfahren zu ermitteln.

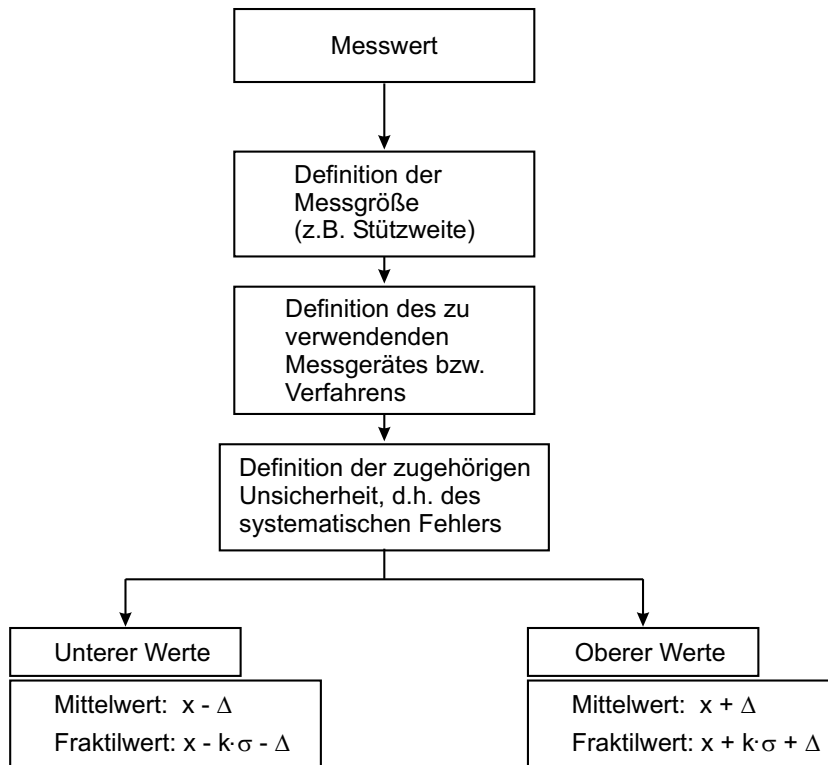


Bild 8.1: Einfluss eines additiven systematischen Fehlers auf den Mittelwert und den Fraktilwert von Messwerten und Messreihen

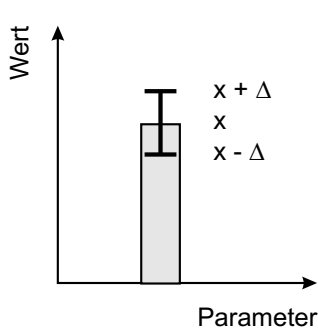


Bild 8.2: Absoluter, systematischer Fehler eines Messwerts

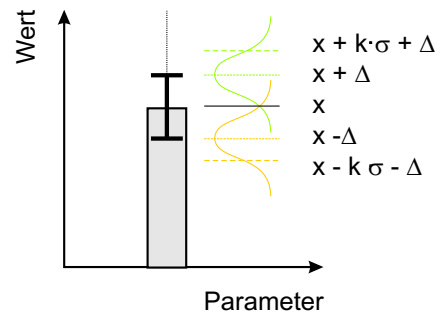


Bild 8.3: Einfluss eines additiven systematischen Fehlers auf die statistischen Eigenschaften einer Messreihe

Tabelle 8.1: Korrektur der Messwerte von systematischen Fehlern in Abhängigkeit der betrachteten Bezugsgröße

Parameter	Absoluter Fehler	Relativer Fehler	Berücksichtigung des systematischen Fehlers
Geometriewerte			
Stützweite	$X_m + \Delta$	$X_m \cdot (1 + \Delta)$	Oberer Wert
Konstruktionshöhe	$X_m - \Delta$	$X_m \cdot (1 - \Delta)$	Unterer Wert
Statische Höhe	$X_m - \Delta$	$X_m \cdot (1 - \Delta)$	Unterer Wert
Materialfestigkeitswerte und- eigenschaften			
Betondruckfestigkeit	$X_p - \Delta$	$X_p \cdot (1 - \Delta)$	Unterer Wert
Betonstahlfestigkeit	$X_p - \Delta$	$X_p \cdot (1 - \Delta)$	Unterer Wert
Elastizitätsmodul der Bewehrung	$X_m - \Delta$	$X_m \cdot (1 - \Delta)$	Unterer Wert
Bewehrungseigenschaften			
Stabdurchmesser	$X_m - \Delta$	$X_m \cdot (1 - \Delta)$	Unterer Wert
Betonüberdeckung	$X_m + \Delta$	$X_m \cdot (1 + \Delta)$	Oberer Wert
Bewehrungsquerschnitt	$X_m - \Delta$	$X_m \cdot (1 - \Delta)$	Unterer Wert
Betonstahldehnungen	-	$X_m \cdot (1 + \Delta)$	Oberer Wert
X_m :	Mittelwert		
X_p :	Fraktilwert		
Δ :	Systematischer Fehler		

8.1.2 Ansatz zur Berücksichtigung zufälliger Unsicherheiten

Zufällige Unsicherheiten werden analog zur Vorgehensweise nach DIN 1055-100 in Form von Partialfaktoren in den Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt. Somit fließen sie in Form eines Faktors und daher als Anteil der Bezugsvariable in die Berechnung ein.

Im Gegensatz zur Bemessung eines Tragwerks berücksichtigen die Variationskoeffizienten nicht weiter die Diskrepanz zwischen prognostizierten Werten und letztlich am Bauwerk vorhandenen Werten, sondern die Diskrepanz zwischen dem für die Berechnung idealisierten Messwert und der am Bauwerk tatsächlich vorliegenden Eigenschaft.

Für die Zahlenwerte der Variationskoeffizienten und folglich für die Teilsicherheitsbeiwerte sollten Höchstwerte und Mindestwerte eingehalten werden. Die Mindestwerte dienen der Gewährleistung eines Mindestmaßes an Sicherheit. Dies ist erforderlich aufgrund der Beschreibung der Bauwerkeigenschaften durch Nennwerte und der Streuung der Bauwerkeigenschaften. Die Festlegung eines oberen Grenzwertes ist notwendig für die Entscheidung der Verwerfung oder der Verwendung der ermittelten Messwerte.

8.1.3 Nicht quantifizierte Größen

Zu den nicht quantifizierten Größen gehören im Rahmen dieser Arbeit:

- Die Art der Quelle der Daten,
- das Alter der Informationen,
- das Alter des Bauwerks und
- die Sorgfalt des Anwenders.

Als die *Art der Quelle* wird die Herkunft der Informationen bezeichnet. Hierzu gehören z.B. Daten aus Messungen oder Datenbeständen wie statischen Berechnungen oder Ausführungszeichnungen. Da der Ansatz dieser Arbeit darauf beruht, dass zu der bestehenden Struktur keine Informationen zur Verfügung stehen, stammen die zu ihrer Nachberechnung verwendeten Daten aus Messungen. Daher wird dieser Aspekt bei der Bewertung der Ergebnisse nicht berücksichtigt.

Das *Alter der Informationen* wird ebenfalls nicht in Betracht gezogen. Es wird davon ausgegangen, dass die Informationen aktuell bestimmt wurden. Hinzu kommt, dass die geometrischen Informationen keine zeitnahe Veränderung durchleben - unter Vernachlässigung von nachhaltigen Schäden -, auch die Bewehrungsquerschnittsfläche wird sich zeitnah nicht verändern, unter der Voraussetzung einer intakten Betonüberdeckung. Festigkeitswerte können sich im Lebenszyklus eines Bauwerks verändern. Jedoch können diese Parameter infolge der in-situ Bestimmung der Eigenschaften als unveränderlich, im Sinne aktuellen Datums, angesehen werden.

Wie die *Art der Quelle* findet auch das *Alter der Struktur* keine Berücksichtigung. Altersbedingte Einflüsse auf die tragfähigkeitsrelevanten Parameter sind z.B. Vorgänge wie die Karbonatisierung, die u.a. für die Korrosion der Betonstähle verantwortlich ist. Es wird im Rahmen dieser Arbeit vorausgesetzt, dass die Messwerte, die die tragfähigkeitsrelevanten Parameter der Struktur abbilden, aktuell an der Struktur ermittelt werden und folglich lebensdauerrelevante Prozesse beinhalten bzw. abdecken.

Die *Sorgfalt des Anwenders* wird im Rahmen dieser Arbeit nicht berücksichtigt. Fehler infolge mangelnder Sorgfalt werden z.B. durch Qualitätskontrollen bzw. eine ausreichende Anzahl an Messwiederholungen aus den Messwerten und den daraus resultierenden Ergebnissen minimiert bzw. ausgeschlossen. Hinsichtlich der Ermittlung von Bauwerkseigenschaften wird davon ausgegangen, dass die zur Verfügung gestellten Informationen mit größtmöglicher Sorgfalt bestimmt wurden und dahingehend folglich keine Verfälschung zu berücksichtigen ist.

8.1.4 Diskussion der gewählten Ansätze

Der Einfluss zufälliger Fehler fließt in Form von Variationskoeffizienten in die Partialfaktoren bzw. Teilsicherheitsbeiwerte ein, der Einfluss systematischer Fehler wird je nach Anzahl der Stichproben in den Messwerten und folglich in den charakteristischen Werten erfasst. Auf diese Weise wird beiden Arten von Unsicherheiten bei der Ermittlung der Tragfähigkeit einer Struktur bzw. der zulässigen Verkehrslast Rechnung getragen. Der Vorteil dieses Ansatzes liegt darin, dass die Unsicherheiten dort berücksichtigt und abgedeckt werden, wo sie Einfluss nehmen.

Die Vorgehensweise zur Abdeckung des Einflusses zufälliger und systematischer Fehler beinhaltet in einem wesentlichen Aspekt eine deutliche Vereinfachung:

Zufällige Fehler nehmen ebenfalls Einfluss auf die aus den Messwerten ermittelten tragfähigkeitsrelevanten Parameter in Form von charakteristischen Werten. Wird vorausgesetzt, dass der Mittelwert einer Messreihe unverändert bleibt, die Standardabweichung in Abhängigkeit der gewonnenen Messwerte den zufälligen Fehler der Messreihe darstellt, wird die Größe des charakteristischen Werts durch den Wert der Standardabweichung und folglich durch die Größe des zufälligen Fehlers beeinflusst. Da jedoch die Zahlenwerte aller tragfähigkeitsrelevanten Parameter am Bauwerk selbst bestimmt werden - somit auch die charakteristischen Werte - fließen die zufälligen Fehler - unter Berücksichtigung des Ansatzes für den Umgang mit systematischen Fehlern - in den charakteristischen Werten ein. Folglich kann das Augenmerk auf die Berücksichtigung der zufälligen Fehler in den Teilsicherheitsbeiwerten gelegt werden.

Die Ermittlung der Variationskoeffizienten erfolgt am Bauwerk auf der Grundlage einer endlichen Anzahl von Stichproben. Wie eingangs erläutert wurde, wird die Anzahl der Stichproben nicht

berücksichtigt. Stattdessen wird die aufgenommene Anzahl mit einer hypothetischen Anzahl von unendlich vielen Stichproben gleichgesetzt. Daher fließt die Abweichung zwischen Grundgesamtheit und Stichprobe nicht in die Berechnung mit ein. Folglich wird auch die Aussagewahrscheinlichkeit nicht berücksichtigt.

In Bezug auf die Berücksichtigung der systematischen Fehler kann festgestellt werden, dass sie - infolge der Bereinigung der Messwerte - bedingt Einfluss auf die charakteristischen Werte nehmen, und in Konsequenz in die Ermittlung der Tragfähigkeit einfließen. Dies resultiert aus der Verwendung der Größtwerte der systematischen Fehler. Dies kann dazu führen, dass die Messwerte und folglich die charakteristischen Werte konservative Werte annehmen.

8.2 Berücksichtigung systematischer Unsicherheiten

8.2.1 Definition der charakteristischen Werte

Im Folgenden wird zur Darstellung der Ermittlung der charakteristischen Werte die Formulierung der Mittelwerte und Fraktilwerte dargestellt. Die Bezeichnung *charakteristischer Wert* wird in diesem Abschnitt als allgemeingültige Bezeichnung für die tragfähigkeitsrelevanten Parameter verwendet. Die Berechnung der Standardabweichung normalverteilter Zufallszahlen sowie die des Erwartungswerts und der Standardabweichung logarithmisch normalverteilter Zufallszahlen ist in Kapitel 4, Abschnitt 4.1.1 beschrieben und wird daher an dieser Stelle nicht gesondert aufgeführt.

Geometriewerte

Für die Geometriewerte werden für die Nachberechnung der Tragfähigkeit der Brücke die Mittelwerte der Messergebnisse x_i verwendet. Der Mittelwert μ für den geometrischen Parameter kann mit nachstehender Gleichung (entspricht Gleichung 4.9, Kapitel 4) berechnet werden:

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i .$$

Hierbei stehen der Wert n für die Anzahl der Messwerte je Messstelle, der Parameter a_i für die geometrische Größe je Messstelle. Die Geometriewerte werden als normalverteilte Parameter betrachtet, denen eine hypothetische Anzahl von unendlich vielen Stichproben zugrunde liegt.

Materialfestigkeitswerte

Entsprechend DIN 1055-100 werden für die Materialfestigkeitswerte charakteristische Werte angesetzt. Bei den charakteristischen Werten handelt es sich um so genannte Fraktilwerte. Für die Materialfestigkeiten werden üblicherweise 5%-Fraktile verwendet.

Der Fraktilwert für Materialfestigkeitswerte wird unter Verwendung des Erwartungswerts $E(x)$ und der Standardabweichung s einer Messreihe entsprechend Gleichung 4.15, Kapitel 4 berechnet:

$$p = e^{E(x)-k \cdot s} .$$

Hierbei sind $E(x)$ der Erwartungswert und s die Standardabweichung einer Stichprobe, die einer logarithmischen Normalverteilung folgt. Der Beiwert k berücksichtigt die Art der Verteilung,

in diesem Fall logarithmisch normalverteilt, und die Anzahl der Stichproben, die der Messreihe zugrunde liegen. Er wird für die Berechnungen der charakteristischen Werte mit dem Wert

$$k = 1,645$$

angesetzt. Dies entspricht einer Messreihe, die aus unendlich vielen Stichproben besteht.

Geometrische Bewehrungseigenschaften

Unter dem Begriff *geometrische Bewehrungseigenschaften* werden im Weiteren folgende Parameter zusammengefasst:

- Durchmesser der Bewehrung,
- Abstand der Bewehrungsstäbe und
- Betonüberdeckung der Bewehrung.

Wie bei den Bauteilabmessungen werden die Mittelwerte der geometrischen Bewehrungseigenschaften als Mittelwerte für die Nachberechnung des Bauwerks angesetzt.

Der Mittelwert μ ist entsprechend Gleichung 4.9 zu ermitteln:

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i .$$

Hierbei steht der Wert n für die Anzahl der Messwerte je Messstelle und Bewehrungseigenschaft und der Parameter x_i für die Bewehrungseigenschaft je Messstelle.

8.2.2 Zulässiger Grenzwert der systematischen Unsicherheiten

Eine Zufallsvariable besitze die Eigenschaften Mittelwert $\mu(x) = \xi$ und Varianz $\sigma^2(x)$. Zudem liege der Auswertung eine ausreichende Anzahl von Stichproben zugrunde, so dass die Zufallsvariable als normalverteilt angesehen werden kann. Wird mit Hilfe eines Messgeräts der wahre Wert x gemessen, so ergibt sich als Messwert ein Wert $y = x + \varepsilon$ [95].

Hierbei stellt der Wert x den wahren Wert dar, ε den Messfehler des Messgeräts. Der Messfehler sei ebenfalls normalverteilt und besitze den Mittelwert $\mu_\varepsilon = 0$ und die Varianz $\sigma^2(x) = \sigma_\varepsilon^2$. Für die beobachteten Werte $y = x + \varepsilon$ stellt sich eine resultierende Varianz σ_y^2 entsprechend Gleichung 8.1 ein:

$$\sigma_y^2 = \sigma_x^2 + \sigma_\varepsilon^2 = \sigma_x^2 \cdot [1 + (\frac{\sigma_\varepsilon}{\sigma_x})^2] . \quad (8.1)$$

Aufgrund der Messunsicherheit ist die Varianz der beobachteten Werte stets größer als die Varianz der wahren Werte x . Praktisch soll das Verhältnis aus systematischem Fehler σ_ε und Ist-Wert σ_x sehr klein sein, damit das Verfahren zur Bestimmung der Messwerte verwendbar ist. Es gilt:

$$\lim_{\sigma_\varepsilon \rightarrow 0} (\sigma_\varepsilon/\sigma_x) = 0 . \quad (8.2)$$

Tabelle 8.2 zeigt die Brauchbarkeit der Messwerte in Form der Verhältnisse aus systematischem Fehler σ_ε und Ist-Wert σ_x sowie aus Messwert σ_y und Ist-Wert σ_x .

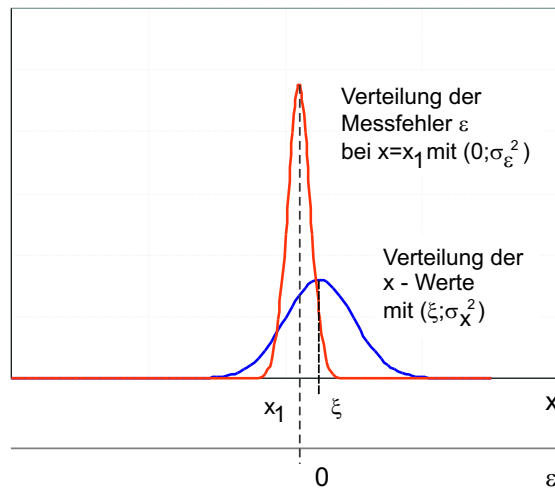


Bild 8.4: Darstellung des Messwerts und der Messungenauigkeit [95]

Tabelle 8.2: Darstellung der Abweichung von Messwerten vom wahren Wert x und Bewertung in Hinblick auf Brauchbarkeit im baupraktischen Sinne [95]

$\sigma_\varepsilon/\sigma_x$	σ_y/σ_x	Bewertung des Messverfahrens in Hinblick auf Brauchbarkeit zur Bestimmung der Messgröße
1/10 = 0,10	1,005	sehr gut geeignet
1/5 = 0,20	1,02	
1/4 = 0,25	1,03	praktisch brauchbar
1/3 = 0,33	1,04	
1/2 = 0,50	1,12	–
1,00	1,41	nicht brauchbar

σ_ε : Fehlerwert
 σ_x : Ist-Wert
 $\sigma_y = \sigma_\varepsilon + \sigma_x$: Messwert

Für das Verhältnis $\sigma_\varepsilon/\sigma_x \leq 1/10$ ist der Einfluss des systematischen Fehlers des Messverfahrens auf den wahren Wert σ_x nicht relevant. Ein Messverfahren mit $\sigma_\varepsilon/\sigma_x \leq 1/3$ ist im praktischen Sinne brauchbar, da der wahre Wert σ_x nur um etwa 5% vergrößert wird. Messverfahren mit Unsicherheiten von $\sigma_\varepsilon/\sigma_x \leq 1/2$ sind nicht brauchbar.

Die Wahl des verwendeten Messverfahrens zur Bestimmung einer bestimmten Bauwerkseigenschaft muss in Anlehnung an die in Tabelle 8.2 dargestellten Werte erfolgen. So ist ein Zollstock zur Ermittlung von Maßen, die eine Genauigkeit im Millimeterbereich erfordern, nur bedingt geeignet, ein Tachymeter durchaus. Die Größe der systematischen Fehler, die diese Messverfahren auszeichnet, sind in Kapitel 3, Tabelle 3.1 dargestellt.

8.3 Berücksichtigung zufälliger Unsicherheiten

Zufällige Fehler der Eingangsdaten werden auf der Grundlage von Variationskoeffizienten durch Teilsicherheitsbeiwerte abgedeckt. Gemäß den Normen beinhalten sie die Abweichungen zwischen den in den Berechnungen prognostizierten Informationen und den am Bauwerk vorliegenden Daten. Dabei werden durch die Teilsicherheitsbeiwerte im Wesentlichen Unsicherheiten

in Materialfestigkeiten, Idealisierungen in der Modellbildung und die geometrischen Unsicherheiten abgedeckt. Zur Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte auf die Nachberechnung bestehender Strukturen werden diejenigen Abweichungen in den Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt, die zwischen den in der Berechnung angesetzten Werten und den am Bauwerk bestimmten Informationen vorliegen.

Aufbauend auf den Ergebnissen der Auswertung in Kapitel 7 und Anhang, Abschnitt E.3 und G werden im Weiteren Variationskoeffizienten abgeleitet, die die Grundlage für die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte in der Nachberechnung bestehender Strukturen darstellen.

Für die Herleitung einer der gegenüber KÖNIG ET AL. modifizierten Formulierung des Teilsicherheitsbeiwerts werden nachstehend zunächst die Grundlagen definiert.

8.3.1 Basis zur Modifikation der Teilsicherheitsbeiwerte

Zur Modifikation des Teilsicherheitsbeiwerts für Betonstahl wird die nachstehend beschriebene Formulierung analog zur Formulierung in Kapitel 2, Abschnitt 2.3.1.2, Gleichung 2.28 verwendet:

$$\gamma_s = \gamma_f \cdot \gamma_d \cdot \gamma_a = 1,09 \cdot 1,03 \cdot 1,03 = 1,15 \text{ .}$$

Hierin sind $\gamma_f = 1,09$ Abweichung der vorhandenen Festigkeit von der charakteristischen Festigkeit ($\nu_f = 0,06$)
 $\gamma_d = 1,03$ Abweichung der statischen Höhe ($\nu_d = 0,02$)
 $\gamma_a = 1,03$ Abweichung der Querschnittsfläche der Bewehrung ($\nu_a = 0,02$)

Die Modifikation des Teilsicherheitsbeiwerts für Betonstahl γ_s bzw. γ_ε wird entsprechend Gleichung 8.3 durchgeführt (vgl. hierzu Kapitel 2, Abschnitt 2.3.1.2, Gleichung 2.26):

$$\gamma_s = \gamma_\varepsilon = \eta \cdot e^{\alpha \cdot \beta \cdot \nu_{res} - k \cdot \nu_{res}} = \eta \cdot \prod_{i=1}^n \gamma_i \quad (8.3)$$

mit:

$$\nu_{res} = \sqrt{\nu_a^2 + \nu_d^2 + \nu_f^2 + \nu_m^2 + \nu_l^2}, \quad (8.4)$$

$$\nu_{\langle Index \rangle} = \sigma_{\langle Index \rangle} / (1 + \mu_{\langle Index \rangle}) \text{ .} \quad (8.5)$$

Es sind: η Vorfaktor zur Berücksichtigung von Unsicherheiten
 $\mu_{\langle Index \rangle}$ Mittelwert einer Abweichung
 $\sigma_{\langle Index \rangle}$ Standardabweichung einer Abweichung
 $\nu_{\langle Index \rangle}$ Zugehöriger Variationskoeffizient
 γ_i Partialfaktoren der Einzelunsicherheiten
 ν_{res} Resultierender Variationskoeffizient aller einfließenden Unsicherheiten
 ν_a Variationskoeffizient der Streuung der Querschnittsfläche
 ν_d Variationskoeffizient der Streuung der statischen Höhe
 ν_f Variationskoeffizient der Streuung der Festigkeitswerte
 ν_m Variationskoeffizient der Unsicherheit der Modellbildung
 ν_l Variationskoeffizient der Streuung der Versuchslast und -einleitung
 k Beiwert zur Berücksichtigung der Art der Verteilung, der Anzahl der Stichproben und des Fraktilwerts
 α Wichtungsfaktor nach DIN 1055-100, $\alpha = 0,8$
 β Sicherheitsindex zur Berücksichtigung des Grenzzustands und des Bemessungszeitraums, $\beta = 3,8$

8.3.2 Modifikation des Teilsicherheitsbeiwertes für die Betonstahlfestigkeit

Es werden zwei Ansätze unterschieden, die die Ermittlung der Bewehrungsquerschnittsfläche erlauben.

Ansatz 1 beinhaltet die Ermittlung der Bewehrungsquerschnittsfläche auf der Grundlage des Freilegens der Bewehrung, des Ausmessens der Bewehrungsstäbe und den Rückschluss auf die Querschnittsfläche.

Ansatz 2 beschreibt die Ermittlung der Bewehrungsquerschnittsfläche auf der Grundlage der Messung der Betonstahldehnungen. Diese Ansätze wirken sich über die entsprechenden Variationskoeffizienten auf die Teilsicherheitsbeiwerte für Betonstahl aus. Auf der Grundlage der Gleichung 8.3 werden nachstehend die modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte und die zugehörigen Variationskoeffizienten hergeleitet.

Zur Kennzeichnung des verwendeten Ansatzes folgt die Indizierung der Teilsicherheitsbeiwerte nachstehender Nomenklatur:

Ansatz 1: Teilsicherheitsbeiwert γ_s ,

Ansatz 2: Teilsicherheitsbeiwert γ_ε .

Ansatz 1

Im Rahmen der Bestimmung der Bewehrungsmenge mittels Messung der Anzahl und Lage der Betonstähle werden die Unsicherheiten über einen Vorfaktor η abgedeckt. Die Modellunsicherheiten werden entsprechend den Unsicherheiten des Bemessungsmodells behandelt. Die Unsicherheiten in Bezug auf die Querschnittsfläche werden durch die Streuung der Messergebnisse verursacht. Streuungen in den Messwerten der statischen Höhe fließen ebenfalls ein. Systematische Fehler, die aus der Verwendung von Messgeräten herrühren, werden wie beschrieben behandelt und fließen nicht in die Ermittlung der Variationskoeffizienten und der Teilsicherheitsbeiwerte ein.

Der Zahlenwert für den Teilsicherheitsbeiwert γ_s ermittelt sich gemäß Gleichung 8.6. Er entspricht der Formulierung nach DIN 1055-100.

$$\gamma_s = \gamma_f \cdot \gamma_a \cdot \gamma_d \quad . \quad (8.6)$$

mit γ_f Partialfaktor der Betonstahlfestigkeit
 γ_a Partialfaktor der Bewehrungsquerschnittsfläche
 γ_d Partialfaktor der statischen Höhe

Ansatz 2

Wie der Tabelle 7.6 des Kapitels 7 zu entnehmen ist, weichen die Ergebnisse der mittels der Betonstahldehnungen berechneten Bewehrungsquerschnittsflächen von dem Bewehrungsquerschnitt ab, der in den Versuchskörper vorhanden sind (vgl. Tabelle 7.1). Die Größe der Abweichung ist von der Güte des verwendeten Berechnungsmodells abhängig. Die Berechnungsmodelle unterscheiden sich hinsichtlich der Berechnungsgrundlagen, der Materialfestigkeitswerte und der berücksichtigten bzw. vernachlässigten Einflussparameter wie z.B. die Betonzugkraft in der ungerissenen Betonzugzone. In Abhängigkeit des verwendeten Berechnungsmodells werden für die Abweichungen der Bewehrungsquerschnittsfläche Mittelwert und Standardabweichung der Einzelwerte angegeben. Darüber hinaus wird auf der Grundlage von Zusatzbetrachtungen ein Wert für einen Vorfaktor ermittelt, der die Unsicherheiten durch Lage und Anzahl der Messwerte berücksichtigt.

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_ε ermittelt sich in diesem Falle wie folgt:

$$\gamma_\varepsilon = \eta \cdot \gamma_{\text{Berechnungsmodell}} \cdot \gamma_{\text{Versuch}} \quad . \quad (8.7)$$

mit η	Vorfaktor zur Berücksichtigung der Anzahl der Messwerte
$\gamma_{\text{Berechnungsmodell}}$	Partialfaktor zur Beschreibung der Genauigkeit des Berechnungsmodells
γ_{Versuch}	Partialfaktor zur Beschreibung der Unsicherheiten aus der Versuchsdurchführung

8.3.3 Modifizierte Variationskoeffizienten

Da die Größe der Teilsicherheitsbeiwerte durch die Größe der einfließenden Variationskoeffizienten bestimmt wird, dienen diese als Maßstab für den Zahlenwert der Sicherheitsfaktoren. Werden am Bauwerk Daten bestimmt, deren Variationskoeffizienten größer sind als diejenige, die in dem Teilsicherheitsbeiwert für die Bemessung angesetzt werden, ergibt sich für den Teilsicherheitsbeiwert ein größerer Zahlenwert als nach Norm. Dies bedeutet, dass mit zunehmender Anzahl an Informationen der Sicherheitsfaktor sowohl größere als auch kleinere Zahlenwerte als nach Norm annehmen kann - abhängig von der Größe der Variationskoeffizienten. Als Konsequenz daraus ergibt sich eine resultierende, zulässige veränderliche Last, die sich der tatsächlichen aufnehmbaren annähert (unter Berücksichtigung der Versagenswahrscheinlichkeit nach DIN 1055-100).

Im Weiteren werden Zahlenwerte für die Variationskoeffizienten festgelegt. Die Festlegungen basieren auf den Ergebnissen von Untersuchungen, die in Kapitel 7 und im Anhang, E.3 und G detailliert beschrieben sind. Im Folgenden werden lediglich die Ergebnisse der Untersuchungen vorgestellt, die Erläuterungen und Hintergründe der Definition der Zahlenwerte sind den aufgeführten Kapiteln und Abschnitten im Anhang zu entnehmen.

Die Zuordnung der Variationskoeffizienten zu den entsprechenden Partialfaktoren erfolgt über die Indizierung. So dient der Variationskoeffizient ν_m bzw. $\nu_{\text{Berechnungsmodell}}$ zur Ermittlung des Partialfaktors, der die Modellunsicherheiten berücksichtigt.

Aus den im Anhang, Abschnitt G beschriebenen Untersuchungen ergibt sich für die Lage der Messwerte sowie die Anzahl der Stichproben kleiner als 20 eine Abweichung von bis zu 5%, im Mittel etwa 3%. Daraus resultiert ein Vorfaktor von

$$\eta = 1,00 + \mu_{nf} = 1,00 + 0,03 = 1,03 \approx 1,05 \quad .$$

Ab einer repräsentativen Stichprobe von 20 Messergebnissen je Messbereich und Stichproben je Teilbereich darf

$$\eta = 1,0 \quad .$$

verwendet werden.

Die Unsicherheit der Querschnittsfläche ν_a fließt nur für die Ermittlung des modifizierten Teilsicherheitsbeiwerts für Ansatz 1 ein. Hier beschreibt der Variationskoeffizient die Unsicherheit zwischen den gemessenen und den in der Rückrechnung der Tragfähigkeit angesetzten Werten. Die Unsicherheiten in der Querschnittsfläche aus Ansatz 2 werden bereits in den Modellunsicherheiten $\nu_{\text{Berechnungsmodell}}$ und den Abweichungen in der Versuchsdurchführung ν_{Versuch} berücksichtigt.

Die Unsicherheiten infolge der statischen Höhe der Struktur ν_d und somit des Berechnungsmodells werden nur in Ansatz 1 berücksichtigt. Hier fließen sie mit den am Bauwerk ermittelten

Zahlenwerten ein.

Die Unsicherheiten aus der statischen Höhe sind für Ansatz 2 indirekt über den verwendeten Ansatz in der Modellunsicherheit $\nu_{\text{Berechnungsmodell}}$ und ihre Streuung im Variationskoeffizienten ν_{Versuch} abgedeckt.

Entsprechend der Formulierung nach DIN 1055-100 wird der Variationskoeffizient zur Berücksichtigung der Unsicherheiten der Materialfestigkeitswerte mit $\nu_f = 0,06$ angesetzt (Ansatz 1). Ist in der Rückrechnung der Bewehrungsmenge die Bewehrung die die Tragfähigkeit limitierende Variable, ist die Unsicherheit des Elastizitätsmoduls für den Betonstahl zu berücksichtigen. Da der Elastizitätsmodul als deterministische Variable definiert ist (vgl. JCSS [55] u.a.), entfällt der Anteil in Form eines Variationskoeffizienten. Indirekt wird der Elastizitätsmodul in den Variationskoeffizienten ν_{Versuch} einbezogen.

Zur Festlegung des Zahlenwertes des Variationskoeffizienten für die Modellunsicherheiten ν_m bzw. $\nu_{\text{Berechnungsmodell}}$ ist zwischen den Ansätzen zu unterscheiden.

Die Modellunsicherheit für Ansatz 1 wird mit einem Variationskoeffizienten von $\nu_m = 0,02$ entsprechend Kapitel 2, Abschnitt 2.3.1.2 angesetzt.

Zur Beschreibung der Modellunsicherheiten in der Rückrechnung der Bewehrungsquerschnittsfläche entsprechend der Ergebnisse im Kapitel 7, Abschnitt 7.2.3.2 liegen die Variationskoeffizienten zwischen den Werten $\nu_m = 0,135$ und $\nu_m = 0,158$ für vereinfachte Berechnungsansätze und $\nu_m \leq 0,01$ für genaue Berechnungsgrundlagen.

Die Ergebnisse für vereinfachte Berechnungsansätze gliedern sich plausibel in die Literaturwerte gemäß Kapitel 2, Abschnitt 2.3.1.3 ein. Das Ergebnis für sehr genaue Berechnungsgrundlagen ist geringer als die nach Literatur bekannten Werte von $\nu_m = 0,02$ bzw. $\nu_m = 0,05$ (vgl. Kapitel 2, Abschnitt 2.3.1.2 und Abschnitt 2.3.1.3).

Vor diesem Hintergrund werden die Variationskoeffizienten zur Berücksichtigung der Modellunsicherheiten wie folgt definiert:

- Vereinfachter Berechnungsansatz: $\nu_m = 0,15$
- Genauer Berechnungsansatz: $\nu_m = 0,05$

Der Variationskoeffizient ν_{Versuch} , der die stochastischen Unsicherheiten der Eingangsparameter abdeckt, wird mit

$$\nu_{\text{Versuch}} = 0,05$$

festgelegt. Die Ermittlung der Größe des Zahlenwertes ist ausführlich im Anhang, Abschnitt E.2 dargestellt.

8.3.4 Zahlenwerte der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte

Zur Darstellung, welche Zahlenwerte durch die Teilsicherheitsbeiwerte infolge veränderter Variationskoeffizienten angenommen werden können, wird im Weiteren Ansatz 2 verwendet. Auf die Beschreibung unter Zuhilfenahme des Ansatzes 1 wird verzichtet, da bereits in Kapitel 2, Abschnitt 2.3.1.4 und im Anhang, Abschnitt F.1 die Konsequenzen reduzierter Variationskoeffizienten für die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte ausführlich aufgezeigt wurden.

Für die Anwendung des Verfahrens zur Verifizierung von Bewehrungsquerschnittsflächen auf der Grundlage gemessener Betonstahldehnungen und der daraus ermittelten Biegetragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird entsprechend der Ergebnisse der vorangehenden Abschnitte nachstehend beschriebene Formulierung der Teilsicherheitsbeiwerte erreicht.

Es gilt Gleichung 8.7:

$$\gamma_{\varepsilon} = \eta \cdot \gamma_{\text{Berechnungsmodell}} \cdot \gamma_{\text{Versuch}}$$

Hierbei können die Partialfaktoren folgende Werte annehmen:

η	1,0 bzw. 1,05
$\gamma_{\text{Berechnungsmodell}}$	1,05 bzw. 1,23
γ_{Versuch}	1,05

Für vier Varianten werden die Zahlenwerte der Teilsicherheitsfaktoren ermittelt.

- **Variante 1:** Berechnung der Tragfähigkeit unter Verwendung von am Bauwerk vorhandenen Daten, Berechnungsgrundlage ist das Gleichgewicht der inneren Kräfte, die Querschnitteigenschaften wurden auf der Grundlage einer ausreichenden Anzahl von Stichproben bestimmt. Die für die Tragfähigkeit maßgebliche Variable ist die Bewehrungsquerschnittsfläche.
- **Variante 2:** Berechnung der Tragfähigkeit unter Verwendung von am Bauwerk vorhandenen Daten, Berechnungsgrundlage ist das Gleichgewicht der inneren Kräfte, die Querschnitteigenschaften wurden auf der Grundlage einer geringen Anzahl von Stichproben bestimmt. Für die Tragfähigkeit ist die Bewehrungsquerschnittsfläche die maßgebliche Variable.
- **Variante 3:** Berechnung der Tragfähigkeit durch Verwendung des vereinfachten Berechnungsansatzes, die Querschnitteigenschaften wurden auf der Grundlage einer ausreichenden Anzahl von Stichproben bestimmt. Die für die Tragfähigkeit maßgebliche Variable ist die Bewehrungsquerschnittsfläche.
- **Variante 4:** Berechnung der Tragfähigkeit durch Verwendung des vereinfachten Berechnungsansatzes, die Querschnitteigenschaften wurden auf der Grundlage einer geringen Anzahl von Stichproben bestimmt. Die Bewehrungsquerschnittsfläche ist für die Tragfähigkeit der maßgebliche Parameter.

Der Partialfaktor, der die Abweichungen infolge des Versuchsaufbaus erfasst, kann bei Durchführung von Vergleichsmessungen und der Verwendung des ermittelten Variationskoeffizienten zur Modifizierung des Teilsicherheitsbeiwerts für Betonstahl γ_{ε} reduziert werden. Hierbei sollte jedoch berücksichtigt werden, dass die Aussage auf der Grundlage einer ausreichend großen Anzahl

Tabelle 8.3: Variationskoeffizienten $\nu_{\text{Berechnungsmodell}}$ und ν_{Versuch} zur Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_ϵ

Ansatz	$\nu_{\text{Berechnungsmodell}}$	ν_{Versuch}
1	0,05	0,05
2	0,05	0,05
3	0,10	0,05
4	0,10	0,05

Tabelle 8.4: Teilsicherheitsbeiwerte γ_ϵ nach Gleichung 8.7

Ansatz	η	$\gamma_{\text{Berechnungsmodell}}$	γ_{Versuch}	γ_ϵ
1	1,00	1,05	1,05	1,10
2	1,05	1,05	1,05	1,15
3	1,00	1,23	1,05	1,30
4	1,05	1,23	1,05	1,35

von Stichproben festgelegt wird. Des Weiteren ist der Mindestwert für den Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_\epsilon = 1,10$ einzuhalten (vgl. Abschnitt 8.3.5).

Für Variante 3 und Variante 4 ergeben sich - verglichen mit Variante 1 und Variante 2 - große Werte für den Teilsicherheitsbeiwert. Dies ist darauf zurückzuführen, dass für die Berechnung zwar z.T. geringe relative Abweichungen zwischen vorhandenem und berechnetem Querschnitt auftreten, diese Werte jedoch große Streuungen aufweisen, da die Ergebnisse aller Versuchskörper in die Ermittlung einbezogen sind (vgl. hierzu Tabelle 7.6, Kapitel 8).

Die Festlegung der Variationskoeffizienten basiert je Untersuchung auf 15 Messwerten. Da die Abweichungen der berechneten von der vorhandenen Bewehrungsmenge u.a. auf verschiedenen konzipierten Versuchskörpern beruhen (vgl. Kapitel 7, Abschnitt 7.2.3 und im Anhang, Abschnitt E.3), ist der (große) Wert der Standardabweichung plausibel.

8.3.5 Zulässige Grenzwerte der zufälligen Unsicherheiten

Oberer Grenzwert

Die Festlegung eines oberen Grenzwerts der Unsicherheiten dient weniger der Festlegung eines oberen Werts für die Teilsicherheitsbeiwerte als vielmehr der Sicherstellung zuverlässiger Messwerte. So definiert STANGE [95] gute und schlechte Messergebnisse in Abhängigkeit des Anteils des Messfehlers am Messwert (vgl. Tabelle 8.2). Überträgt man dies auf die Güte der Messwerte hinsichtlich zufälliger Unsicherheiten, so erscheint es sinnvoll, die Zuverlässigkeit der Messergebnisse auf die Anzahl der Messwerte und der Messstellen zu stützen, um mögliche Streuungen der Eigenschaften eines Tragwerks abzubilden.

Die Definition eines oberen Grenzwerts der Variationskoeffizienten wird jedoch durch das im Rahmen dieser Arbeit verwendete Verfahren zur Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte notwendig. So ist der gewählte Ansatz zur Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte nur für einen resultierenden Variationskoeffizienten bis $\nu_{\text{max}} = 0,25$ gültig (vgl. hierzu Kapitel 2, Abschnitt 2.2.4). Der Teilsicherheitsbeiwert γ_{max} beträgt für den resultierenden Variationskoeffizienten $\nu_{\text{max}} = 0,25$:

$$\gamma_{\text{max}} = e^{0,8 \cdot 3,8 \cdot 0,25 - 1,645 \cdot 0,25} = 1,42 \approx 1,40 \quad . \quad (8.8)$$

Unterer Grenzwert

Selbst bei Bestimmung aller Informationen vor Ort, der Verwendung eines sehr präzisen Berechnungsmodells etc. ist es nicht möglich, einen genauen Wert für die Tragfähigkeit zu berechnen. Dies ist insbesondere darauf zurückzuführen, dass am Bauwerk nur eine ausgewählte Anzahl von Stichproben aufgenommen werden kann. Folglich muss ein gewisses Maß - ein kleinstes Maß - an Sicherheit für das Bauwerk gewährleistet werden. Dies erfolgt auf der Grundlage der Festlegung eines unteren Grenzwerts für den Variationskoeffizienten.

Die Vorgehensweise, Mindestwerte für Teilsicherheitsbeiwerte auf der Grundlage von Variationskoeffizienten festzulegen, ist plausibel. Die Variationskoeffizienten beschreiben - wie bereits dargestellt - Abweichungen zwischen prognostizierten und vorhandenen Eigenschaften. Zudem liegen den Zahlenwerten der Variationskoeffizienten, die z.B. für die Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte nach Norm angewendet werden, Ergebnisse von Auswertungen zugrunde, die auf großen Stichprobenmengen beruhen.

Im Fall geringer Streuungen besitzt der Variationskoeffizient einen kleineren Wert als derjenige, der in den Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt ist. Somit kann der Teilsicherheitsbeiwert einen kleineren Wert als nach Norm annehmen. Berücksichtigt man weiterhin, dass die Aussage über die Festigkeit unter der Voraussetzung getroffen wird, dass auch eine geringe Anzahl von Stichproben die Eigenschaften der Grundgesamtheit ohne Fehler abbilden, so erscheint es sinnvoll, die Unsicherheit der betreffenden Eigenschaft mit dem für sie ermittelten Zahlenwert zu berücksichtigen. Für größere Streuungen ergeben sich größere Teilsicherheitsbeiwerte, wodurch der ermittelte Sicherheitsfaktor den unteren Grenzwert überschreitet.

Die Definition des unteren Grenzwertes basiert auf der Grundlage von Ergebnissen ausführlicher statistischer Untersuchungen, wie sie in Kapitel 2, Abschnitt 2.3.1.3 beschrieben wurden. Dazu werden nachstehend die kleinsten Werte der Unsicherheiten aufgeführt und der Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte zugrunde gelegt.

Tabelle 8.5: Kleinste Werte für Variationskoeffizienten für herstellungsbedingte Unsicherheiten tragfähigkeitsrelevanter Parameter

Parameter	ν_{min}	Quelle
Geometrie	0,02	POTTHARST [76]
Statische Höhe	0,02	SIX [91]
Betonstahlstreckgrenze	0,04	SIX [91]
Elastizitätsmodul, Betonstahl	-	JCSS [55], SIX [91]
Stabdurchmesser	0,02	Pottharst [76], RUSSWURM [82]
Berechnungsmodelle	0,05	KÖNIG ET AL. [60]

Unter Verwendung der voran dargestellten, kleinsten Variationskoeffizienten ν_{min} ergibt sich entsprechend der Formulierung 2.26 für den Teilsicherheitsbeiwert folgender Wert:

- Resultierender Variationskoeffizient: $\nu_{min} = \sqrt{(0,04^2 + 0,02^2 + 0,05^2)} = 0,067$,
- Teilsicherheitsbeiwert Betonstahl: $\gamma_{s,min} = e^{0,8 \cdot 3,8 \cdot 0,067 - 1,645 \cdot 0,067} \approx 1,097$.

Der Mindestwert für den Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl $\gamma_{s,min}$ wird daher mit dem Wert $1,097 \approx 1,10$ definiert.

Der Mindestwert für den Teilsicherheitsbeiwert findet dann Anwendung, wenn die statistischen Momente der Bauwerkseigenschaften geringere als die als Mindestwerte definierten Variationskoeffizienten bzw. Teilsicherheitsbeiwerte ergeben.

8.3.6 Diskussion

- Wie die Teilsicherheitsbeiwerte der Norm berücksichtigen die hier vorgestellten Teilsicherheitsbeiwerte γ_s und γ_ε Unsicherheiten infolge von Modellansätzen, Materialfestigkeitswerten und geometrischen Abweichungen.

Mit zunehmender Feinheit des Berechnungsmodells und der geringeren Streuungen der Eingangsparameter wird auch der Zahlenwert des Teilsicherheitsbeiwertes geringer. Ungenauere Berechnungsmodelle, die z.B. Schätzwerte für den Hebelarm der inneren Kräfte enthalten, und Eingangsdaten, die große Streuungen aufweisen, führen zu größeren Zahlenwerten der Teilsicherheitsbeiwerte.

Dies ist plausibel, da sich die Güte der Berechnungsmodelle und die Güte der Eingangsparameter direkt in den Variationskoeffizienten und folglich in den Teilsicherheitsbeiwerten und in den Bemessungswerten zur Ermittlung der Tragfähigkeit niederschlagen.
- Für die im Rahmen dieser Arbeit beschriebene Vorgehensweise zur Bewertung von zufälligen Unsicherheiten ist die Definition eines, konstanten Variationskoeffizienten und damit eines Teilsicherheitsbeiwertes - analog zur Vorgehensweise in DIN 1055-100 - nicht geeignet. Um den verschiedenen Ansätzen zur Ermittlung der Bewehrungsmenge und der Genauigkeit des Berechnungsmodells Rechnung tragen, wird ein Ansatz favorisiert, der die Anpassung der Größe der Teilsicherheitsbeiwerte an die Größe der zufälligen Unsicherheiten erlaubt und daher nicht konstante Zahlenwerte für die Teilsicherheitsbeiwerte ergibt.
- Die vorgestellten Sicherheitsfaktoren zur Berücksichtigung der Unsicherheiten verschiedener Berechnungsmodelle weichen zum Teil deutlich von den Werten der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1055-100 ab. Dies ist auf die größeren Streuungen der einfließenden Parameter zurückzuführen.

Die Formulierung der Sicherheitsfaktoren γ_ε in Form von Partialfaktoren ist aufgrund der geringen Anzahl der zugrunde liegenden Versuche und geringen Anzahl an Referenzkörpern kritisch zu betrachten. Daher fließen die Unsicherheiten infolge Lage und Anzahl der Messwerte in Form des Vorfaktors η in die Formulierung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_ε ein.
- Der Mindestwert für den Teilsicherheitsbeiwert γ_s und γ_ε wird mit $\gamma_s = \gamma_\varepsilon = 1,10$ definiert. Entsprechend dem Anhang, Abschnitt F.1 ergibt sich als resultierender Variationskoeffizient der einfließenden Unsicherheiten $\nu_{s,res,min} \approx 0,07$.

Die Festlegung des kleinsten Werts für den Teilsicherheitsbeiwert folgt somit nicht der Angabe in prEN 13369 [26], die den Mindestwert von $\gamma_{s,min} = 1,05$ vorschreibt (vgl. Abschnitt 2.3.1.4), sondern lehnt sich an den Vorschlag des MODEL CODE 90 [70] und DAFSTB [16] an. Der MODEL CODE gibt den Mindestwert mit $\gamma_{s,min} = 1,135$, der DAFSTB mit $\gamma_s = 1,10$ vor.
- Der GrößtWert für die Teilsicherheitsbeiwerte ergibt sich aus den zulässigen Werten für die resultierenden Unsicherheiten, für die die im Rahmen dieser Arbeit verwendete mathematische Formulierung zulässig ist. Der obere Grenzwert für den Variationskoeffizienten wird mit $\nu_{max} = 0,25$ angegeben (vgl. DIN 1055-100 u.a.). Der daraus ermittelte Teilsicherheitsbeiwert beträgt $\gamma_{max} \approx 1,40$ entsprechend Gleichung 8.8.

8.4 Konsequenz aus den modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten

Um die Konsequenzen, die mit den modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten einhergehen, zu analysieren, wird ihr Einfluss auf die Querschnittstragfähigkeit und die zulässige veränderliche Last untersucht. Dieser Ansatz verfolgt die Vorgehensweise gemäß DIN 1055-100. Hier werden am statischen System ermittelte Schnittgrößen - somit Systemgrößen - den durch den Querschnitt aufnehmbaren Schnittgrößen - folglich Querschnittsgrößen - gegenüber gestellt.

8.4.1 Basis zur Untersuchung der Konsequenzen

Die Berechnungsformel zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit ohne Normalkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf der Grundlage modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für Ansatz 1 (Exponent 1) und Ansatz 2 (Exponent 2) lauten wie folgt:

$$M_{Rd}^1 = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = A_{s,meas} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot z, \quad (8.9)$$

$$M_{Rd}^2 = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = \frac{\Delta M_{Test}}{z \cdot \Delta \varepsilon_{s,meas} \cdot E_s} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_\varepsilon} \cdot z. \quad (8.10)$$

Wie bereits in Kapitel 1 und in Kapitel 5, Abschnitt 5.2 beschrieben wurde, ermöglicht die (Querschnitts-) Tragfähigkeit die Berechnung einer zulässigen, veränderlichen Last gemäß Gleichung 8.11:

$$M_{Rd} = \gamma_{ständig} \cdot M_{gk} + \gamma_{veränderlich} \cdot M_{qk}. \quad (8.11)$$

Um die Auswirkung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte auf die zulässige veränderliche Last zu untersuchen, wird zunächst der Einfluss auf die Biegetragfähigkeit ($\hat{=}$ Querschnittstragfähigkeit) dargestellt. Für den Vergleich der Querschnittstragfähigkeiten und der zulässigen Biegemomente infolge veränderlicher Last wird die dimensionslose Darstellung μ_{Rd} und μ_{qk} gewählt. Sie ermöglicht die Beschreibung der Ergebnisse unabhängig von der Spezifikation der Querschnitte der betrachteten Strukturen.

Die bezogene Querschnittstragfähigkeit μ_{Rd} beschreibt das Verhältnis zwischen der Querschnittstragfähigkeit infolge Verkehrs für einen modifizierten Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl $M_{Rd,Q}^*$ bezogen auf die Querschnittstragfähigkeit, die sich unter Verwendung des Teilsicherheitsbeiwerts für Betonstahl gemäß DIN 1055-100 ergibt, $M_{Rd,Q}^{DIN}$.

Diese Formulierung wird zur Darstellung des zulässigen Biegemoments infolge veränderlicher Last μ_{qk} modifiziert. Hier wird das zulässige Biegemoment infolge veränderlicher Lasten M_{qk}^* dem nach Norm zulässigen Biegemoment M_{qk}^{DIN} gegenübergestellt.

Es gelten folgende Berechnungsgleichungen:

$$\mu_{Rd} = \frac{M_{Rd,Q}^*}{M_{Rd,Q}^{DIN}}, \quad (8.12)$$

$$\mu_{qk} = \frac{M_{qk}^*}{M_{qk}^{DIN}}. \quad (8.13)$$

Für die Untersuchung der Auswirkung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte auf das zulässige Biegemoment infolge veränderlicher Last wurde die Querschnittstragfähigkeit M_{Rd} mit dem Bemessungsmoment M_{Sd} im Grenzzustand der Tragfähigkeit ungleichgesetzt. Es gilt:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd}.$$

Auf der Grundlage der Bemessungsmomente der Einwirkungsseite ergibt sich unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten für ständige und veränderliche Lasten ein zulässiges Biegemoment infolge veränderlicher Last. Um den Einfluss der Größe der Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen zu untersuchen, wurden diese mit folgenden Werten belegt:

- Ständige Einwirkungen:
 $\gamma_G = 1,35$ (DIN 1055-100 [21]),
 $\gamma_{G,red} = 1,15$ (DAFSTB [16]),
- Veränderliche Einwirkungen:
 $\gamma_Q = 1,50$ (DIN 1055-100 [21]),
 $\gamma_{Q,red} = 1,0$.

8.4.2 Bezogene Biegetragfähigkeit

Für die nachstehend beschriebenen Sachverhalte wird vorausgesetzt, dass das mittels der Querschnittstragfähigkeit ermittelte, zulässige Biegemoment infolge veränderlicher Last zur Aufnahme aller auf die Struktur einwirkenden veränderlichen Lasten herangezogen wird.

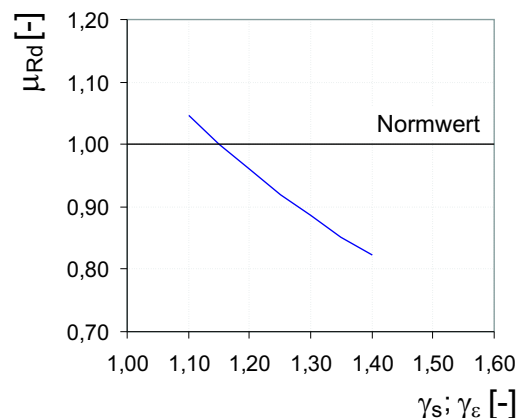


Bild 8.5: Bezogene Querschnittstragfähigkeit μ_{Rd} in Abhängigkeit modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte γ_s bzw. γ_ϵ für Betonstahl

Gemäß Diagramm 8.5 verhält sich der Zusammenhang zwischen der Querschnittstragfähigkeit und dem Teilsicherheitsbeiwert nahezu linear. Dies ist darauf zurückzuführen, dass in den untersuchten Fällen nur die Biegezugbewehrung die für die Tragfähigkeit relevante Komponente darstellt. Aus der Reduktion des Teilsicherheitsbeiwerts für Betonstahl gegenüber dem Normwert auf einen Wert von $\gamma_s = \gamma_\epsilon = 1,10$ resultiert eine Steigerung der Querschnittstragfähigkeit von ca. 5%. Wird der Teilsicherheitsbeiwert auf den Grenzwert $\gamma_s = \gamma_\epsilon = 1,40$ erhöht, führt dies zu einer Reduktion der Querschnittstragfähigkeit auf ca. 82%. Dadurch dass der Betonstahl die die Tragfähigkeit limitierende Komponente darstellt, entsprechen die beschriebenen Verhältnisse der Querschnittstragfähigkeit dem Verhältnis der verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte.

Um die aus gemessenen Betonstahldehnungen resultierenden Querschnittstragfähigkeiten zu bewerten, werden die Querschnittstragfähigkeiten der Versuchskörper gemäß Kapitel 7 unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte berechnet, die sich aus den Ansätzen 1 bis 4 ergeben. Zur Bewertung werden die resultierenden Querschnittstragfähigkeiten mit den Tragfähigkeiten

gemäß DIN 1055-100 verglichen. Zur Bewertung des sich daraus ergebenden, zulässigen Biegemoments infolge veränderlicher Last wird aus der Querschnittstragfähigkeit - analog zum beschriebenen Vorgehen - eine zulässige veränderliche Last berechnet und mit derjenigen nach DIN 1055-100 verglichen.

Diagramm 8.5 zeigt die bezogene Querschnittstragfähigkeit μ_{Rd} , die sich unter Verwendung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte bezogen auf die Querschnittstragfähigkeit ergibt. Dies wird am Beispiel der Ansätze 1 bis 4 in Abschnitt 8.3.4 erläutert.

Für die Ansätze 1 bis 4 ergeben sich Querschnittstragfähigkeiten, die im Mittel ca. 95% der Querschnittstragfähigkeit nach Norm betragen. Unter Verwendung genauer Berechnungsansätze ergeben sich - aufgrund der reduzierten Teilsicherheitsbeiwerte - gleiche bzw. höhere Querschnittstragfähigkeiten verglichen mit den Werten der Norm. Unter Verwendung des vereinfachten Berechnungsmodells liegt die zulässige Querschnittstragfähigkeit im Mittel bei 87% und somit auf der sicheren Seite.

Der Einfluss der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte γ_ϵ auf die bezogene Querschnittstragfähigkeit wird am Beispiel der in Kapitel 7 beschriebenen Versuchskörper in Diagramm 8.6 dargestellt.

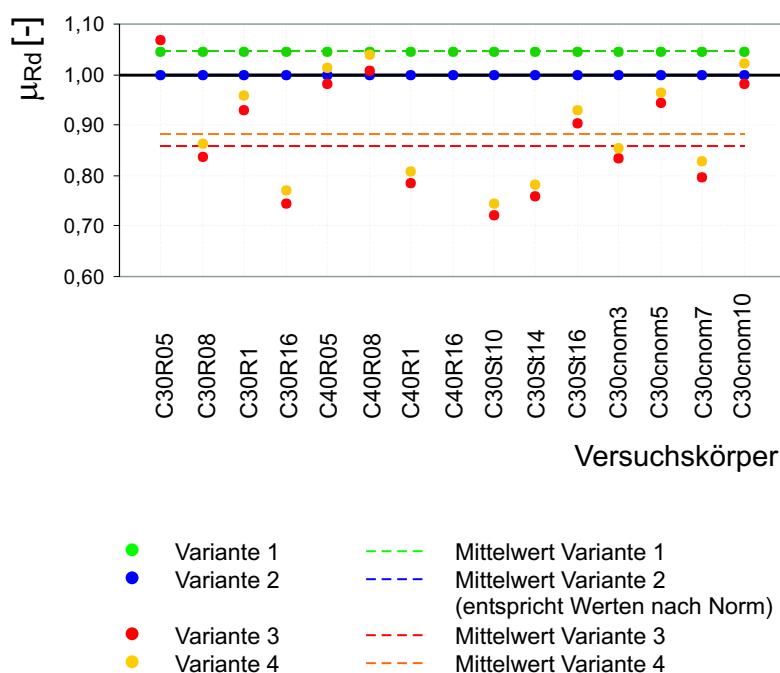


Bild 8.6: Bezogene Querschnittstragfähigkeit μ_{Rd} in Abhängigkeit der Variante zur Rückrechnung auf die Bewehrungsquerschnittsfläche unter Verwendung gemessener Betonstahldehnungen für die Versuchskörper aus Kapitel 7

8.4.3 Bezogenes, zulässiges Biegemoment infolge veränderlicher Einwirkungen

Das bezogene, zulässige Biegemoment μ_{qk} infolge Verkehrs ist nahezu unabhängig von den Teilsicherheitsbeiwerten für die ständigen und die veränderlichen Einwirkungen.

Abhängig ist das bezogene, zulässige Biegemoment infolge Verkehrs von dem Teilsicherheitsbeiwert für die Widerstandsseite, in diesem Fall vom Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl, aufgrund

der dadurch vergrößerten bzw. verringerten Querschnittstragfähigkeit der Struktur. Ebenfalls beeinflusst wird das zulässige Biegemoment durch die Biegeschlankheit der Struktur λ . So fließt in der Berechnung eines Biegemomentes infolge einer Einzellast die Stützweite linear, infolge einer Gleichstreckenlast quadratisch ein.

Aus Gründen der Vollständigkeit soll an dieser Stelle der triviale Zusammenhang zwischen Querschnittstragfähigkeit, Biegeschlankheit der Struktur und zulässiger veränderlicher Last dargestellt werden:

- Bei gleichbleibender Biegeschlankheit nimmt die bezogene, zulässige veränderliche Last mit zunehmendem Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl ab.
- Je größer die Biegeschlankheit ist, desto stärker nimmt das bezogene zulässige Biegemoment infolge Verkehrslast ab bei zunehmendem Teilsicherheitsbeiwert für den Betonstahl.
- Bei konstantem Teilsicherheitsbeiwert ergeben sich für größere Werte der Biegeschlankheit größere bezogene, zulässige Biegemomente infolge veränderlicher Last. Dies gilt bis zu einem Wert für den Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_s = \gamma_\epsilon = 1,15$. Für größere Werte der Teilsicherheitsbeiwerte kehrt sich das Verhalten um. Hier wird die bezogene, zulässige veränderliche Last für größere Werte der Biegeschlankheit geringer.
- Ein konstanter Wert für die bezogene, zulässige veränderliche Last $\mu_{qk} \leq 1,0$ fordert einen kleineren Teilsicherheitsbeiwert für geringer werdende Werte der Biegeschlankheit. Dieser Zusammenhang verändert sich - analog dem Zusammenhang der Parameter bei konstanten Werten der Teilsicherheitsbeiwerte - für eine bezogene, zulässige veränderliche Last von $\mu_{qk} = 1,0$. Für einen konstanten Wert der bezogenen, zulässigen Veränderlichen ist der Teilsicherheitsbeiwert für kleiner werdende Biegeschlankheiten zu vergrößern.

Analog verhält sich der Zusammenhang bei wachsendem Teilsicherheitsbeiwert. Hier nimmt die zulässige, veränderliche Last mit zunehmender Biegeschlankheit ab (Bild 8.7). So steigt die zulässige, veränderliche Last mit zunehmender Biegeschlankheit bei verringertem Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl.

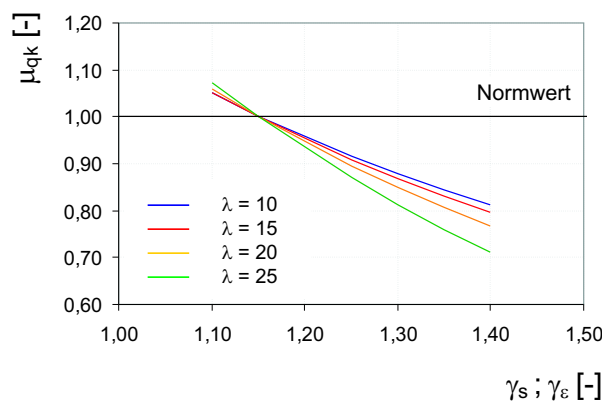


Bild 8.7: Bezogenes, zulässiges Biegemoment infolge Verkehrslast μ_{qk} in Abhängigkeit der Biegeschlankheit der Struktur λ und des Teilsicherheitsbeiwertes für Betonstahl γ_s bzw. γ_ϵ

Dies wird bestätigt durch das zulässige Biegemoment infolge veränderlicher Last. Aus der gegenüber der Norm reduzierten Querschnittstragfähigkeit resultiert ein geringeres, zulässiges Biegemoment infolge Verkehrslast (Bild 8.8). Die zulässige Verkehrslast wird analog zur Querschnittstragfähigkeit als bezogenes Biegemoment infolge Verkehrslast μ_{qk} abgebildet.

Mit zunehmender Biegeschlankheit nimmt das zulässige Biegemoment infolge Verkehrslast ab. Für die Varianten 3 und 4 ergeben sich Biegemomente infolge Verkehrslast von im Mittel 87% des zulässigen Biegemoments nach Norm. Für die Ansätze 1 und 2 nimmt das zulässige Biegemoment Werte an, die gleich bzw. größer als die der Norm sind.

Dies erscheint in Hinblick auf den theoretischen Hintergrund plausibel. Variante 3 und Variante 4 basieren auf einem vereinfachten Berechnungsmodell. Zusätzlich wird in Variante 4 eine geringe Menge an Stichproben für die Definition der Eingangsparameter verwendet. Somit basiert das Ergebnis dieser Berechnung auf *weniger zuverlässigen* Informationen, die mit *größeren* Teilsicherheitsbeiwerten bewertet werden. In Variante 1 und in Variante 2 werden ein genaues Berechnungsmodell und zuverlässige Eingangsdaten verwendet, woraus geringere Teilsicherheitsbeiwerte als in Variante 3 und in Variante 4 resultieren und somit eine größere, zulässige veränderliche Last verantwortet werden kann.

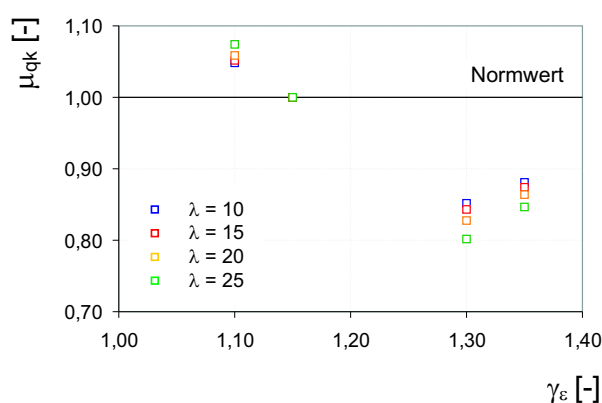


Bild 8.8: Bezogene, zulässige Verkehrslast μ_{qk} in Abhängigkeit der Biegeschlankheit λ und des Teilsicherheitsbeiwertes γ_ϵ

Die beschriebenen Ergebnisse wurden vor dem Hintergrund deterministischer Angaben ermittelt. Auch unter Berücksichtigung der statistischen Eigenschaften der Eingangsparameter ergeben sich auf der sicheren Seite liegende, zulässige Biegemomente infolge veränderlicher Lasten. Vergleichswert ist das nach DIN 1045-1 zulässige Biegemoment.

8.5 Eingliederung in Normen und Richtlinien

Die allgemeine Formulierung zur Berechnung der Zahlenwerte von Teilsicherheitsbeiwerten entspricht der Formulierung nach KÖNIG ET AL. [60]. So werden Unsicherheiten infolge Modellbildung, Formulierung der Festigkeitswerte und Abweichung der Geometriewerte berücksichtigt. Darüber hinaus beinhaltet der hier vorgestellte Ansatz die Berücksichtigung einer hypothetisch unendlich großen Anzahl von Stichproben. Werden am Bauwerk Informationen gewonnen und der Nachberechnung zugrunde gelegt, werden aus den Messdaten Streuungen ermittelt, die die Grundlage für die Ermittlung des Zahlenwerts der Teilsicherheitsbeiwerte bilden.

Da in Richtlinien Informationen zu Mindestwerten gegeben sind, wurden auch im Rahmen dieser Arbeit für die Teilsicherheitsbeiwerte für Betonstahl Mindestwerte ermittelt. Der Mindestwert für den Teilsicherheitsbeiwert wurde in Anlehnung an die Vorgabe durch den MODEL CODE 90 [70] ermittelt und festgelegt. Der Mindestwert beträgt $\gamma_s = \gamma_\epsilon = 1,10$.

Die Werte der Teilsicherheitsbeiwerte für Beton und Betonstahl ergeben sich jedoch aus den statistischen Eigenschaften der Messdaten und Messreihen. Daraus resultieren Werte, die die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1055-100 überschreiten.

Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_ε , die die Unsicherheiten des Verfahrens zur Verifizierung der Bewehrungsmengen berücksichtigen, liegen für das vereinfachte Berechnungsmodell deutlich über den Werten des Teilsicherheitsbeiwertes für Betonstahl γ_s nach DIN 1055-100. Analog zur Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte im Normenkonzept nach DIN 1055-100 decken diese Unsicherheiten infolge Modellungenauigkeiten und Geometrie ab. Entgegen der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1055-100 werden in Abhängigkeit der Genauigkeit der Eingangswerte verschiedene Berechnungsmodelle unterschieden, denen jeweils Vorfaktoren und Teilsicherheitsbeiwerte zugeordnet sind.

Auf der Grundlage des Vergleichs der zulässigen Querschnittstragfähigkeit und der daraus resultierenden zulässigen Biegemomente infolge Verkehrs mit der Querschnittstragfähigkeit und den Biegemomenten infolge Verkehrs nach DIN 1045-1 hat sich gezeigt, dass die Teilsicherheitsbeiwerte γ_ε die Ermittlung einer auf der sicheren Seite liegenden Querschnittstragfähigkeit und Biegemoments infolge veränderlicher Lasten erlauben und dies auf einem ausgeglichenen Sicherheitsniveau.

Wie in Kapitel 7, Abschnitt 7.2.3 und in Kapitel 8, Abschnitt 8.3.6 ausführlich beschrieben, werden der Rückrechnung auf die Bewehrungsquerschnittsfläche verschiedene Berechnungsmodelle zugrunde gelegt. In diese Berechnungsmodelle fließen Unsicherheiten infolge von Vereinfachungen der Berechnungsgrundlagen, Abweichungen der Materialfestigkeitswerte und Abweichungen der Bewehrungsquerschnitte ein. Somit kann der Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl γ_s in Abhängigkeit der Eigenschaften der Eingangsparameter modifiziert werden. In der Modifizierung werden nur die zufälligen Eigenschaften der Eingangsparameter berücksichtigt. Die Abdeckung systematischer Fehler fließt in die Ermittlung der charakteristischen Werten der Eingangsdaten ein.

Auch im Punkt der Berechnung der Biegetragfähigkeit und einer zulässigen veränderlichen Einwirkung folgt der vorgestellte Ansatz der Vorgehensweise von Normen und Richtlinien. So erfolgt die Berechnung der Biegetragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Querschnittsebene. Die hierzu erforderlichen Bemessungswerte werden auf der Grundlage von charakteristischen Werten und Teilsicherheitsbeiwerten berechnet. Die daraus resultierende, zulässige veränderliche Last ist gültig für die Systemebene und stellt einen Wert auf Gebrauchslastniveau dar.

8.6 Zusammenfassung

In diesem Kapitel wurden die Ergebnisse grundlegender Untersuchungen zu den Sicherheitselementen Teilsicherheitsbeiwert, charakteristischer Wert und Bemessungswert vorgestellt. Die ausführliche Beschreibung der durchgeführten Analysen ist im Anhang, Abschnitt F und Abschnitt G dargestellt. Inhalt dieser Untersuchungen sind Sensitivitätsstudien zu den Teilsicherheitsbeiwerten gemäß DIN 1055-100, zu den charakteristischen Werten und zu den aus den charakteristischen Werten und Teilsicherheitsbeiwerten resultierenden Bemessungswerten. Auf der Grundlage dieser Untersuchungen wurden die in dieser Arbeit verwendeten Formulierungen für die charakteristischen Werte und die Teilsicherheitsbeiwerte festgelegt.

Vor dem Hintergrund, dass die charakteristischen Werte aus Messwerten am Bauwerk berechnet werden, wurden in zusätzlichen Studien die einfließenden Unsicherheiten infolge zufälliger und systematischer Fehler analysiert. In Abhängigkeit der Art der Unsicherheit bzw. des Fehlers werden Ansätze vorgestellt, die die Berücksichtigung der einfließenden Unsicherheiten bei der Ermittlung der charakteristischen Werte und der Teilsicherheitsbeiwerte ermöglichen.

Bei der Verwendung von tatsächlichen Bauwerkseigenschaften zur Ermittlung der Tragfähigkeit

des Brückenüberbaus werden alle Informationen am Bauwerk bestimmt und die statistischen Eigenschaften der Messergebnisse zur Berechnung der Teilsicherheitsbeiwerte verwendet. Aufgrund der Ermittlung der Bewehrungsmenge auf der Grundlage der Messung von Betonstahldehnungen wird der Teilsicherheitsbeiwert für den Betonstahl γ_s modifiziert (als Teilsicherheitsbeiwert γ_ε bezeichnet) und seine Einbindung in die Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und in die Berechnung einer zulässigen Verkehrslast formuliert. Als Konsequenz daraus wird die Auswirkung der Formulierung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte auf die Biegetragfähigkeit und auf die zulässige Verkehrslast untersucht. Bewertet wird das Ergebnis der Untersuchung durch den Vergleich mit der nach DIN 1055-100 zulässigen veränderlichen Last vor dem Hintergrund der Einbindung in das derzeit aktuelle Normenwerk.

Nachstehend werden die wichtigen Inhalte dieses Kapitels zusammengefasst:

- Die charakteristischen Werte werden in Abhängigkeit der betrachteten tragfähigkeitsrelevanten Parameter als normalverteilte bzw. als logarithmisch normalverteilte Zufallszahlen einer Messreihe definiert. Geometrische Eigenschaften und Bewehrungseigenschaften wie die Betonüberdeckung und die Stababstände werden als normalverteilt, die Bewehrungsquerschnittsfläche und die Materialfestigkeitswerte als logarithmisch normalverteilt definiert. Die allgemeingültige Definition der Teilsicherheitsbeiwerte folgt derjenigen für logarithmisch normalverteilte Zufallszahlen. Die Bemessungswerte werden analog zur Definition nach DIN 1055-100 als Verhältnis der charakteristischen Werte und der Teilsicherheitsbeiwerte definiert.
- Systematische Fehler, die durch die Verwendung zerstörungsfreier, zerstörungsarmer und zerstörender Prüfverfahren in die Messwerte einfließen, werden in Abhängigkeit der zur Verfügung stehenden Stichproben durch Bereinigung der Messwerte eliminiert bzw. ihr Einfluss durch eine ausreichende Anzahl von Stichproben minimiert. Die zufälligen Eigenschaften der am Bauwerk ermittelten Daten werden in Form von Variationskoeffizienten in den Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt. Für den Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl werden Mindestwerte auf der Basis statistischer Untersuchungen festgelegt, um ein Mindestmaß an Sicherheit zu gewährleisten.
- In Abhängigkeit des verwendeten Ansatzes zur Ermittlung der Bewehrungsquerschnittsfläche - örtliches Freistimmen der Bewehrung oder Messung der Betonstahldehnungen - werden zwei Formulierungen für den Zahlenwert der Teilsicherheitsbeiwerte festgelegt. Die Teilsicherheitsbeiwerte werden durch die Indizierung voneinander getrennt. Die Formulierung entsprechend DIN 1055-100 zur Berechnung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_s wird verwendet, wenn die Bewehrungsquerschnittsfläche durch Messungen der Bewehrungseigenschaften (nach Freistimmen der relevanten Bereiche) bestimmt wurde. Wird die Querschnittstragfähigkeit auf der Grundlage von Bewehrungsmengen ermittelt, die durch die Messung von Betonstahldehnungen verifiziert wurden, wird eine gegenüber der DIN 1055-100 modifizierte Formulierung für den Teilsicherheitsbeiwert entwickelt. Die Bezeichnung des Teilsicherheitsbeiwertes lautet γ_ε .
- Zur Gewährleistung der Gültigkeit des gewählten Ansatzes zur Modifizierung der Teilsicherheitsbeiwerte und zur Gewährleistung eines kleinsten Sicherheitsabstandes zwischen Einwirkungsseite und Widerstandsseite wurden Höchstwerte und Mindestwerte für die in die Teilsicherheitsbeiwerte einfließenden Variationskoeffizienten definiert.
- Die Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_s bzw. γ_ε ermöglicht die Ermittlung einer Querschnittstragfähigkeit und daraus die eines zulässigen Biegemoments infolge Verkehrslast. Beide liegen aufgrund der Definition eines kleinsten Wertes für die Variationskoeffizienten auf der sicheren Seite, d.h. der Sicherheitsabstand zwischen Einwirkungsseite und

Widerstandsseite ist ausreichend. Aufgrund der Verwendung des Ansatzes des Teilsicherheitskonzeptes für die Modifikation der Teilsicherheitsbeiwerte werden Unsicherheiten dort abdeckt, wo sie Einfluss nehmen. Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_s und γ_ε decken nur die Unsicherheiten ab, die im Zusammenhang mit dem tragfähigkeitsrelevanten Parameter *Biegetragfähigkeit* für den die Tragfähigkeit begrenzenden Faktor *Betonstahl* entstehen. Aus diesen Aspekten resultiert ein ausgeglichenes Sicherheitsniveau bei der Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit und der sich daraus ergebenden, zulässigen veränderlichen Einwirkung.

Kapitel 9

Anwendungsbeispiel

Im Rahmen dieses Beispiels wird das Konzept zur Ermittlung der Tragfähigkeit und einer zulässigen veränderlichen Einwirkung bestehender Stahlbetonbrücken unbekannter Eigenschaften vorgestellt. Anhand der in Kapitel 8, Abschnitt 8.3.2 unterschiedenen Ansätze 1 und 2 und den Vorgaben der Norm (DIN 1055-100) werden - mit Hilfe von in-situ ermittelten tragfähigkeitsrelevanten Eigenschaften einer bestehenden Brücke - die sich einstellenden Werte für die Teilsicherheitsbeiwerte, die Querschnittstragfähigkeiten und für die zulässigen veränderlichen Einwirkungen einander gegenübergestellt. Die Güte der Ergebnisse für Ansatz 2 sind stark abhängig von der Qualität der gemessenen Betonstahldehnungen. Diese Sensitivität wird gesondert herausgearbeitet, vorgestellt und diskutiert.

• Beschreibung der Brücke

Als Beispiel wird der Überbau einer Brücke in Stahlbetonbauweise mit Plattenbalkenquerschnitt gewählt. Die Brücke wurde in Anlehnung an eine bestehende Brücke in Pristina/Kosovo konzipiert. Längssystem und Querschnitt des Brückenüberbaus sind in den nachstehenden Skizzen 9.1 und 9.2 dargestellt.

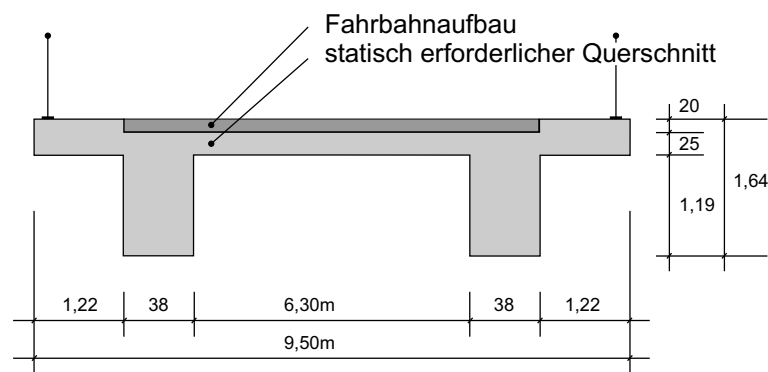


Bild 9.1: Querschnitt des Brückenüberbaus

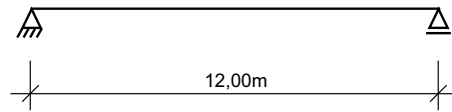


Bild 9.2: Idealisiertes Längssystem des Brückenüberbaus

- **Messergebnisse und charakteristische Werte**

Die Bewehrung konnte durch Begutachtung der Brücke bestimmt werden, da die Bewehrung in mehreren, für die Biegetragfähigkeit relevanten Bereichen frei lag. Die ermittelte Bewehrungsmenge konnte durch entsprechende, statische Dokumente belegt werden. Zur Darstellung des Vergleichs der verschiedenen Ansätze (gemäß Kapitel 8, Abschnitt 8.3.2) und die damit einhergehenden Querschnittstragfähigkeiten und zulässigen veränderlichen Einwirkungen wurden auf der Grundlage des bekannten Bewehrungsquerschnitts die sich infolge einer definierten Last einstellenden Betonstahldehnungen berechnet. Messwerte für die Betonstahldehnungen liegen nicht vor.

Um die Zahlenwerte der tragfähigkeitsrelevanten Parameter festzulegen, wurden je Wert mindestens 20 Stichproben ermittelt. Die in Tabelle 9.1 dargestellten Werte beschreiben die tragfähigkeitsrelevanten Parameter und ihre statistischen Eigenschaften. Die Mittelwerte enthalten keine systematischen Fehler. Diese wurden entsprechend den Vorgaben gemäß Kapitel 8, Abschnitt 8.1.1 und Anhang, Abschnitt G.3 aus den Messwerten eliminiert.

Tabelle 9.1: Statistische Eigenschaften der tragfähigkeitsrelevanten Parameter

Parameter [Einheit]	Mittelwert	Standardabweichung	Fraktilwert
Elastizitätsmodul [N/mm^2]	210.000	-	-
Streckgrenze für den Betonstahl [N/mm^2]	-	-	245
Stützweite [m]	12,0	0,08	-
Plattendicke [m]	0,25	0,03	-
Steghöhe [m]	1,19	0,03	-
Stegbreite [m]	0,38	0,06	-
Kragarmbreite [m]	1,22	0,05	-
Kragarmdicke [m]	0,45	0,02	-
Plattenbreite [m]	6,30	0,08	-
Betonüberdeckung [cm]	3,9	0,7	-
Bewehrungsdurchmesser [mm]	32	0,2	-
Anzahl der Bewehrungslagen [-]	2	-	-
Abstand der Bewehrungslagen [cm]	3	0,5	-

Die Ermittlung der charakteristischen Werte erfolgt wie in Kapitel 8 beschrieben. Für geometrische Parameter und Bewehrungsquerschnittsflächen werden Mittelwerte, für die Festigkeit des Betonstahls der 5%-Fraktilwert angegeben.

Die Ermittlung des Elastizitätsmoduls erfolgte in diesem Beispiel über die Identifizierung des als Bewehrung verwendeten Stahls. Es handelt sich um Glattstahl. Auf der Grundlage der Information des Alters der Brücke kann dieser einem Stahl der Güte St 37 - dieser entspricht in seiner Streckgrenze einem BSt 220 - zugeordnet werden. Entsprechend den Angaben der DIN

1045 (1988) besitzt diese Art des Betonstahls einen Elastizitätsmodul mit einem Nennwert von 210.000 N/mm^2 .

Die im Weiteren aufgeführten Variationskoeffizienten werden entsprechend den in Kapitel 4 beschriebenen Grundlagen berechnet.

• Abschätzung der Verkehrslast für die Belastungstests des Bauwerks und Ermittlung der erzeugten Betonstahldehnungen

Für die Abschätzung der zulässigen Last zur Bestimmung der Betonstahldehnungen werden die Mittelwerte der Geometriedaten als deterministische Parameter angesetzt. Hierbei bleiben die statistischen Eigenschaften der Eingangsparameter - entsprechend den theoretischen Grundlagen des Verfahrens - unberücksichtigt.

Aus Anordnung eines gewählten Fahrzeugs in Brückenmitte können die Biegemomente, die sich infolge dieses Fahrzeugs einstellen, berechnet werden. Das ermittelte Biegemoment wird mit dem zulässigen Biegemoment infolge Verkehrs, das sich aus der Schnelleinstufung ergibt, verglichen und dient der Bestätigung oder Verwerfung des gewählten Fahrzeugs für den Belastungstest.

Gemäß der Schnelleinstufung stellt sich als zulässiges Biegemoment infolge Verkehrslast $M_{Q,zul} = 1080 \text{ kNm}$ ein. Für den Belastungstest wird ein Radfahrzeug der militärischen Lastenklasse MLC30 gewählt. Das Fahrzeug wird durch vier Achsen mit Lasten von $Q_1 = 54,4 \text{ kN}$ und $Q_2 = 99,8 \text{ kN}$ dargestellt. Auf der Basis der ungünstigen Anordnung des Fahrzeugs auf dem Brückenüberbau wird ein Biegemoment von 649 kNm erzeugt. Dieses Biegemoment ist geringer als das zulässige Biegemoment. Somit kann das gewählte Fahrzeug zur Belastung des Brückenüberbaus verwendet werden.

Tabelle 9.2: Ermittlung des zulässigen Biegemoments für veränderliche Einwirkungen mittels des Verfahrens *Schnelleinstufung*

Parameter [Einheit]	Wert
Querschnittsfläche des Brückenüberbaus A_c [m^2]	3,77
Wichte für Stahlbeton γ_c [kN/m^3]	25
Last infolge Eigengewichts g_k [kN/m]	$3,77 \cdot 25 = 94,2$
Stützweite l [m]	12,00
Biegemoment infolge Eigengewichts M_G [kNm]	$94,2 \cdot 12^2 / 8 = 1695$
Beiwert α [-]	0,5
Beiwert $\beta = (1 - \alpha) / (\alpha)$ [-]	1,0
Biegemoment infolge Verkehrs M_Q [kNm]	$1695 \cdot 1,0 = 1695$
Zulässiges Biegemoment infolge Verkehrs $M_{Q,zul}$ [kNm]	$1695 / 1,6 = 1060$

Auf der Grundlage des beschriebenen statischen Systems und den Achslasten eines Radfahrzeuges, MLC 30 gemäß STANAG 2021 [94] werden für die erste Lage der Biegezugbewehrung Betonstahldehnungen von $\varepsilon_s = 117 \mu\text{m/m}$ ermittelt.

An dieser Stelle wird nicht berücksichtigt, dass das Radfahrzeug, MLC 30 ein Berechnungsmodell darstellt. Im Falle eines realen Belastungstests sollten die Achslasten des Fahrzeugs bestimmt und als diskrete Lasten in der Berechnung bzw. Überprüfung der zulässigen Verkehrslast angesetzt werden.

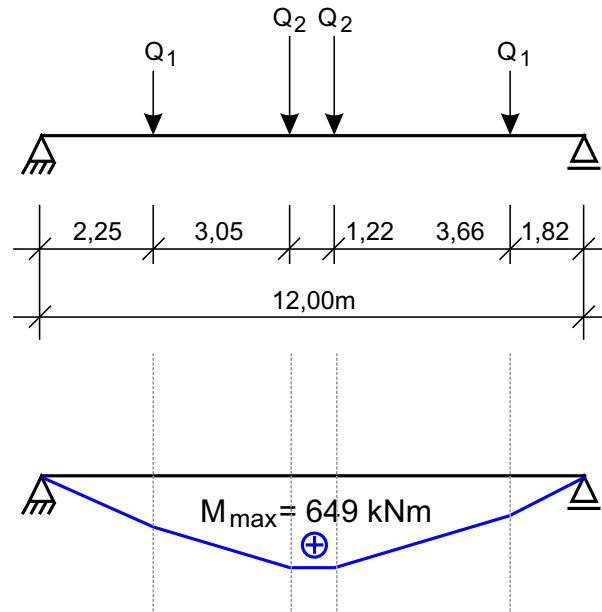


Bild 9.3: Statisches System der Brücke, Lastannahmen für ein Radfahrzeug, MLC 30 und resultierendes Biegemoment

• Modifizierung der Teilsicherheitsbeiwerte

Ansatz 1:

In Messungen konnten die Bewehrungsdurchmesser mit $d = 32\text{mm}$ ermittelt werden. In jedem Steg sind jeweils 6 Bewehrungsstäbe in 2 Lagen angeordnet. Insgesamt beträgt der Bewehrungsquerschnitt in Brückenmitte 193cm^2 . Der Variationskoeffizient kann aufgrund Tabelle 9.1 zu $\nu_a = 0,1$ ermittelt werden.

Der Mittelwert der Festigkeitsmessung des Bewehrungsstahls ergab einen Wert von 220N/mm^2 . Darüber hinaus wurde Oberflächenkorrosion festgestellt. Detaillierter wurde der Zustand der Bewehrungsstäbe nicht bestimmt.

Aufgrund der Messungen am Bauwerk und den Eigenschaften aus Tabelle 9.1 kann der Variationskoeffizient für die statische Höhe zu $\nu_d \approx 0,035$ ermittelt werden.

Die Modellunsicherheiten fließen - entsprechend der Größe der Bemessung - mit $\nu_m = 0,02$ ein.

Die Partialfaktoren können entsprechend der Formulierung in Kapitel 2 und Kapitel 8 aus den Variationskoeffizienten berechnet werden. Tabelle 9.3 zeigt die Werte der Partialfaktoren.

Tabelle 9.3: Variationskoeffizienten und Partialfaktoren für Ansatz 1

Quelle der Unsicherheit	Wert des Variationskoeffizienten ν_i [-]	Größe des Partialfaktors γ_i [-]
Bewehrungsquerschnitt	0,10	1,15
Bewehrungslage	0,035	1,05
Modell	0,02	1,03

Der Teilsicherheitsbeiwert nimmt für die dargestellten Variationskoeffizienten folgenden Wert an:

$$\gamma_s = \gamma_a \cdot \gamma_d \cdot \gamma_m = 1,15 \cdot 1,05 \cdot 1,03 = 1,25 \text{ .}$$

Ansatz 2:

In die Ermittlung des modifizierten Teilsicherheitsbeiwerts fließen für die Ermittlung der Bewehrungsquerschnittsfläche auf der Grundlage gemessener Betonstahldehnungen nachstehend beschriebene Unsicherheiten ein.

Aufgrund der ausreichenden Anzahl von Stichproben erhält der Vorfaktor den Wert $\eta = 1,0$. Der Variationskoeffizient zur Berücksichtigung der Modellunsicherheit beträgt gemäß Kapitel 8 $\nu_{\text{Berechnungsmodell}} = \nu_m = 0,15$.

Die Unsicherheiten infolge der Anordnung der Lasten werden entsprechend der Vorgaben in Kapitel 8 mit einem Wert von $\nu_{\text{Versuch}} = \nu_l = 0,05$ angesetzt.

Die aus den Variationskoeffizienten resultierenden Partialfaktoren zeigt Tabelle 9.4.

Tabelle 9.4: Variationskoeffizienten und Partialfaktoren für Ansatz 2

Quelle der Unsicherheit	Wert des Variationskoeffizienten ν_i [-]	Größe des Partialfaktors γ_i [-]
Modell	0,15	1,23
Versuchsaufbau	0,05	1,07

Der Teilsicherheitsbeiwert ergibt sich somit zu:

$$\gamma_\varepsilon = \eta \cdot \gamma_m \cdot \gamma_l = 1,0 \cdot 1,23 \cdot 1,07 \approx 1,30 \text{ .}$$

• Zulässige Biegetragfähigkeit

Aus den zuvor dargestellten und ermittelten Werten lässt sich die Biegetragfähigkeit berechnen, für die Betonstahldehnungen ε_s wird der Wert $117\mu\text{m}/\text{m}$ angesetzt:

Ansatz 1:

$$M_{Rd}^1 = A_{a,meas.} \cdot z \cdot f_{yk} / \gamma_s = 189,4 \cdot 10^{-4} \cdot 0,9 \cdot 1,154 \cdot 245 / 1,25 = 3856 \text{ kNm} \text{ ,}$$

Ansatz 2:

$$M_{Rd}^2 = A_{a,meas.} \cdot z \cdot f_{yk} / \gamma_\varepsilon = 189,4 \cdot 10^{-4} \cdot 0,9 \cdot 1,154 \cdot 245 / 1,30 = 3707 \text{ kNm} \text{ .}$$

• Zulässiges Biegemoment infolge veränderlicher Einwirkung

Das zulässige Biegemoment infolge veränderlicher Einwirkung wird auf der Grundlage ermittelt, dass der Bemessungswert der Einwirkung S_d maximal dem Bemessungswert des Widerstandes R_d entspricht. Es gilt:

$$S_d \leq R_d \text{ .}$$

Der Bemessungswert für die Einwirkungsseite wird aus den ständigen Einwirkungen Eigengewicht (Index G1) und Ausbaulast (Index G2) und der veränderlichen Einwirkung Verkehrslast (Index Q) berechnet. Zur Ermittlung des Bemessungswerts werden die Teilsicherheitsbeiwerte wie folgt angesetzt.

Für die ständigen Einwirkungen beträgt der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{ständig} = 1,15$, für die veränderliche Einwirkung $\gamma_{veränderlich} = 1,0$. Hierbei wird der Ansatz verfolgt, dass bei der Verwendung aktualisierter Werte für die Geometrie der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen reduziert angesetzt werden darf (vgl. Kapitel 2). Der Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen wird mit dem Wert $\gamma_{veränderlich} = 1,0$ angesetzt, um einen Wert für weitere Betrachtungen zu liefern, der unabhängig von der Genauigkeit des Belastungsmodells für veränderliche Einwirkungen ist. Hierzu zählen z.B. die Festlegung einer Lastenklasse oder die Berechnung der Biegemomente unter diskreten Achslasten. Dabei wird vorausgesetzt, dass die modellierten Lasten den Aufstandslasten und -flächen des realen Fahrzeugs entsprechen. Der Einfluss weiterer veränderlicher Einwirkungen wird in diesem Beispiel vernachlässigt.

Es gilt:

$$S_d = 1,15 \cdot M_{G1} + 1,15 \cdot M_{G2} + 1,0M_Q \ .$$

Der Bemessungswert der Widerstandsseite entspricht der Querschnittstragfähigkeit. Dieser gewählte Ansatz folgt dem Ansatz nach Norm. Hier werden Systemgrößen (Schnittgrößen) mit Querschnittsgrößen (Querschnittstragfähigkeit) verglichen. Der Widerstand R_d entspricht somit dem Bemessungsmoment M_{Rd} .

Das Biegemoment infolge Eigengewichts des Brückenüberbaus entspricht $M_{G1} = 1695kNm$. Die Ausbaulast wird näherungsweise aus dem Querschnitt des Fahrbahnaufbaus $A_{G2} = 0,2 \cdot 7,06 = 1,41m^2$ berechnet (Bild 9.3). Unter Verwendung einer Wichte von $\gamma_{G2} = 20kN/m^3$ für den Fahrbahnaufbau ergibt sich die Ausbaulast zu $g2 = 28,2kN/m$. Das Biegemoment infolge Ausbaulast kann zu $M_{G2} = 28,2 \cdot 12^2/8 = 507,6kNm$ berechnet werden.

Auf der Grundlage der Biegemomente infolge ständiger Einwirkungen und unter Verwendung der zulässigen aufnehmbaren Biegemomente (Widerstand) ergeben sich folgende, zulässige Biegemomente infolge veränderlicher Last:

Ansatz 1:

$$M_Q^1 = M_{Rd} - 1,15 \cdot (M_{G1} + M_{G2}) = 3856 - 1,15 \cdot (1695 + 507,6) = 1323kNm \ ,$$

Ansatz 2:

$$M_Q^2 = M_{Rd} - 1,15 \cdot (M_{G1} + M_{G2}) = 3707 - 1,15 \cdot (1695 + 507,6) = 1174kNm \ .$$

• **Sensitivität des bezogenen Biegemomentes infolge zulässiger Verkehrslast auf die Abweichung des Bewehrungsquerschnitts und die Abweichung der Änderung der Betonstahldehnung**

Bei den angegebenen Betonstahldehnungen $\varepsilon_s = 117 \mu\text{m}/\text{m}$ handelt es sich um einen rechnerisch ermittelten Wert, der auf der Grundlage der Umrechnung der Bewehrungsquerschnittsfläche in eine äquivalente Betonstahldehnung unter definierter Last beruht.

Die Streuung der Betonstahldehnung zur Darstellung der Sensitivität wird auf der Grundlage des in Kapitel 3, Abschnitt 3.2 und Abschnitt 3.3 beschriebenen Zahlenwerts für den systematischen Fehler der Dehnmessstreifen und der zugehörigen Messkette festgelegt. Der systematische Fehler beträgt $\Delta e_{DMS} = \pm 5\%$. Die Abweichung wird mit einem Wert von $\pm 10 [\%] \approx \pm 12 [\mu\text{m}/\text{m}]$ definiert.

Auf die Darstellung des Einflusses weiterer tragfähigkeitsrelevanter Parameter wird verzichtet, da die Betonstahldehnung ε_s den einflussreichsten Parameter, insbesondere in Hinblick auf die Sorgfalt während der Messvorbereitung und -durchführung, darstellt.

Zur Ermittlung der Bewehrungsquerschnittsfläche A_s wird Gleichung 7.8 verwendet. Es gilt:

$$A_s = \frac{\Delta M_T}{z \cdot \Delta \varepsilon_s \cdot E_s} .$$

Diagramm 9.4 zeigt die Sensitivität der Bewehrungsquerschnittsfläche ΔA_s auf den Parameter Betonstahldehnung $\Delta \varepsilon_s$.

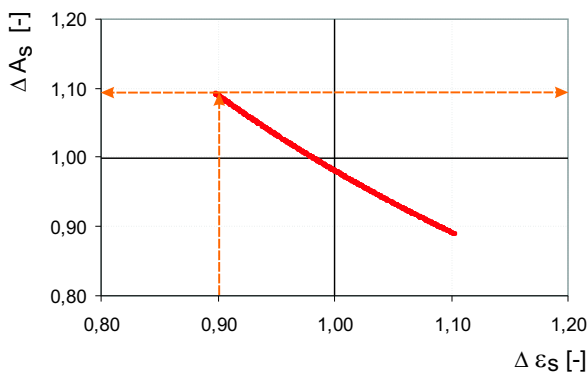


Bild 9.4: Sensitivität der Bewehrungsquerschnittsfläche ΔA_s auf den Parameter Betonstahldehnung $\Delta \varepsilon_s$

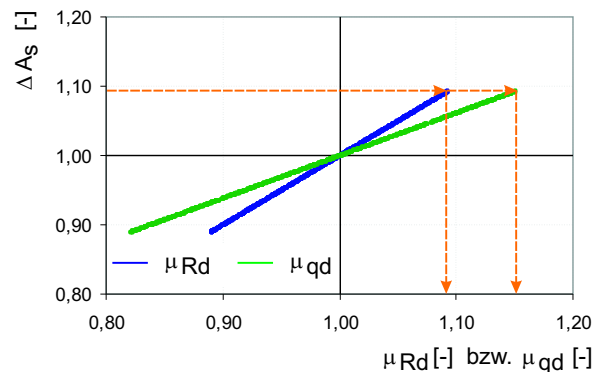


Bild 9.5: Einfluss der Änderung der Bewehrungsquerschnittsfläche ΔA_s auf den bezogenen Wert der Querschnittstragfähigkeit μ_{Rd} und das bezogene Biegemoment infolge veränderlicher Einwirkung μ_{qd}

Um 10% unterschätzte Betonstahldehnungen ε_s ergeben eine um ca. 10% überschätzte Bewehrungsquerschnittsfläche A_s . Ebenso sensitiv reagieren die bezogene Querschnittstragfähigkeit μ_{Rd} und die bezogene, zulässige veränderliche Einwirkung μ_{qd} auf eine Abweichung der Betonstahldehnungen. Eine 10%ige Unterschätzung der Betonstahldehnungen verursacht eine etwa 10%ige Überschätzung der Querschnittstragfähigkeit und eine ca. 15%ige Überschätzung der zulässigen veränderlichen Einwirkung.

Zur Ermittlung der bezogenen Werte der Querschnittstragfähigkeit und der zulässigen veränderlichen Einwirkung wurden der Wert der Betonstahlfestigkeit und der Hebelarm der inneren Kräfte als deterministisch und konstant angesetzt. Der bezogene Wert der Querschnittstragfähigkeit μ_{Rd} stellt das Verhältnis zwischen der Querschnittstragfähigkeit infolge unter- bzw. überschätz-

ter Betonstahldehnungen M'_{Rd} und dem tatsächlichen Wert der Querschnittstragfähigkeit M_{Rd} dar, der bezogene Wert der zulässigen veränderlichen Einwirkung das Verhältnis aus zulässiger veränderlicher Einwirkung infolge unter- bzw. überschätzter Betonstahldehnungen M'_{qd} und dem tatsächlichen Wert der zulässigen veränderlichen Einwirkung M_{qd} . Für die Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit ist der Teilsicherheitsbeiwert für den Betonstahl γ_ϵ mit einem Wert von 1,30 berücksichtigt. Die zulässige veränderliche Einwirkung wird aus der Querschnittstragfähigkeit unter Berücksichtigung des Bemessungswertes des Biegemoments infolge Eigengewichts entsprechend nachstehender Gleichung berechnet:

$$M_{qd} = M_{Rd} - \gamma_{ständig} \cdot M_g \quad (9.1)$$

Der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen wird mit $\gamma_{ständig} = 1,15$ belegt (vgl. hierzu Kapitel 2, Abschnitt 2.3.1.4, [16]). Seitens der zulässigen veränderlichen Einwirkung wird das Biegemoment als Bemessungswert, d.h. einschließlich des Teilsicherheitsbeiwertes für veränderliche Einwirkungen, angegeben.

Diese deutliche Sensitivität des Bewehrungsquerschnitts, der Querschnittstragfähigkeit und der zulässigen veränderlichen Einwirkung auf Abweichungen der Betonstahldehnungen gegenüber der tatsächlich vorhandenen Betonstahldehnungen zeigt die Notwendigkeit, während der Versuchsvorbereitung und während der Versuchsdurchführung große Sorgfalt walten zu lassen. Darüber hinaus sind Vergleichsmessungen der Betonstahldehnungen zwingend erforderlich. Sie erlauben eine Datenüberwachung in Form von Plausibilitätskontrollen sowie eine fundierte und zuverlässige Aussage aufgrund der Datenredundanz. Auch sollte der systematische Fehler des Messverfahrens entsprechend den Vorgaben in Kapitel 8, Abschnitt 8.1.1 berücksichtigt werden. So kann eine gewisse Sicherheitsmarge gewährleistet werden. Zudem kann verhindert werden, dass die Bewehrungsquerschnittsfläche, folglich die Querschnittstragfähigkeit und die zulässige veränderliche Last, überschätzt werden.

Die Diagramme 9.6 und 9.7 zeigen die Konsequenz der Berücksichtigung eines systematischen Fehlers hinsichtlich der Betonstahldehnungen in der Größe von 5%.

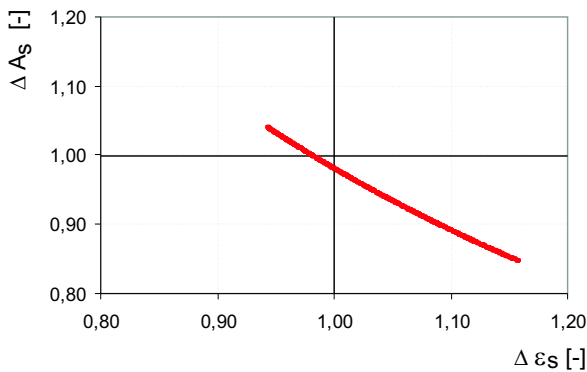


Bild 9.6: Sensitivität der Bewehrungsquerschnittsfläche ΔA_s auf den Parameter Betonstahldehnung $\Delta \epsilon_s$

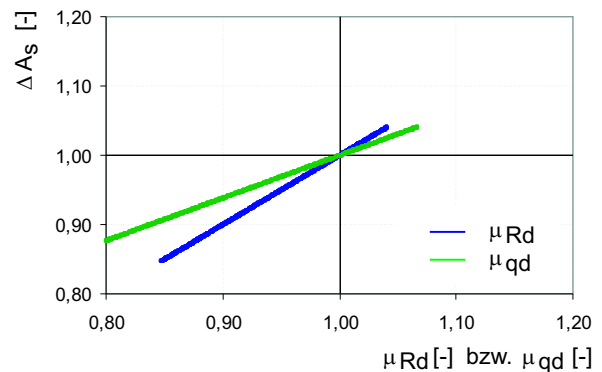


Bild 9.7: Einfluss der Änderung der Bewehrungsquerschnittsfläche ΔA_s auf den bezogenen Wert der Querschnittstragfähigkeit μ_{Rd} und das bezogene Biegemoment infolge veränderlicher Einwirkung μ_{qd}

Aus der Berücksichtigung des systematischen Fehlers resultiert eine zusätzliche Sicherheit. Die berechneten Bewehrungsquerschnittsflächen, die Querschnittstragfähigkeiten und die Größen der zulässigen veränderlichen Einwirkungen werden auf die sichere Seite hin verschoben und folglich zuverlässig abgeschätzt.

• Zusammenfassung und Fazit

Aus den zuvor dargestellten Ergebnissen zeigt sich, dass sich für die Teilsicherheitsbeiwerte, die Querschnittstragfähigkeiten und für die zulässigen veränderlichen Einwirkungen unterschiedliche Zahlenwerte ergeben, je nach verwendetem Ansatz 1 oder Ansatz 2. Diese Werte weichen darüber hinaus von den Werten nach Norm ab.

Tabelle 9.5 zeigt eine Gegenüberstellung der Ergebnisse für die Teilsicherheitsbeiwerte, die Querschnittstragfähigkeiten und zulässigen veränderlichen Einwirkungen für die Ansätze 1 und 2 und nach Norm.

Um die Werte für das zulässige Biegemoment infolge veränderlicher Einwirkung vergleichbar zu halten, wird der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen mit $\gamma_{ständig} = 1,15$ angesetzt.

Tabelle 9.5: Teilsicherheitsbeiwerte, Querschnittstragfähigkeiten und zulässige veränderliche Einwirkungen für Ansatz 1, Ansatz 2 und nach Norm

	γ_s bzw. γ_ϵ [-]	M_{Rd} [kNm]	M_{qd} [kNm]	$\mu_{Rd} = M_{Rd}/M_{Rd}^{Norm}$ [-]	$\mu_{qd} = M_{qd}/M_{qd}^{Norm}$ [-]
Ansatz 1	1,25	3856	1323	0,903	0,762
Ansatz 2	1,30	3707	1174	0,868	0,676
Norm	1,15	4270	1737	1,0	1,0

Aus Gründen der Vollständigkeit sollen nachfolgend die Zahlenwerte für die Querschnittstragfähigkeit und das zulässige Biegemoment infolge veränderlicher Einwirkung berechnet werden.

Die Querschnittstragfähigkeit nach Norm hat folgenden Wert:

$$M_{Rd}^{Norm} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yk} / \gamma_\epsilon = 193 \cdot 10^{-4} \cdot 0,9 \cdot 1,154 \cdot 245 / 1,15 = 4270 \text{ kNm} .$$

Die zulässige veränderliche Einwirkung berechnet sich wie folgt:

$$M_{qd}^{Norm} = M_{Rd} - \gamma_{ständig} \cdot M_g = 4270 - 1,15 \cdot (1695 + 507,6) = 1737 \text{ kNm} .$$

Für Ansatz 1 und Ansatz 2 ergeben sich deutlich niedrigere Querschnittstragfähigkeiten als nach Norm. Sie sind um 9,7% bzw. 13,2% geringer. Begründen lässt sich dies durch die modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte. Sie weisen Zahlenwerte auf, die größer sind als der Teilsicherheitsbeiwert nach Norm. Der gegenüber der Norm abweichende Sicherheitsfaktor für Ansatz 1 wird durch eine größere Streuung des Bewehrungsquerschnittes und durch eine größere Streuung der statischen Höhe verursacht. Der Teilsicherheitsbeiwert für den Ansatz 2 beinhaltet die für das Verfahren vorgesehenen Unsicherheiten für das Modell und die geometrischen Randbedingungen für den Belastungsversuch. Unsicherheiten infolge einer nicht repräsentativen Stichprobe finden keine Berücksichtigung. Aufgrund der größeren Unsicherheiten, verglichen mit denen, die in dem Teilsicherheitsbeiwert nach Norm einfließen, ist eine geringere Querschnittstragfähigkeit der Ansätze 1 und 2 plausibel.

Bei dem Vergleich der zulässigen Biegemomente infolge veränderlicher Einwirkungen sind die Ergebnisse in Abhängigkeit des verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen zu bewerten.

Tabelle 9.5 zeigt die Ergebnisse für einen einheitlich definierten Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{ständig} = 1,15$. Hier liegen die zulässigen Biegemomente infolge veränderlicher Last unter dem Wert nach Norm. Dies ist in Hinblick auf gleiche Teilsicherheitsbeiwerte für die ständigen Einwirkungen und einer durchgängigen Abhängigkeit der zulässigen Einwirkung von der ermittelten Querschnittstragfähigkeit plausibel.

Berücksichtigt man für die ständigen Einwirkungen einen Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{ständig} = 1,35$, so ergibt sich eine zulässige veränderliche Einwirkung von:

$$M_{qd}^{Norm} = M_{Rd} - \gamma_{ständig} \cdot M_g = 4270 - 1,35 \cdot (1695 + 507,6) = 1297 \text{ kNm} .$$

Dieser Wert ist geringer als das Biegemoment infolge veränderlicher Einwirkung nach Ansatz 1, jedoch größer als dasjenige nach Ansatz 2.

Ansatz 1 berücksichtigt die Unsicherheiten in der Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit. Die verwendeten Informationen für die Ermittlung entstammen dem Bauwerk und sind dort verifiziert. Folglich ist es nicht notwendig, die Unsicherheiten der ständigen Einwirkungen in der Größe zu berücksichtigen, wie es in der Bemessung erforderlich ist. Die Reduktion des Teilsicherheitsbeiwertes für ständige Einwirkungen von $\gamma_{ständig} = 1,35$ auf $\gamma_{ständig} = 1,15$ und das damit einhergehende, größere zulässige Biegemoment sind plausibel.

Die statistischen Eigenschaften der Messwerte spiegeln die Zahlenwerte der Variationskoeffizienten wider. Diese nehmen ihrerseits wesentlichen Einfluss auf die Größe der Teilsicherheitsbeiwerte, wodurch es zu deutlichen Abweichungen zwischen dem Teilsicherheitsbeiwert nach Norm und dem Teilsicherheitsbeiwert für die Nachberechnung kommen kann.

Die Verwendung von in-situ Eigenschaften eines Bauwerks geht nicht in jedem Fall mit einer Reduzierung der Teilsicherheitsbeiwerte einher. So spiegeln die Teilsicherheitsbeiwerte die Streuung der tragfähigkeitsrelevanten Parameter wider, was - verursacht durch größere Streuungen - durchaus in einem höheren Wert für den Teilsicherheitsbeiwert resultieren kann.

Um die Sensitivität des Verfahrens zur Verifizierung der Bewehrungsmengen - dieser Parameter beeinflusst hier maßgeblich die Größe der zulässigen veränderlichen Einwirkung - aufzuzeigen, wurde in diesem Abschnitt der Einfluss einer, von dem Ist-Wert abweichenden Betonstahldehnung analysiert und ihr Einfluss auf das zulässige Biegemoment infolge veränderlicher Last dargestellt. In der gezeigten Studie verursachte eine 10%ige Unterschätzung der Betonstahldehnungen eine ca. 10%ige Überschätzung der Bewehrungsquerschnittsfläche. Diese Überschätzung verursacht eine um ca. 10% größere Querschnittstragfähigkeit und eine um etwa 15% größere zulässige veränderliche Einwirkung. Auf der Grundlage dieser durchgängigen Abhängigkeit wird deutlich, dass besonderes Augenmerk auf der Sorgfalt während der Vorbereitung und der Durchführung der Versuche bzw. Belastungstests zur Ermittlung der Betonstahldehnungen liegen muss.

Ebenfalls Einfluss nimmt der systematische Fehler des verwendeten Messverfahrens. Bei der Berücksichtigung eines systematischen Fehlers von $\Delta\varepsilon_{DMS} = 5\%$ und der gleichen Abweichung aus dem vorangegangenen Beispiel folgt aus einer 15%igen Überschätzung der Betonstahldehnungen eine noch maximal mögliche Überschätzung der Bewehrungsquerschnittsfläche von 5%, der Querschnittstragfähigkeit von ca. 5% und einer zulässigen veränderlichen Einwirkung von ca. 5%.

Die Ergebnisse der Sensitivitätsuntersuchung zeigen deutlich eine durchgängige Abhängigkeit zwischen der Qualität der gemessenen Betonstahldehnungen und einer zuverlässigen Aussage über die Querschnittsfläche, die Querschnittstragfähigkeit und die zulässige veränderliche Einwirkung. Folglich ist der Bestimmung der Betonstahldehnungen besondere Sorgfalt zugrunde zulegen. Die Berücksichtigung der systematischen Fehler entsprechend den Vorgaben gemäß Kapitel 8, Abschnitt 8.1.1 gewährleistet eine zusätzliche Sicherheit.

Kapitel 10

Zusammenfassung und Ausblick

10.1 Zusammenfassung

Ist die Querschnittstragfähigkeit bzw. das zulässige Biegemoment infolge einer veränderlichen Einwirkung einer bestehenden Brücke zu ermitteln, zu der keine Informationen wie statische Berechnungen und Ausführungszeichnungen zur Verfügung stehen, so müssen die hierzu erforderlichen Eingangsdaten am Bauwerk ermittelt werden. Mit solchen Aufgabenstellungen wird die Bundeswehr im Rahmen humanitärer Einsätze insbesondere in Hinblick auf Brückentragwerke konfrontiert.

Für die Ermittlung der erforderlichen, tragfähigkeitsrelevanten Eigenschaften stehen zerstörungsfreie, zerstörungsarme und zerstörende Prüfverfahren zur Verfügung. Diese erlauben die Bestimmung zuverlässiger Daten in Hinblick auf die Geometrie und die Materialfestigkeitswerte. Jedoch sind die Informationen, die bezüglich der Bewehrungsmenge gewonnen werden, nicht ausreichend genau und zuverlässig für eine statische Nachberechnung der Struktur. Zusätzlich sind die am Bauwerk gemessenen Informationen durch systematische Fehler verfälscht, die in der Ermittlung der Tragfähigkeit und zulässigen veränderlichen Einwirkung berücksichtigt werden müssen.

In der vorliegenden Arbeit wird ein ganzheitliches Konzept entwickelt und bewertet, das es erlaubt, die Querschnittstragfähigkeit und das zulässige Biegemoment infolge einer veränderlichen Einwirkung einer bestehenden Brücke unbekannter Eigenschaften zu berechnen. Alle hierzu erforderlichen Eingangsdaten werden am Bauwerk selbst bestimmt.

Zunächst wurde dazu eine Literaturrecherche durchgeführt, die sich mit in der Praxis zur Verfügung stehenden zerstörungsfreien, zerstörungsarmen und zerstörenden Prüfverfahren und mit ihnen erzielbaren Ergebnissen auseinandersetzt und ihre Genauigkeit bewertet. Auf der Grundlage der Tatsache, dass Bewehrungsmengen mit einer für eine statische Nachberechnung nicht ausreichenden Genauigkeit aufgenommen werden können, wird ein Verfahren vorgestellt, das die Abschätzung einer zulässigen veränderlichen Verkehrslast beschreibt, auf deren Basis eine abgeschätzte Bewehrungsmenge in Bauteilversuchen verifiziert werden kann.

Die Vorgehensweise zur Verifizierung der Bewehrungsmenge wird in Bauteilversuchen verifiziert und validiert. Um die am Bauwerk gewonnenen Messwerte zu bewerten, unter Berücksichtigung

der Art zur Ermittlung der Bewehrungsmenge, wird zwischen systematischen und zufälligen Fehlern unterschieden. Diese werden ihrerseits in den charakteristischen Werten und Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt und können daher Einfluss auf die Tragfähigkeit und die zulässige veränderliche Einwirkung nehmen.

Kapitel 2 gibt zunächst einen Überblick über den Stand der Wissenschaft. Hier werden die theoretischen Grundlagen der Sicherheitskonzepte im Bauwesen und ihrer Sicherheitselemente Sicherheitsfaktoren, charakteristische Werte und Bemessungswerte analysiert. Wesentliche Punkte bei der Darstellung der theoretischen Grundlagen der Sicherheitskonzepte sind die Unterschiede zwischen ehemals und heute verwendeten sicherheitstheoretischen Ansätzen, die Sicherheit gegen definierte Versagenszustände in Form von Sicherheitsindices und wesentliche Inhalte des Sicherheitskonzepts nach DIN 1055-100. Für das Sicherheitselement Teilsicherheitsbeiwert werden ebenfalls die theoretischen Grundlagen dargestellt. Hierbei liegt der Fokus auf den Einflüssen auf die Zahlenwerte, auf der Begründung der Zahlenwerte sowie auf den zulässigen Modifikationen. Abschließend werden die theoretischen Grundlagen für den charakteristischen Wert und den Bemessungswert dargestellt.

In Kapitel 3 werden Prüfmethoden und Messverfahren vorgestellt, die die zerstörungsfreie, zerstörungsarme und zerstörende Ermittlung der zur Berechnung der Biegetragfähigkeit notwendigen Eingangswerte erlauben. Messverfahren werden vorgestellt für die Disziplinen Geometrieermittlung, Bestimmung der Materialeigenschaften, Feststellung der Bewehrungseigenschaften sowie Messung von Verzerrungen. Für die im Rahmen dieser Arbeit als relevant erachteten Messverfahren werden jeweils die Funktionsweise, die physikalischen und theoretischen Grundlagen, das Ergebnis der Messung, die Anwendungsgrenzen sowie die Ungenauigkeiten beschrieben. Die durch die Verwendung der Verfahren in den Messwerten enthaltenen systematischen Unsicherheiten werden abschließend zusammengefasst.

Weiterführende Informationen zu zerstörenden Verfahren wie Formfaktoren für Probegrößen etc. sind zusätzlich im Anhang, Abschnitt C aufgezeigt.

Kapitel 4 beinhaltet die Beschreibung der mathematischen Grundlagen, die in dieser Arbeit zur Anwendung kommen. Es werden Aspekte der statistischen Mathematik vorgestellt, wie existierende Dichtefunktionen zur Beschreibung von Zufallsvariablen, die Gleichungen deren statistischer Momente, Einflussfaktoren auf Eigenschaften dieser Zufallsvariablen etc. Darüber hinaus werden die Grundlagen der Regressionsanalyse und der Fehlerrechnung erläutert.

In Kap 5 werden die Unterschiede zwischen der Prognose - entspricht der Bemessung eines Tragwerks - und der Ermittlung des Ist-Wertes der Biegetragfähigkeit ausgearbeitet. Dazu wurden zunächst die wesentlichen Aspekte einer Bemessung dargestellt. Darüber hinaus beinhaltet dieses Kapitel Ansätze ehemals gültiger und derzeit gültiger Normen und Richtlinien, in denen die Nachberechnung der Tragfähigkeit bzw. einer zulässigen veränderlichen Einwirkung sowie Belastungsversuche von Bauwerken zur Ermittlung dieser Parameter geregelt ist.

In Kapitel 6 wird das Verfahren der *Schnelleinstufung* vorgestellt. Es ermöglicht die Ermittlung einer zulässigen Verkehrslast für Brückenbauwerke mit unbekanntem Eigenschaften auf Gebrauchslastniveau. Für dieses Verfahren werden der gewählte Ansatz, die theoretischen Grundlagen sowie zusätzliche Inhalte wie Faktoren zur Abdeckung der Tragwirkung verschiedener Tragstrukturen beschrieben. Die Beschreibung der Vorgehensweise zur Anwendung des Verfahrens wird anhand eines Anwendungsbeispiels im Anhang, Abschnitt D.1 gezeigt.

Zu weiteren Verfahren, die die Abschätzung von Bewehrungsmengen bestehender Brückenüberbauten erlauben, werden im Anhang, Abschnitt D.2 und Abschnitt D.3 die theoretischen Grundlagen und die Inhalte der Verfahren sowie Anwendungsbeispiele erläutert.

Inhalt des Kapitels 7 ist die Entwicklung und Validierung eines Konzepts zur Verifikation von Bewehrungsmengen auf der Grundlage gemessener Betonstahldehnungen. Die wissenschaftlichen Grundlagen und die Herleitung des Ansatzes werden detailliert dargelegt. Die zur Verifizierung und Validierung des gewählten Ansatzes im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität der Bundeswehr in München durchgeführten statischen und zyklischen Versuche werden detailliert vorgestellt. Auf der Grundlage eines entwickelten, numerischen Modells wurden die erzielten Versuchsergebnisse - unter Berücksichtigung der Genauigkeit der verwendeten Versuchskörpereigenschaften - in Rückrechnungen auf Bewehrungsquerschnittsflächen bewertet.

Die vollständige Darstellung der Versuchsaufzeichnung sowie Untersuchungen, die der Vervollständigung der Versuchsdaten und Identifikation weiterer Einflussparameter auf die Güte der zurückgerechneten Bewehrungsquerschnittsflächen dienen, sind im Anhang E detailliert beschrieben.

Kapitel 8 beinhaltet die Beschreibung der Bewertung von am Bauwerk ermittelten Informationen. Die hier zur Anwendung kommenden Ansätze - es wird zwischen systematischen und zufälligen Fehlern unterschieden - sowie die zugehörigen Grundlagen werden aufgezeigt. Die Beschreibung der Darstellung des Umgangs mit systematischen Unsicherheiten beinhaltet die Definition der charakteristischen Werte sowie die Definition einzuhaltender Grenzwerte zur Bewertung der Güte der Messergebnisse. Für die Bewertung zufälliger Unsicherheiten in der Ermittlung der Tragfähigkeit und eines zulässigen Biegemoments infolge veränderlicher Einwirkungen werden modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte, modifizierte Variationskoeffizienten sowie obere und untere Grenzwerte für die Variationskoeffizienten und folglich für die Teilsicherheitsbeiwerte aufbereitet. Die Konsequenz aus den modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten sowie deren Eingliederung in Normen und Richtlinien werden ebenfalls dargestellt.

Weitere Analysen zu den Sicherheitselementen Teilsicherheitsbeiwert, charakteristischer Wert und Bemessungswert, die vor dem Hintergrund der Bewertung der Messergebnisse für die Nachberechnung einer Struktur durchgeführt wurden, und den systematischen und zufälligen Unsicherheiten - wesentliches Augenmerk liegt auf der Bewertung der gewählten Ansätze zur Berücksichtigung der systematischen und zufälligen Unsicherheiten, sind im Anhang, Abschnitt F und Abschnitt G ausführlich beschrieben.

In einem Beispiel, Kapitel 9, wird die Anwendung der in Kapitel 6 und Kapitel 7 beschriebenen Verfahren zur Abschätzung einer zulässigen Verkehrslast und zur Verifizierung von Bewehrungsmengen auf der Grundlage des in Kapitel 8 beschriebenen Bewertungskonzeptes erläutert. Ergänzend hierzu wird die Sensitivität des Verfahrens zur Verifizierung von Bewehrungsmengen und der Einfluss einer Abweichung der gemessenen Betonstahldehnungen von der tatsächlich vorliegenden Dehnung auf die Bewehrungsquerschnittsfläche, die Querschnittstragfähigkeit sowie das zulässige Biegemoment infolge veränderlicher Einwirkung aufgezeigt.

10.2 Ausblick

Nach Ansicht der Verfasserin besteht in mehreren Bereichen Potential das entwickelte Verfahren zu erweitern. Wesentlicher Forschungsbedarf besteht in Hinblick auf:

- die Validierung des Verfahrens zur Verifizierung von Bewehrungsmengen an bestehenden Brücken,
- die Erweiterung des vorgestellten Verfahrens um die Bewertung von Detailpunkten,
- die Erweiterung der Ermittlung der Tragfähigkeit und zulässigen veränderlichen Einwirkung um beschädigte Brücken,
- die Bewertung der zur Verfügung stehenden Informationen hinsichtlich ihrer Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Datenquelle,
- die Erweiterung des Verfahrens um die Berücksichtigung der Querkrafttragfähigkeit und die daraus resultierende, zulässige veränderliche Last.

Die Verifizierung und Validierung des Verfahrens zur Verifizierung von Bewehrungsmengen an bestehenden Brücken unter Laborbedingungen an Biegebalken wurde im Rahmen dieser Arbeit in den wesentlichen Punkten abgeschlossen.

Über diese Aspekte hinaus sollte das Verfahren *an bestehenden Brücken* verifiziert und validiert werden. Hierbei sollte der Fokus auf Aspekten wie der Erkennbarkeit der Risse an einem Brückenüberbau, den Dehnmessstreifen als Messverfahren sowie der Qualität der mit ihnen erzielbaren Messergebnisse liegen.

Im derzeitigen Bearbeitungsstand des Verfahrens zur Verifizierung von Bewehrungsmengen ist der Einfluss der Ausführung von konstruktiven Detailpunkten wie Übergreifungsstößen nicht berücksichtigt.

Im Rahmen dieser Arbeit wird vorausgesetzt, dass alle, für die Berechnung erforderlichen Eingangsdaten am Bauwerk bestimmt werden. Somit entstammen die Daten *einer* Quelle und besitzen folglich eine nahezu gleiche Zuverlässigkeit. In der Praxis ist es oftmals der Fall, dass mehrere Quellen, wie Datenbanken, mündliche Überlieferungen, Dokumentationen der statischen Berechnung und Bemessung, zur Verfügung stehen und zur Informationsgewinnung herangezogen werden. Die Quellen zeigen eine unterschiedliche Zuverlässigkeit, folglich zeichnen sich auch die aus ihnen gewonnenen Daten durch eine unterschiedliche Zuverlässigkeit aus. Dieser Aspekt sollte analysiert und bewertet werden, so dass die Zuverlässigkeit der Daten und somit die Art der Quelle in die Nachberechnung der Tragfähigkeit und der zulässigen veränderlichen Einwirkung einfließen.

Das derzeitige Konzept zur Ermittlung der Tragfähigkeit basiert auf dem Ansatz, dass die tragfähigkeitsrelevanten Informationen über die Brücken in-situ und aktuell ermittelt werden und der Brückenüberbau (Stahlbetonbauweise) in Zustand II ist.

Mängel bzw. Schäden wie Alterung, Festigkeitsänderung, Oberflächenkorrosion etc. fließen nicht in die Bewertung ein, da die am Bauwerk gewonnenen Daten als aktuell angesehen werden. Wird das Konzept zur Ermittlung der Tragfähigkeit - wie zuvor erläutert - um verschiedene Arten der

Datenquellen erweitert, rückt der Aspekt der Bewertung des Alters der Informationen und sein Einfluss auf die Tragfähigkeit und zulässige veränderliche Einwirkung in den Vordergrund.

Im Rahmen dieser Arbeit liegt der Fokus auf der Berechnung der Biegetragfähigkeit und eines zulässigen Biegemomentes infolge veränderlicher Einwirkungen. Biegebeanspruchungen sind insbesondere bei Brücken mittlerer bis großer Stützweite die die Tragfähigkeit limitierende Komponente. Für Brücken geringerer Stützweiten nimmt der Einfluss der Querkrafttragfähigkeit zu. Folglich ist es sinnvoll, das vorgestellte Konzept um die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit und der daraus resultierenden zulässigen Querkraft infolge veränderlicher Einwirkungen zu erweitern.

Literaturverzeichnis

- [1] *Sicherheitskonzept und Einwirkungen nach DIN 1055 (neu)*. Jahrbuch für die Baupraxis, Stahlbeton aktuell, 2001.
- [2] Albrecht, G.; Laukel, S.: *Lahnbrücke Lahnstein - Nachrechnung und Sicherheitsanalyse*. Stahlbau 63, Heft 9, Ernst&Sohn, 1994.
- [3] Albrecht, W.: *Einfluss des Verhältnisses von Probendicke zu Größtkorndurchmesser und Einfluss der Probengröße auf die Betondruckfestigkeit*. Beton 1967, 1967.
- [4] Bierbrauer, K.: *Zur Ermittlung der Tragfähigkeit bestehender Brücken aus Stahlbeton, Abschätzung der Bewehrungsmengen*. 45. Forschungskolloquium, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Wien, 2005.
- [5] Bierbrauer, K.; Keuser, M.: *A method for the quick estimation of the load bearing capacity of bridges*. Munich Bridge Assessment Conference 2005, Munich, 2005.
- [6] Bierbrauer, K.; Keuser, M.: *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Stahlbetonbrücken mit Hilfe der Messungen von Betonstahldehnungen*. 4th International Probabilistic Workshop, Berlin, 2006.
- [7] Bierbrauer, K.; Keuser, M.: *Verification of an estimated reinforcement ratio by strain measurement*. Munich Bridge Assessment Conference, Munich, 2007.
- [8] Bonzel, J.: *Zur Gestaltsabhängigkeit der Betondruckfestigkeit*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 9, Ernst & Sohn, 1959.
- [9] Bronstein, I.; Semendjajew, K.: *Taschenbuch der Mathematik*. B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, Stuttgart Leipzig, 1991.
- [10] Bulletin d'information, No.17: *Management, maintenance and strengthening of concrete structures*. Comité Euro-international du Béton, 2002.
- [11] Bulletin d'information, No.191: *General principles on reliability for structures - a commentary on ISO 2394 approved by the plenum of the JCSS*. Comité Euro-international du Béton, 1988.
- [12] Bulletin d'information, No.202: *Safety and Performance Concepts*. Comité Euro-international du Béton, 1993.
- [13] Bulletin d'information, No.219: *Safety and Performance concepts - Contributions to the workshop-session 'model uncertainties', 'New concepts' and 'Full scale testing' organized by Task Groups of Commission 1*. Comité Euro-international du Béton, 1993.
- [14] Bundesanstalt für Materialprüfung: *ZfP-Kompendium*. <http://www.bam.de>, 2007.
- [15] Campbel, R.; Tobin, R.: *Core and cylinder strengths of natural and lightweight concrete*. Journal of the American Concrete Institut, Proceedings V. 64, No. 4, 1967.
- [16] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Belastungsversuche an Betonbauwerken*. Richtlinie, Beuth-Verlag, 2000.
- [17] Diamantidis, D.: *Koordination und Entwicklung eines probabilistischen Sicherheitskonzepts für neue und bestehende Tragwerke*. Fraunhofer IRB Verlag, 1998.
- [18] DIN 1045: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*. Deutsches Institut für Normung e.V., 1988.

-
- [19] DIN 1045: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*. Deutsches Institut für Normung e.V., 2001.
- [20] DIN 1048: *Prüfverfahren für Beton*. Deutsches Institut für Normung e.V., 1991.
- [21] DIN 1055: *Einwirkungen auf Tragwerke*. Deutsches Institut für Normung e.V., 2001.
- [22] DIN 1072: *Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen*. Deutsches Institut für Normung e.V., 0000.
- [23] DIN 1076: *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung*. Deutsches Institut für Normung e.V., 1999.
- [24] DIN 488: *Betonstahl*. Normenausschuss Eisen und Stahl im DIN, Deutsches Institut für Normung e.V., 2006.
- [25] DIN 55302: *Statistische Auswerteverfahren*. Normenausschuss im DIN, Deutsches Institut für Normung e.V.
- [26] DIN EN 13369: *Allgemeine Regeln für Betonfertigteile*. Deutsches Institut für Normung e.V., 2004.
- [27] DIN EN ISO 18265: *Metallische Werkstoffe - Umwertung von Härtewerten*. Deutsche Fassung EN ISO 18265, Beuth-Verlag, 2004.
- [28] DIN EN ISO 2394: *Allgemeine Grundlagen der Zuverlässigkeit von Tragwerken*. 1998.
- [29] DIN ENV 1991: *Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke*. Europäisches Institut für Normung, 1996.
- [30] DIN ENV 1992: *Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*. Europäisches Institut für Normung, 1995.
- [31] DIN prEN 10002: *Metallische Werkstoffe, Zugversuch, Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur*. Normenausschuss für Materialprüfung im DIN, Deutsches Institut für Normung e.V., 2001.
- [32] DIN prEN 12390: *Prüfung von Festbeton*. Europäisches Komitee für Normung, 2001.
- [33] DIN prEN 12504: *Prüfung von Beton in Bauwerken*. Europäisches Komitee für Normung, 2000.
- [34] DIN prEN 13791: *Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen*. Normenausschuss Bauwesen im DIN, Deutsches Institut für Normung e.V., 2003.
- [35] Fiala, H.; Hofschroer, M.: *Baubegleitende Qualitätsüberwachung im Betonbau*. Beton 11, 2002.
- [36] Fischer, L.: *Bestimmung des 5%-Quantils im Zuge der Bauwerksprüfung, Bezugnahme auf DIN-Normen und Eurocodes*. Bautechnik 72, Heft 11, 1995.
- [37] Fischer, L.: *Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen, Ein Leitfaden für Bauingenieure, Architekten und Studenten*. Bautechnik Spezial (Sonderheft), 2001.
- [38] Freudenberg, G.: *Erhöhung der Tragfähigkeit einer alten Brücke*. Der Stahlbau 3, 1979.
- [39] Gebbeken, N.; Baumhauer, A.; Ionita, M.; Keuser, M.; Bierbrauer, K.; Fuchs, M.; Mangerig, I.; Retze, U.; Romen, N.: *Ermittlung der Tragfähigkeit von Brücken*. Zwischenbericht 2005, Universität der Bundeswehr München, 2005.
- [40] Gebbeken, N.; Baumhauer, A.; Keuser, M.; Bierbrauer, K.; Fuchs, M.; Mangerig, I.; Ta, Q. H.: *Ermittlung der Tragfähigkeit von Brücken*. Abschlussbericht 2006, Universität der Bundeswehr München, 2006.
- [41] Gebbeken, N.; Baumhauer, A.; Keuser, M.; Bierbrauer, K.; Mangerig, I.; Retze, U.: *Ermittlung der Tragfähigkeit von Brücken*. Abschlussbericht 2004, Universität der Bundeswehr München, 2004.
- [42] Gehlen, C.: *Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken - Zuverlässigkeitsbetrachtung zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 510, 2000.
- [43] Graße, W.; Geißler, K.; Stein, R.: *Zur Bestätigung des Berechnungsmodell der Eisenbahnbrücke über die Elbe in Meißen durch Messungen*. Beitrag zum Ehrenkolloquium anlässlich des 65. Geburtstages von Prof. Graße, Schriftenreihe des Instituts für Tragwerke und Baustoffe der TU Dresden, 2000.

- [44] Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S.: *Beton, Arten, Herstellung und Eigenschaften*. Ernst&Sohn, 2001.
- [45] Grosse, C.; Beutel, R.; Wiggerhauser, H.; Algernon, D.; Schubert, F.: *Echo-Verfahren in der zerstörungsfreien Zustandsuntersuchung, Impakt-Echo*. BetonKalender 2007, Teil 1, Ernst&Sohn, 2007.
- [46] GruSiBau: *Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen*. Deutsches Institut für Normung e.V., 1981.
- [47] Gusia, P. J.; Großmann, F.: *Ausführungsqualität von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken an Bundesfernstraßen*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, Ernst & Sohn, 2001.
- [48] Gusia, P. J.; Großmann, F.; Iványi, G.; Buschmeyer, W.; Winter, H. G.: *Ausführungsqualität von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken an Bundesfernstraßen*. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 795, 2000.
- [49] Henzel, J.; Freitag, W.: *Zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit im Bauwerk mit Hilfe von Bohrkernen kleineren Durchmessers*. Beton, Heft 4, 1969.
- [50] Henzel, J.; Spitzner, J.; Freitag, W.: *Einflüsse auf die Ergebnisse bei Druckfestigkeitsprüfungen an Beton*. Beton, Heft 4, 1967.
- [51] HILTI: *Ferroskan FS 10*. Bedienungsanleitung.
- [52] Hoffmann, R.; Barz, E.; Eiseler, R.: *Militärischer Brückenbau - Lehrbuch*. Militärverlag der Deutschen Demokratischen Republik.
- [53] Iken, H. W.; Lackner, R. R.; Zimmer, U. P.: *Handbuch der Betonprüfung, Anleitung und Beispiele*. Vbt Verlag Bau u. Technik, 5. Auflage, überarb., 2003.
- [54] Iványi, G.; Buschmeyer, W.; Winter, H. G.: *Qualität im Betonbau, Erfassung und Bewertung der Ausführungsqualität von Ingenieurbauwerken*. Bautechnik, Heft 1, 2001.
- [55] JCSS: *Probabilistic Model Code*. Joint Committee for Structural Safety, 2000.
- [56] Kitada, T.; Sakoda, H.; Maekawa, Y.; Nishioka, T.; Horie, Y.: *Rekonstruktion und Instandsetzung von beschädigten Stahlbrücken von Schnellstraßen nach dem Großen Hanshin-Awaji Erdbeben*. Stahlbau 66, Heft 7, Ernst&Sohn, 1997.
- [57] Klingmüller, O.; Bourgund, U.: *Sicherheit und Risiko im Konstruktiven Ingenieurbau*. Vieweg-Verlag, 1992.
- [58] König, G.; Heunisch, M.: *Grundlagen des Stahlbetonbaus*. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der TH Darmstadt, Heft 16, Ernst&Sohn, 1972.
- [59] König, G.; Heunisch, M.: *Zur statistischen Sicherheitstheorie im Stahlbetonbau*. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der TH Darmstadt, Heft 16, Ernst&Sohn, 1972.
- [60] König, G.; Soukhov, D.; Jungwirth, F.: *Sichere Betonproduktion für Stahlbetontragwerke*. Bauforschung, Fraunhofer IRB-Verlag, 1998.
- [61] König, G.; Tue, N.: *Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 466, 1996.
- [62] König, G.; Tue, N.: *Grundlagen des Stahlbetonbaus, Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1*. Teubner-Verlag, 2. Auflage, 2003.
- [63] Kreyszig, O.: *Statistische Methoden und ihre Anwendungen*. 7. Auflage, Vandenhoeck&Ruprecht, 1988.
- [64] Lewandowski, R.: *Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongütemürfeln und -bohrproben, ein Beitrag zur Abschätzung der Festigkeitsverteilung in Betonbauwerken*. Schriftenreihe der Institute für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971.
- [65] Ludwig-Mayerhofer, W.: *Statistik - Inferenzstatistik*. Skript zur Vorlesung.
- [66] Machelski: *Zur Abschätzung der Betriebssicherheit alter Brücken*. Stahlbau 70, Heft 6, 2001.
- [67] Manleitner, S.; Opitz, H.; Steffens, K.: *Belastungsversuche an Betonbauwerken, Eine neue Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton*. Beton- und Stahlbeton 96, Heft 7, Ernst&Sohn, 2001.

- [68] Mather, B.; Tynes, W. O.: *investigation of compressive strength of molded cylinders and drilled cores of concrete*. Proc. Amer. Concr. Inst. 57, 1960/1961.
- [69] Mehlhorn, G.: *Tragwerkszuverlässigkeit, Einwirkungen*. Der Ingenieurbau, Ernst&Sohn, 1996.
- [70] Model Code 90: *Design Code*. Comité Euro-international du Béton, 1990.
- [71] Naumann, J.: *Die Brückenerhaltung ist für die Ingenieure eine neue Herausforderung*. Der Prüflingenieur, 10, 2002.
- [72] Opitz, H.: *Experimenteller Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit bestehender Bauwerke und Bauwerksteile aus Stahlbeton und Spannbeton*. Habilitationsschrift, 1992.
- [73] Owen, D.: *Handbook of statistical tables*. Pergamon press, London, Paris, 1962.
- [74] Palotás, L.; Halász, I.: *Bewertung der verschiedenen Festigkeitskennwerte und Untersuchungsmethoden des Betons*. Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Bauwesen Leipzig, 1963.
- [75] Plate, E. J.: *Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure*. Ernst&Sohn, 1993.
- [76] Pottharst, R.: *Zur Wahl eines einheitlichen Sicherheitskonzept für den konstruktiven Ingenieurbau*. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Ernst&Sohn, 1977.
- [77] Proske, D.; Lieberwirth, P.; van Gelder, P.: *Sicherheitsbeurteilung historischer Bogenbrücken*. Sonderdruck zum 16. Dresdner Brückenbausymposium, Dirk Proske Verlag, 2006.
- [78] Retze, U.; Mangerig, I.: *Bauwerksmonitoring - Zusammenstellung von Messverfahren*. Universität der Bundeswehr - München, unveröffentlicht, 2004.
- [79] Rüschi, H.: *Der Einfluss der Streuung bei Betonkontrolle*. Der Bauingenieur, Heft 10, 1962.
- [80] Rüschi, H.: *Zur statistischen Qualitätskontrolle des Betons*. Materialprüfung, Heft 11, 1964.
- [81] Rüschi, H.; Sell, R.; Rackwitz, R.: *Statistische Analyse der Betonfestigkeit*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 206, Ernst & Sohn, 1969.
- [82] Rußwurm, D.: *Teilsicherheitsbeiwerte für Werkstoffwiderstände*. Betonwerk + Fertigteiltechnik, Deutscher Betonverein e.V., Heft 10, 1988.
- [83] Rußwurm, D.; Martin, H.: *Betonstähle für den Stahlbetonbau*. Institut für Stahlbetonbewehrung e.V., Bauverlag GmbH, 1993.
- [84] Schäfer, H. G.: *Verstärken von Betonbauteilen - Sachstandsbericht*. Beuth Verlag, DAfStb, Heft 467, 1996.
- [85] Schneider, J.: *Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen, Grundwissen für Ingenieure*. Verlag der Fachvereine Zürich, B. G. Teubner Stuttgart, 1994.
- [86] Schönhardt, M.: *Geostatistische Bearbeitung unsicherer Baugrunddaten zur Berücksichtigung in Sicherheitsnachweisen des Erd- und Grundbaus*. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2005.
- [87] Schuëller, G.: *Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken*. Ernst&Sohn, 1981.
- [88] Schwarz, L.: *Monitoring und Bauteilversuche zur Erlangung besserer Kenntnisse über das Tragwerksverhalten*. Stahlbau 66, Heft 9, Ernst&Sohn, 1997.
- [89] Seibel, P.: *Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen*. Dissertation, Kassel, 2001.
- [90] Simons, K.: *Qualitätssicherung im wirtschaftlichen Spannungsfeld von Entwurf, Ausführung und Nutzung*. VMPA-Tagung 1992, Qualitätssicherung im Bauwesen, Tagungsbericht, Braunschweig, Heft 5, 1992.
- [91] Six, M.: *Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau*. Institut für Massivbau, Universität Darmstadt, Dissertation, 2001.
- [92] Späthe, G.: *Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen*. 2. Aufl., Springer-Verlag, 1992.

- [93] Sørensen, J. D.: *Calibration of Partial Safety Factors in Danish Structural Codes*. JCSS Workshop on Reliability Based Code Calibration, Zürich, 2002.
- [94] STANAG 2021: *Military Load Classification of Bridges, Ferries, Rafts and Vehicles*. 6. Ausgabe, NATO-Dokument, 2006.
- [95] Stange, K.: *Angewandte Statistik, Erster Teil: Eindimensionale Probleme*. Springer Verlag, 1970.
- [96] Steffens, K.; Manleitner, S.; Schulze, J.: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken, Grundlagen und Anwendungsbeispiele*. Ernst&Sohn, 2001.
- [97] Tichy, M.: *Dimensional variation*. Rilem: Quality control of concrete structures, Stockholm, 1979.
- [98] Vockrodt, H.-J.; Schwesinger, P.: *Experimentelle Tragfähigkeitsanalyse einer historischen Bodenbrücke in Erfurt*. Bautechnik 79, Heft 6, Ernst&Sohn, 2002.
- [99] Voellmy, A.: *Festigkeitskontrolle von Betonbelägen*. Betonstraßen-Jahrbuch des Fachverbandes Zement e.V., Köln, Band 3, 1957/58.
- [100] Walz, K.: *Festigkeitsentwicklung von Beton bis zum Alter von 30 und 50 Jahren*. Beton, Heft 3, Heft 4, 1976.
- [101] Weinhold; Meyer: *Streuung der Druckfestigkeit im Bauwerk*. Beton- und Stahlbeton, Heft 8, Ernst&Sohn, 1960.
- [102] Wischers, G.; Dahms, J.: *Festigkeitsentwicklung des Betons*. Zement-Taschenbuch, 48. Ausgabe, 1984.
- [103] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: *Bemessung im konstruktiven Ingenieurbau nach DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1*. Springer Verlag, 2006.
- [104] Zilch, K.; Zehetmaier, G.; Gläser, C.: *Ermüdungsnachweis bei Brücken*. Betonkalender 2004, Teil, 2004.

Anhang A

Einwirkungskombinationen und Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1055–100

A.1 Einwirkungskombinationen

Als Einwirkungen werden Schnittgrößen, Spannungen, Dehnungen oder Verschiebungen bezeichnet. Der Bemessungswert einer Einwirkungskombination E_d wird auf der Grundlage der Bemessungswerte der Einwirkung F_d , einer geometrischen Größe a_d und - falls erforderlich - einer Baustoffeigenschaft X_d allgemein wie folgt beschrieben (Gleichung A.1):

$$E_d = E (F_{d,1}, F_{d,2}, \dots, a_{d,1}, a_{d,2}, \dots, X_{d,1}, X_{d,2}, \dots) \quad . \quad (\text{A.1})$$

In den im Folgenden vorgestellten Einwirkungskombinationen sind die Einwirkungen aus ständigen Lasten G , der Vorspannung P und der Verkehrslasten Q berücksichtigt.

Ständige und vorübergehende Bemessungssituationen:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad . \quad (\text{A.2})$$

Auf die Darstellung der Einwirkungskombinationen für die außergewöhnliche Bemessungssituation und für Erdbeben im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird an dieser Stelle verzichtet, da sie im Rahmen dieser Arbeit nicht von Bedeutung sind.

A.2 Teilsicherheitsbeiwerte

Tabelle A.1: Teilsicherheitsbeiwerte γ für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN 1055-100

Nachweiskriterium	Einwirkung	Symbol	Situationen	
			P/T	A
Verlust der Lagesicherheit des Tragwerks	Ständige Einwirkungen: Eigenlast des Tragwerks und von nicht tragenden Bauteilen, Ständige Einwirkungen, die vom Baugrund herrühren, Grundwasser und frei anstehendes Wasser:			
	ungünstig	$\gamma_{G,sup}$	1,10	1,00
	günstig	$\gamma_{G,inf}$	0,90	0,95
	Bei kleinen Schwankungen der ständigen Einwirkungen, wie z.B. beim Nachweis der Auftriebssicherheit			
	ungünstig	$\gamma_{G,sup}$	1,05	1,00
	günstig	$\gamma_{G,inf}$	0,95	0,95
	ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,00
	außergewöhnliche Einwirkungen	γ_A		1,00
Versagen des Tragwerks, eines seiner Teile oder der Gründung, durch Bruch oder übermäßige Verformung	unabhängige ständige Einwirkungen (siehe oben)			
	ungünstig	$\gamma_{G,sup}$	1,35	1,00
	günstig	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00
	unabhängige veränderliche Einwirkungen			
	ungünstig	γ_Q	1,50	1,00
	außergewöhnliche Einwirkungen	γ_A		1,00
Versagen des Baugrunds durch Böschungs- oder Geländebruch	unabhängige ständige Einwirkungen (siehe oben)			
	ungünstig	γ_G	1,00	1,00
	günstig	γ_G	1,00	1,00
	unabhängige veränderliche Einwirkungen			
	ungünstig	γ_Q	1,30	1,00
	außergewöhnliche Einwirkungen	γ_A		1,00
P: Ständige Bemessungssituation	T: Vorübergehende Bemessungssituation	A: Außergewöhnliche Bemessungssituation		
P: Lastfall 1 nach DIN V 1054-100	T: Lastfall 2 nach DIN V 1054-100	A: Lastfall 3 nach DIN V 1054-100		

Anhang B

Grundlagen der Tragwerkssicherheit

B.1 Formulierungen für den Sicherheitsindex

Laut BASLER entspricht die Sicherheit dem Variationskoeffizienten der Bemessung (entnommen [87], entspricht Gleichung 2.2, Kapitel 2):

$$\begin{aligned}\nu_z &= \sigma_z / \mu_z , \\ \text{mit } \sigma_z &= \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} , \\ \mu_z &= \mu_R - \mu_S .\end{aligned}$$

Handelt es sich bei S und R um normalverteilte Zufallsvariablen, ergibt sich die Versagenswahrscheinlichkeit wie folgt:

$$p_f = \phi\left(-\frac{1}{\nu_z}\right) . \quad (\text{B.1})$$

In diesem Fall ist die Versagenswahrscheinlichkeit direkt vom Variationskoeffizienten der Bemessung ν_z abhängig.

$$\nu_z = \frac{1}{(\nu_0 - 1)^2} \cdot \nu_S^2 + \left(\frac{\nu_0}{\nu_0 - 1}\right)^2 \cdot \nu_R^2 . \quad (\text{B.2})$$

Gemäß CORNELL kann der Sicherheitsindex β als ein Vielfaches der Standardabweichung der Bemessung σ_z dargestellt werden. Es gilt:

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{1}{\nu_z} . \quad (\text{B.3})$$

Der Sicherheitsindex β kann in Abhängigkeit des zentralen Sicherheitsfaktors ν_0 wie folgt dargestellt werden:

$$\nu_0 = \frac{1 + \beta \cdot \sqrt{\nu_R^2 + \nu_S^2 - \beta^2 \nu_R^2 \nu_S^2}}{1 - \beta^2 \nu_R^2} . \quad (\text{B.4})$$

Gemäß ROSENBLUETH und ESTEVA (entnommen [87]) gilt für den Sicherheitsindex bei logarithmisch normalverteilten Zufallsvariablen:

$$\beta = \frac{\ln \mu_R - \ln \mu_S}{\sqrt{\nu_R^2 + \nu_S^2}} . \quad (\text{B.5})$$

B.2 Sicherheitsindex und Versagenswahrscheinlichkeit

Tabelle B.1: Zusammenhang zwischen Sicherheitsindex β und operativer Versagenswahrscheinlichkeit p_f [46]

β	5,2	4,7	4,2	3,0	2,5	2,0
p_f	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-3}	10^{-3}	10^{-2}

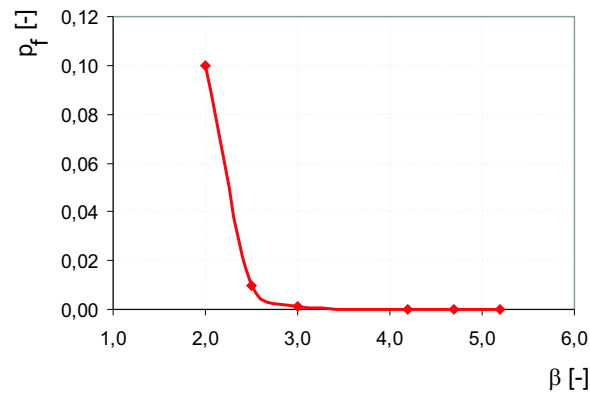


Bild B.1: Grafische Darstellung des Zusammenhangs zwischen Sicherheitsindex β und operativer Versagenswahrscheinlichkeit p_f [46]

B.3 Wichtungsfaktoren

Tabelle B.2: Standardisierte α -Werte gemäß ISO 2394 [28]

X_i	α_i
Dominating resistance parameter	0,8
Other resistance parameter	$0,4 \cdot 0,8 = 0,32$
Dominating load parameter	-0,7
Other load parameter	$-0,4 \cdot 0,7 = 0,28$

The principles of standardized α -values was already present in ISO 2394:1986 annex B, where the same α -values as in table E.3 were proposed.

B.4 Konfidenzintervall und notwendige Anzahl von Stichproben

Unabhängig von der gewählten Verteilungsart kann der angepasste Stichprobenumfang in Abhängigkeit des p-Quantils aus nachstehender Tabelle entnommen werden. Dabei ist das Konfidenzintervall einseitig nach unten begrenzt.

Tabelle B.3: Stichprobenumfang in Abhängigkeit des p-Quantils und des Vertrauensniveaus $1 - \alpha$ [73]

p-Quantil [%]	Konfidenzintervall $1 - \alpha$	Notwendiger Stichprobenumfang n
5	0,75	28
5	0,90	45
5	0,95	59
5	0,99	90
50	0,75	3
50	0,90	4
50	0,95	5

Anhang C

Zerstörende Prüfmethoden

Tabelle C.1: Faktoren zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit mittels Bohrkernen

Autor	Zahlenwert der Ungenauigkeit	Bemerkung
Probekörpergestalt		
HENZEL ET AL. [50] VOELLMY [99]	$\beta_{W10} = 1,04\beta_{W20}$ $Streuung_{Einzelwerte} = 13\% - 15\%$	
BONZEL [8] HENZEL ET AL. [50]	$\beta_{W15} \simeq \beta_{W20}$ $Streuung_{\beta_{W15}} = Streuung_{\beta_{W20}} \pm 25\%$ $\frac{\beta_{W20}}{\beta_{cyl,h30}} = 1,1 - 1,3$	gültig für Betone bis $f_{ck,cyl} = 50N/mm^2$ abnehmend für zunehmendes Betonalter und zunehmende Betondruckfestigkeit
Probendurchmesser zu Größtkorndurchmesser der Zuschläge		
PALOTÁS&HALÁSZ [74]	-	Einfluss vernachlässigbar, wenn $d_{Zuschlag} = 20mm - 35mm$
VOELLMY [99] ALBRECHT [3]	-	kein Einfluss auf die Festigkeit, wenn gilt: $d_{Probe} \geq 2d_{Zuschlag}$
MATHER&TYNES [68]	-	$d/D = 1,0 - 1,75$ $d_Z = 150mm$ $h/d = 2:1$ für abnehmende Durchmesser der Zylinder konnte eine Zunahme der Streuung, d.h. des Variationskoeffizienten fest- gestellt werden.

Tabelle C.2: Fortsetzung von Tabelle C.1

Schlankheit der Proben											
HENZEL ET AL. [50]	$\beta_{BK,10} > \beta_{Zyl15}$		für $\lambda_{BK} = 1/2$								
MATHER&TYNES [68]	β_{BK}										
BONZEL [8]	-		Druckfestigkeit des Betons nimmt mit zunehmender Probenschlankheit ab								
		<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="border-right: 1px solid black; padding: 2px;">h/d</td> <td style="padding: 2px;">0,5</td> <td style="padding: 2px;">1,0</td> <td style="padding: 2px;">1,5</td> </tr> <tr> <td style="border-right: 1px solid black; padding: 2px;">K</td> <td style="padding: 2px;">1,40–2,00</td> <td style="padding: 2px;">1,10–1,20</td> <td style="padding: 2px;">1,03–1,07</td> </tr> </table>	h/d	0,5	1,0	1,5	K	1,40–2,00	1,10–1,20	1,03–1,07	
h/d	0,5	1,0	1,5								
K	1,40–2,00	1,10–1,20	1,03–1,07								
		<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="border-right: 1px solid black; padding: 2px;">h/d</td> <td style="padding: 2px;">2,0</td> <td style="padding: 2px;">3,0</td> <td style="padding: 2px;">4,0</td> </tr> <tr> <td style="border-right: 1px solid black; padding: 2px;">K</td> <td style="padding: 2px;">1,0</td> <td style="padding: 2px;">0,94–0,98</td> <td style="padding: 2px;">0,89–0,94</td> </tr> </table>	h/d	2,0	3,0	4,0	K	1,0	0,94–0,98	0,89–0,94	
h/d	2,0	3,0	4,0								
K	1,0	0,94–0,98	0,89–0,94								
Behandlung der Druckflächen, Einfluss der Probenvorbereitung											
BONZEL [8]	-		Die Dicke des Mörtelbetts hat keinen Einfluss auf die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung Das Verdichten des Mörtels bringt eine etwa 10%ige Erhöhung der Betondruckfestigkeit								
	$\beta_{BK,Mörtel,verd.} = 1,1 \cdot \beta_{BK,unbeh.}$										
LEWANDOWSKI [64]	$\beta_{BK,unbeh.} > \beta_{BK,Mörtel}$		für Betonfestigkeitsklassen größer B45 bzw. C35/45								
HENZEL ET AL. [50]	-		Die Ergebnisse ergeben sich aus dem Vergleich mit der Festigkeit schalungsglatte Proben (Index <i>SG</i>) Druckflächen plangeschliffen								
	$\beta_{BK} = 0,89\beta_{BK,SG}$ (B120)										
	$\beta_{BK} = 0,93\beta_{BK,SG}$ (B250)										
	$\beta_{BK} = 1,05\beta_{BK,SG}$ (B450)										
	$\beta_{BK} = 1,10\beta_{BK,SG}$ (B120)		Abgleich mit Schwefelzement								
	$\beta_{BK} = 1,04\beta_{BK,SG}$ (B250)										
	$\beta_{BK} = 1,07\beta_{BK,SG}$ (B450)										
	$\beta_{BK} = 0,99\beta_{BK,SG}$ (B120)		Abgleich mit Zementmörtel								
	$\beta_{BK} = 0,94\beta_{BK,SG}$ (B250)										
	$\beta_{BK} = 0,94\beta_{BK,SG}$ (B450)										
KÖNIG ET AL. [60]	$f_{cyl,EN} = 0,76 \cdot f_{Würfel, DIN 1045 (1988)}$										

Tabelle C.3: Fortsetzung von Tabelle C.1

Einfluss der Bohrrichtung, Entnahmerichtung im Vergleich zur Betonierrichtung		
HENZEL ET AL. [50] VOELLMY [99] BONZEL [8] LEWANDOWSKI [64]	-	Die Entnahmerichtung der Bohrkerne hat keinen nennenswerten Einfluss auf die Betondruckfestigkeit
PALOTÁS&HALÁSZ [74]	$\beta'_p = 0,86 \cdot \beta''_p$	Abmessungen der Probekörper: 20cmx20cm
PETERSONS	$\frac{\beta_{BK,\perp}}{\beta_{BK,\parallel}} = 0,74 - 0,92$	Untersuchungen wurden an Stützen durchgeführt
Einfluss der Probegröße bzw. des Bohrkerndurchmessers		
MATHER&TYNES [68]	-	kein Unterschied in der Betondruckfestigkeit, lediglich Anstieg der Streuung
HENZEL ET AL. [50]	$\beta_C^{10}/\beta_W^{20} = 0,97 - 1,04$ $\beta_C^{15}/\beta_W^{20} = 0,99 - 1,10$ $\beta_C^{10}/\beta_W^{20} = 1,10 - 1,23$ $\beta_C^{15}/\beta_W^{20} = 0,97 - 1,21$	gilt für in Formen hergestellte Körper gilt für ausschnittene Körper
ALBRECHT [3]	$\beta_W^{10}/\beta_W^{15} = 0,87 - 1,28$	
LEWANDOWSKI [64] (ALBRECHT [3])	$\beta_C^{10}/\beta_C^{15} = 1,01 - 1,13$ $\beta_C^{10} = 1,05 \cdot \beta_C^{15}$	Vereinfachung der oberen Formel Fehler: 12% (B12) Fehler: 2% (B70) Fehler: 6% (Sonstige)
Stahleinschlüsse in den Bohrkernen		
LEWANDOWSKI [64]	-	kein Einfluss, Erhöhung der Prüfstreuung i.M. 4%

Anhang D

Ermittlung von zulässigen Biegemomenten infolge Verkehrs und Abschätzung von Bewehrungsmengen

D.1 Anwendungsbeispiel für das Verfahren der Schnelleinstufung

In diesem Abschnitt wird anhand eines Beispiels die Vorgehensweise zur Anwendung des Verfahrens *Schnelleinstufung* dargestellt (vgl. Kapitel 6).

Für das Beispiel gewählt wurde eine einfeldrige Stahlbetonbrücke mit Plattenquerschnitt. Die Stützweite beträgt $8,4\text{ m}$ (vgl. Bild D.1), die Abmessungen des Querschnitts sind in Bild D.2 abgebildet.

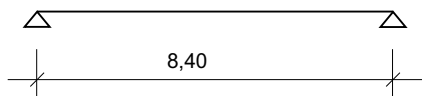


Bild D.1: Stützweite des Bauwerks

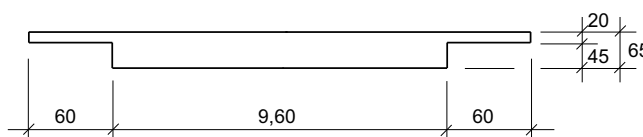


Bild D.2: Abmessungen des Querschnitts

Die Abschätzung der Bewehrungsmenge auf der Grundlage der Schnelleinstufung erfolgt in vier Schritten. In Schritt 1 ist das zu klassifizierende Bauwerk zu identifizieren. Hierbei wird die Bauweise, der Querschnitt sowie die Anzahl der Felder ermittelt. Schritt 2 umfasst die Bestimmung der geometrischen Abmessungen des Brückenquerschnitts und des Längssystems. Im dritten Schritt werden die Biegemomente infolge Eigengewichts berechnet. Dies geschieht auf der Grundlage der Abmessungen und der Wichte von Stahlbeton $\gamma_c = 25\text{ kN/m}^3$. Schritt 4 beinhaltet die Ermittlung der zulässigen Biegemomente infolge Verkehrs mit Hilfe der Diagramme der Schnelleinstufung (vgl. Bilder 6.5 und 6.6, Kapitel 6) und der Systemfaktoren (vgl. Kapitel 6, Abschnitt 6.2.2.2).

1. Schritt: Identifizierung des Bauwerks

Bauweise: Massivbauweise
 Brückenquerschnitt: Platte
 Anzahl der Felder: 1

2. Schritt: Bestimmung der Abmessungen

Längssystem: Stützweite l_1 : 8,40 m
 Querschnitt 1: Plattendicke h_1 : 0,20 m
 Plattenbreite b_1 : 10,80 m
 Querschnitt 2: Plattendicke h_2 : 0,45 m
 Plattenbreite b_2 : 9,60 m
 Konstruktionshöhe h : 0,65 m
 Querschnittsbreite b_{gesamt} : 10,80 m

3. Schritt: Ermittlung Schnittgrößen infolge Eigengewichts (G)

Querschnittsfläche A: 6,48 m²
 Gleichstreckenlast inf. Eigengewichts g_G : 6,48 · 25 = 162 kN/m
 Biegemoment inf. Eigengewichts M_G : 162 · 8,40²/8 = 1429 kNm

4. Schritt: Ermittlung der zulässigen Schnittgrößen infolge Verkehrs (Q)

Diagrammwert α (für Stützweite $l = 8,40$ m): 0,50
 Faktor zur Berechnung der Verkehrslast $\beta = (1 - \alpha)/\alpha$: 1,00
 Biegemoment inf. Verkehrs M_Q : 1429 kNm
 Faktor für Plattenquerschnitte (Massivbauweise) γ_{Platte} : 2,0
 Zulässiges Biegemoment inf. Verkehrs $M_{Q,zul.}$: 715 kNm

D.2 Typisierte Bewehrungsverteilungen

- **Ansatz**

Wie in Kapitel 2, Abschnitt 2.2.4 erläutert wurde, sind im Sicherheitskonzept der Normen die Anforderungen definiert, die ein Tragwerk während seiner Nutzungsdauer erfüllen muss. Dies wird mittels Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfüllt. Die Nachweise werden auf der Grundlage von Einwirkungskombinationen geführt, denen definierte Schnittgrößenkombinationen zugrunde liegen. Hierzu werden bei ideal-elastisch angenommenem Materialverhalten die Schnittgrößenverläufe verschiedener Lastfälle, wie Eigengewicht oder Verkehrslast, am idealisierten System ermittelt und zu Einwirkungskombinationen überlagert. Werden die Schnittgrößenverläufe ständiger Einwirkungen mit denen veränderlicher Einwirkungen überlagert, kann es zu Bereichen mit wechselndem Vorzeichen oder veränderlichen Schnittgrößen kommen. Die Verläufe der überlagerten Biegemomente werden in Grenzmomentenlinien beschrieben. Auf der Grundlage der Grenzmomentenlinien können die für die Ermittlung der Bewehrungsmengen maßgeblichen Stellen festgestellt werden.

Bild D.3 und Bild D.4 zeigen die Biegemomentenverläufe verschiedener Lastfälle an einem Träger auf zwei Stützen und an einem Zweifeldträger. Die sich aus den Biegemomentenverläufen ergebenden Grenzmomentenlinien sind in Bild D.5 und in Bild D.6 dargestellt.

Biegemomentenverläufe verschiedener Lastfälle

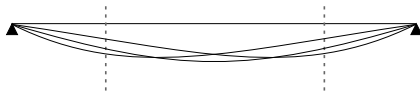


Bild D.3: Biegemomentenverläufe an einem Einfeldträger

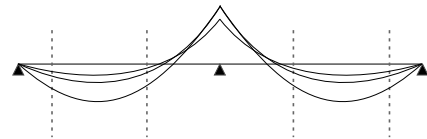


Bild D.4: Biegemomentenverläufe an einem Zweifeldträger

Zugehörige Grenzmomentenverläufe



Bild D.5: Grenzmomentenverlauf am Beispiel eines Einfeldträgers

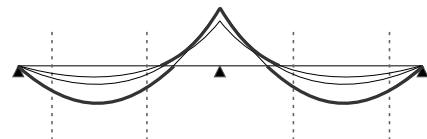


Bild D.6: Grenzmomentenverlauf am Beispiel eines Zweifeldträgers

Qualitative Darstellung der daraus resultierenden, absoluten Bewehrungsmengen

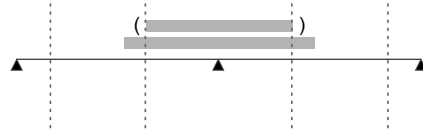


Bild D.7: Bewehrungsquerschnitt infolge des Grenzmomentenverlaufs am oberen Querschnittsrand am Beispiel eines Zweifeldträgers

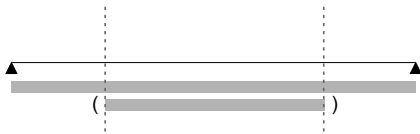


Bild D.8: Bewehrungsquerschnitt infolge des Grenzmomentenverlaufs am unteren Querschnittsrand am Beispiel eines Einfeldträgers

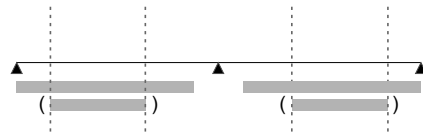


Bild D.9: Bewehrungsquerschnitt infolge des Grenzmomentenverlaufs am unteren Querschnittsrand am Beispiel eines Zweifeldträgers

Idealisierte, typisierte Bewehrungsanteile bezogen auf die Gesamtbetonstahlmenge des Brückenüberbaus

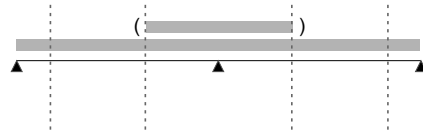


Bild D.10: Typisierte Bewehrungsanteile der Biegebewehrung am oberen Querschnittsrand am Beispiel eines Zweifeldträgers

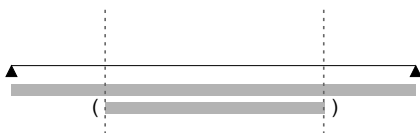


Bild D.11: Typisierte Bewehrungsanteile der Biegebewehrung am unteren Querschnittsrand am Beispiel eines Einfeldträgers

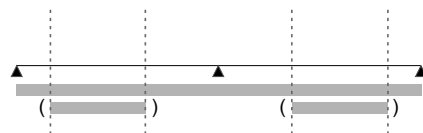


Bild D.12: Typisierte Bewehrungsanteile der Biegebewehrung am unteren Querschnittsrand am Beispiel eines Zweifeldträgers

Für den Träger auf zwei Stützen kann auf der Grundlage der Grenzmomentenlinie eine konstante Bewehrungsmenge angesetzt werden, die am unteren Querschnittsrand anzuordnen ist (vgl. Bild D.8). Für den Durchlaufträger ist aufgrund der Grenzmomentenlinie Bewehrung in den Feldbereichen am unteren Querschnittsrand und im Stützbereich am oberen Querschnittsrand erforderlich. Zusätzlich kann eine am oberen und unteren Querschnittsrand konstant angeordnete Bewehrung, z.B. Mindestbewehrung, vorgesehen sein. Von einer weiteren Staffelung der Bewehrung in den hoch beanspruchten Bereichen wird abgesehen.

Wird nur die statisch erforderliche Bewehrung betrachtet (Bilder D.7, D.8, D.9) und diese zusätzlich derart idealisiert, dass sie auf andere Brückenüberbauten anwendbar ist, bietet sich die bezogene Darstellung der Bewehrungsmengen an. Das heißt, die jeweiligen Bewehrungsmengen, wie Biegebewehrung in Brückenlängsrichtung bzw. Schubbewehrung, werden als Anteile an der Gesamtbewehrungsmenge des Brückenüberbaus beschrieben (Bilder D.10, D.11, D.12).

Um die bezogenen Bewehrungsmengen möglichst einfach zu handhaben und Bereiche mit wechselndem Vorzeichen einzubeziehen, bietet sich eine starke Idealisierung der bezogenen Bewehrungsmengen an. So werden zur Beschreibung der Biegelängsbewehrung für einen Träger auf zwei Stützen nur am unteren Querschnittsrand bezogene Bewehrungsmengen vorgesehen, die bei Bedarf gestaffelt angenommen werden können. Bei Durchlaufträgern werden sowohl am oberen als auch am unteren Querschnittsrand konstante Anteile für die Biegelängsbewehrung vorgesehen. Den hoch beanspruchten Bereichen, wie den Stützbereichen oder Feldbereichen, wird durch Zulagen Rechnung getragen. Hier wird von einer weiteren Staffelung der Bewehrungsanteile abgesehen.

Die bezogenen Anteile der Bewehrungskategorien, wie Biegebewehrung oder Schubbewehrung, werden im Weiteren als *typisierte Bewehrungsverteilungen* bezeichnet. Sie ermöglichen die Abschätzung von Bewehrungsmengen auf der Grundlage standardisierter Anteile bestimmter Bewehrungskategorien an der Gesamtbewehrungsmenge des Brückenüberbaus und der Gesamtbewehrungsmenge eines ähnlichen Brückenüberbaus.

• Theoretische Grundlagen

Die typisierten Bewehrungsverteilungen wurden auf der Basis von Informationen über bestehende Brücken in Deutschland entwickelt. Zu diesen Informationen gehören z.B. Bewehrungsquerschnitte im Brückenüberbau, die Anordnung der Bewehrung etc. Diese wurden durch Auswertung von Bewehrungsplänen und statischen Berechnungen gewonnen. Dazu wurden die Bewehrungsmengen bestimmter Bewehrungskategorien bestimmt und als Anteil an der Gesamtbewehrungsmenge des Brückenüberbaus dargestellt.

Für die typisierten Bewehrungsverteilungen wurde die bezogene Darstellung (einer Bewehrungskategorie, wie Biegebewehrung oder Schubbewehrung, an der Gesamtbetonstahlmenge des Brückenüberbaus) gewählt, da nur über wenige Brücken detaillierte Informationen in Form von Plänen und Berechnungen zur Verfügung standen. Eine *umfassende* Datenbasis liegt in Form von Brückenkenntblättern und bestehenden Datenbanken vor. Diese beinhalten keine detaillierten Informationen zu Bewehrungsmengen, sondern lediglich Angaben zu Gesamtbewehrungsmengen von Teilbauwerken einer Brücke, d.h. zum Brückenüberbau, zu den Pfeilern bzw. zu den Widerlagern. Durch die Definition von Anteilen bestimmter Bewehrungskategorien an der Gesamtbewehrungsmenge des Brückenüberbaus kann die große Datenmenge der Brückenkenntblätter und Datenbanken zur Abschätzung von Bewehrungsmengen genutzt und für verschiedene Brückenüberbauten verwendet werden.

Um die Bewehrungsmengen für bestehende Brückenüberbauten auf der Grundlage der typisierten

Bewehrungsverteilungen automatisiert zu generieren, wurde ein Datenbanksystem entwickelt, das die Informationen der Brückenkenntblätter und bestehenden Datenbanken vorhält. Algorithmen im Datenbanksystem ermöglichen es, die Gesamtbewehrungsmengen von Brücken zu entnehmen, die dem zu klassifizierenden Überbau ähnlich sind. Diese werden dann automatisiert für die zu klassifizierende Brücke bereitgestellt.

Bewehrungsverteilungen werden je nach Brückeneigenschaft unterschieden. Dazu gehören:

- die Bauweise (Stahlbetonbauweise, Spannbetonbauweise),
- der Brückenquerschnitt (Platte, Plattenbalken, Kastenträger) und
- das statische System (Träger auf zwei Stützen, Durchlaufträger).

Zur Entwicklung der typisierten Bewehrungsverteilungen wurde die im Brückenüberbau angeordnete Bewehrung in verschiedene *Bewehrungsarten* eingeteilt. Die Festlegung der Bewehrungsart richtet sich nach der Aufgabe und der Anordnung der Bewehrung. Ihr Anteil an der Gesamtbetonstahlmenge G des Brückenüberbaus wird für die verschiedenen Brückentypen in Prozent festgelegt. Es werden im Wesentlichen folgende Bewehrungsarten unterschieden:

- Biegebewehrung in Längsrichtung am oberen Querschnittsrand,
- Biegebewehrung in Längsrichtung am unteren Querschnittsrand,
- Schubbewehrung,
- Querbewehrung am oberen Querschnittsrand,
- Querbewehrung am unteren Querschnittsrand und
- konstruktive Bewehrung.

Zusätzlich zu den oben aufgeführten Bewehrungsanteilen werden Bewehrungsanteile zur Aufnahme von Biegebeanspruchungen in Querrichtung bereitgestellt. Darüber hinaus wurde der Anteil der Übergreifungslängen an der Gesamtbewehrungsmenge des Brückenüberbaus untersucht. Hierbei ergab sich aus den Untersuchungen verschiedener Brückenüberbauten ein Anteil von ca. 1,5% – 2%. Im Vergleich zu den Bewehrungsanteilen der aufgezeigten Bewehrungskategorien ist dieser Anteil sehr gering und wird daher als vernachlässigbar erachtet.

• Inhalte des Verfahrens

Die typisierten Bewehrungsverteilungen ermöglichen eine erste Abschätzung der Bewehrungsmengen verschiedener Bewehrungsarten im Brückenüberbau. Diese Bewehrungsmengen dienen der Berechnung der Querschnittstragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Im Rahmen dieser Arbeit findet nur die Tragfähigkeit auf Biegung Berücksichtigung. Daher wird im Weiteren auf Bewehrungsarten wie Querbewehrung und Schubbewehrung nicht eingegangen. Die Anwendung der typisierten Bewehrungsverteilungen ist bisher auf Brücken in Deutschland begrenzt [5].

Im Folgenden werden die wesentlichen Inhalte des Verfahrens der typisierten Bewehrungsverteilungen am Beispiel einer zweifeldrigen Stahlbetonbrücke mit Plattenquerschnitt vorgestellt. Ein Anwendungsbeispiel für die typisierten Bewehrungsverteilungen zeigt Abschnitt D.2.

Tabelle D.1 zeigt beispielhaft das für die Bewehrungsverteilung idealisierte System sowie die Querschnittsform des Überbaus. Die Verteilung der Bewehrung ist schematisch dargestellt für die obere und untere Plattenbewehrung. Des Weiteren sind die Gesamtbetonstahlmengen für den Brückenüberbau sowie die aus der Gesamtbetonstahlmenge und aus den typisierten Bewehrungsverteilungen resultierenden Bewehrungsquerschnittsflächen für den oberen und unteren Querschnittsrand angegeben.

Die in Tabelle D.1 grau abgebildeten Bereiche stellen schematisch die Bewehrungsanteile in den zugehörigen Schnitten dar. In Brückenlängsrichtung wird jeweils ein Anteil der Bewehrung konstant durchgeführt (Grundbewehrung), hoch beanspruchte Bereiche, wie die Stützbereiche, sind durch Bewehrungszulagen berücksichtigt. Für die Modellierung des Brückenüberbaus zur Ermittlung der Tragfähigkeit ist die Grundbewehrung über die gesamte Bauwerkslänge einzulegen. Die Bereiche, in denen die Zulagen anzuordnen sind, orientieren sich an den Momentennullpunkten entsprechend der Bilder D.13, D.14. Dabei ist am unteren Querschnittsrand, d.h. als Zulage zur Feldbewehrung, nicht unbedingt eine Zulage anzuordnen. Die Anordnung einer Zulage und ihr Anteil an der Gesamtbetonstahlmenge des Brückenüberbaus richtet sich nach der Anzahl der Felder sowie der Stützweite l des betrachteten Feldes. Als Anhaltswerte für die Anordnung von Zulagen im Feldbereich gelten folgende Stützweiten in Abhängigkeit der Anzahl der Felder des Überbaus und in Abhängigkeit des Querschnitts des Brückenüberbaus:

Träger auf zwei Stützen, Plattenquerschnitt:	$l = 10\text{m}$ (Stützweite l),
Durchlaufträger, Plattenquerschnitt:	$l = 15\text{m}$,
Träger auf zwei Stützen, Plattenbalkenquerschnitt:	$l = 15\text{m}$,
Durchlaufträger, Plattenbalkenquerschnitt:	$l = 20\text{m}$.

Bei den Anteilen handelt es sich um subjektiv festgelegte Werte. Bei der Festlegung dieser Werte wurden jedoch Ausführungspläne bestehender Brücken berücksichtigt, so dass die Werte sich im bauüblichen Rahmen befinden.

Tabelle D.1: Beispiel für eine typisierte Bewehrungsverteilung für eine zweifeldrige Stahlbetonbrücke mit Plattenquerschnitt

System der Brücke	
Querschnitt des Überbaus	
Anteil der Biegebewehrung der Platte in Brückenlängsrichtung am oberen Querschnittsrand $a_{m,lo}$; Bezugswert ist die Gesamtbetonstahlmenge des Brückenüberbaus	
Anteil der Biegebewehrung der Platte in Brückenlängsrichtung am unteren Querschnittsrand $a_{m,lu}$; Bezugswert ist die Gesamtbetonstahlmenge des Brückenüberbaus	

Die Anordnung der Zulagen über der Stütze und im Feld orientiert sich an der Lage der Momentennullpunkte nach DIN 1045-1 (Bild D.13 und Bild D.14). Für die Zulagen im Feld ist zusätzlich ein Abstand zum nächstgelegenen Auflager von $0,1 \cdot l$ einzuhalten.

Die Lage der Bewehrung im Querschnitt des Bauteils richtet sich im Konzept der typisierten Bewehrungsverteilungen nach der Art der Bewehrung. Die Hauptbiegezugbewehrung (Grundbewehrung) wird 5cm vom jeweils maßgebenden Querschnittsrand angeordnet, die Zulagen in 10cm vom maßgebenden Querschnittsrand. Diese vorgesehene Anordnung der Bewehrung kann in Messungen z.B. mit Hilfe zerstörungsfreier Prüfmethode, stichprobenartig verifiziert und für die Nachberechnung entsprechend modifiziert werden (vgl. Bilder D.15 und D.16).

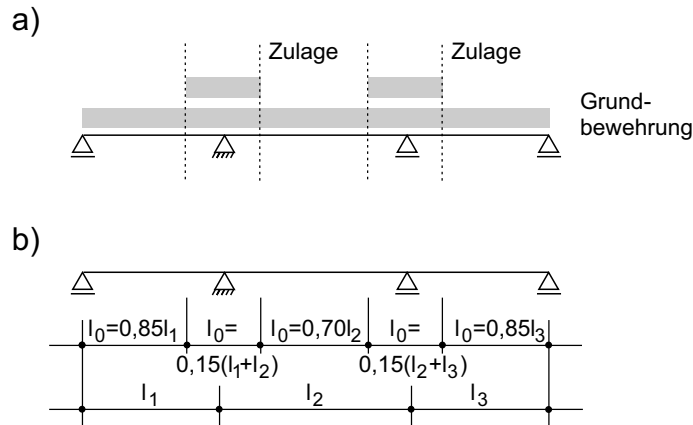


Bild D.13: Anordnung der Grundbewehrung und der Zulagen der Biegebewehrung am oberen Querschnittsrand a) nach dem Verfahren der typisierten Bewehrungsverteilungen b) entsprechend der Lage der Momentennulldurchgänge nach DIN 1045-1 [19]

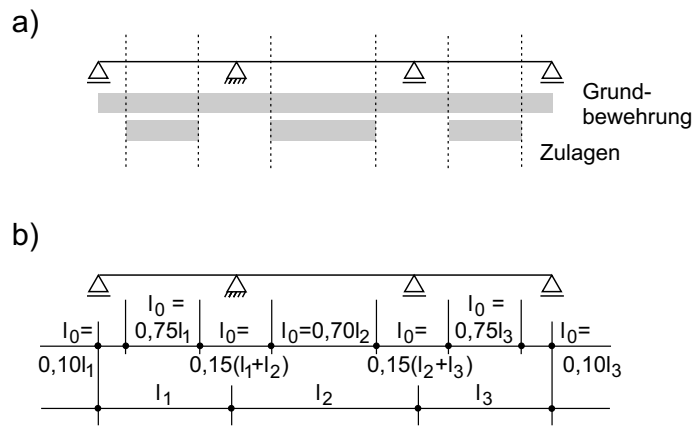


Bild D.14: Anordnung der Grundbewehrung und der Zulagen der Biegebewehrung am unteren Querschnittsrand a) nach dem Verfahren der typisierten Bewehrungsverteilungen b) entsprechend der Lage der Momentennulldurchgänge nach DIN 1045-1 [19]

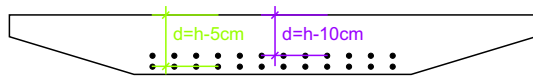


Bild D.15: Definierte Lage der Hauptbiegezugbewehrung und der Zulagen im Feldquerschnitt

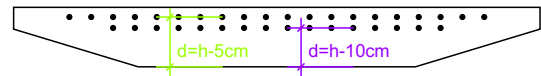


Bild D.16: Definierte Lage der Hauptbiegezugbewehrung und der Zulagen im Stützquerschnitt

Im Verfahren der typisierten Bewehrungsverteilungen sind für die Hauptbiegezugbewehrung die Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser $d_s = 28\text{mm}$ anzusetzen. Die Zulagen über den Stützen besitzen einen Durchmesser von $d_s = 25\text{mm}$.

Zur Abschätzung der Betonstahlmenge des Überbaus wird in einer hierzu angelegten Datenbank ein Bauwerk gesucht, das der zu untersuchenden Brücke ähnlich ist. Die Ähnlichkeit wird zunächst auf der Grundlage des Brückentyps, des Querschnitts, der Anzahl der Felder, der Konstruktionshöhe sowie der Stützweite definiert. Die Betonstahlmenge dieses Bauwerks wird der Ermittlung der Bewehrungsmenge zugrunde gelegt [4].

- **Anwendungsbeispiel**

Nachfolgend ist die typisierte Bewehrungsverteilung für die Biegelängsbewehrung beispielhaft für eine zweifeldrige Stahlbetonbrücke mit Plattenquerschnitt dargestellt. Dem Beispiel wird das System und die typisierte Bewehrungsverteilung entsprechend Tabelle D.1 zugrunde gelegt.

In diesem Beispiel wird die Biegebewehrung für den oberen und unteren Querschnittsrand abgebildet. Hierbei sind sowohl am oberen als auch am unteren Querschnittsrand eine Grundbewehrung (18% der Gesamtbewehrungsmenge des Brückenüberbaus) und Zulagen in den hoch beanspruchten Bereichen (jeweils 2% der Gesamtbewehrungsmenge des Brückenüberbaus) vorgesehen.

Aus der Datenbank wird die Tonnage der Gesamtbewehrungsmenge im Überbau mit $7,5t$ je Feld ermittelt. Daraus ergibt sich für die Grundbewehrung eine Tonnage von $2,7t$ je Feld. Die Tonnage, die für die Zulagen bereit steht, beträgt je Zulage $0,3t$. Unter Verwendung der Dichte für Stahl mit einem Wert von $\rho = 7,85t/m^3$ und der Länge des Überbaus von $l_{ges} = 30m$ ergibt sich eine Bewehrungsquerschnittsfläche von ca. $115cm^2$ am oberen und unteren Querschnittsrand. Die Bezugslänge der Bewehrung im Bereich der Stützzulagen beträgt $2 \cdot 15 \cdot 0,15 = 4,5m$ entsprechend der Vorgaben nach Bild D.13. Die Bezugslänge der Feldzulagen ergibt sich entsprechend zu $0,75 \cdot 15 = 11,25m$. Die Bewehrungsquerschnittsfläche für die Stützzulage wird zu ca. $85cm^2$, die Querschnittsfläche der Feldzulage zu ca. $34cm^2$ berechnet.

Auf der Grundlage einer statisch relevanten Querschnittsbreite des Überbaus von ca. $b = 10m$ ergeben sich folgende Flächenbewehrungen:

Grundbewehrung:	$a_{s,Gbew.} \simeq 11,5cm^2/m,$
Zulage über der Stütze:	$a_{s,StZul} \simeq 8,5cm^2/m,$
Zulage im Feld:	$a_{s,FZul} \simeq 3,4cm^2/m.$

- **Hinweis**

Die mittels dieses Verfahrens abgeschätzten Bewehrungsmengen müssen verifiziert werden.

Tabelle D.2: Abschätzung von Bewehrungsquerschnittsflächen auf der Grundlage von typisierten Bewehrungsverteilungen am Beispiel einer zweifeldrigen Stahlbetonbrücke mit Plattenquerschnitt

System der Brücke	
Querschnitt des Überbaus	
Anteil der Biegebewehrung der Platte in Brückenlängsrichtung am oberen Querschnittsrand $a_{m,lo}$; Bezugswert ist die Gesamtbetonstahlmenge des Brückenüberbaus	
Anteil der Biegebewehrung der Platte in Brückenlängsrichtung am unteren Querschnittsrand $a_{m,lu}$; Bezugswert ist die Gesamtbetonstahlmenge des Brückenüberbaus	
Gesamtbewehrungsmenge des Brückenüberbaus	15,00t
Bewehrungsquerschnitt am oberen Querschnittsrand $a_{s,lo}$	
Bewehrungsquerschnitt am unteren Querschnittsrand $a_{s,lu}$	
Flächenbewehrungen	Grundbewehrung: $a_{s,Gbew.} \approx 11,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ Zulage im Stützgebiet: $a_{s,StZul} \approx 8,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ Zulage im Feldbereich: $a_{s,FZul} \approx 3,4 \text{ cm}^2/\text{m}$

D.3 Verfahren bekannter Bewehrungsquerschnitte

• Hintergrund

Bei Brückenerkundungen im Kosovo war es oftmals möglich, entgegen den Erfahrung bei Brückenerkundungen in Deutschland, Bewehrungsquerschnitte festzustellen. Dies lag zum einen an der Zugänglichkeit der Brücke. Zum anderen lag eine geringe Betondeckung im Bereich von 1,0 bis 1,5cm vor, wodurch Eigenschaften der statisch relevanten Bewehrung, wie Stabdurchmesser und Abstand der Stäbe, mittels eines *Bewehrungssuchgeräts* bestimmt werden konnten. Bei diesen Bewehrungsquerschnitten handelte es sich um Bewehrungsmengen in den Feldern.

Um den bekannten Bewehrungsquerschnitt für die Nachberechnung der Brücke nutzen zu können, wurde ein Verfahren entwickelt, das es ermöglicht, von dem ermittelten Bewehrungsquerschnitt auf weitere, für die Tragfähigkeit maßgebliche Bereiche im Brückenüberbau, wie Stützbereiche und weitere Feldbereiche, zu schließen, für die der vorhandene Bewehrungsquerschnitt nicht bestimmt werden konnte.

• Grundlage des Verfahrens

Als Basis für die Übertragung des gemessenen Bewehrungsquerschnitts von der Messstelle auf andere Feld- und auf Stützbereiche, in denen die Menge der Biegezugbewehrung unbekannt ist, wurde der Verlauf der Biegemomente infolge Eigengewichts in Brückenlängsrichtung gewählt. Dies geschah zum einen vor dem Hintergrund, dass sich die Biegemomente infolge Eigengewichts aus dem idealisierten System und der Gleichstreckenlast infolge Eigengewichts (verhältnismäßig) genau bestimmen lassen. Zum anderen stellen die Schnittgrößen infolge Eigengewichts bei Brücken mit Stützweiten von mehr als ca. 15m die maßgebliche Beanspruchung dar.

Die an der Messstelle gemessene Bewehrungsmenge resultiert aus der Bemessung des jeweiligen Querschnitts für das maßgebende einwirkende Gesamtbiegemoment. Dieses Biegemoment enthält in der Regel, je nach Anforderungen an das Bauwerk, Schnittgrößen infolge ständiger Einwirkungen, wie z.B. Eigengewicht der Struktur und Ausbaulast, veränderliche Einwirkungen, wie Verkehrslasten, bei statisch unbestimmten Tragwerken zusätzlich Zwangsschnittgrößen infolge Temperatur und Setzung. Das Gesamtbiegemoment wird für die Abschätzung unbekannter Bewehrungsmengen vereinfacht als Summe aus dem Biegemoment infolge Eigengewichts des Brückenüberbaus sowie aus der für das Tragwerk definierten Verkehrslast angenommen. Zwangsschnittgrößen, z.B. infolge Temperatur oder Setzungen, werden vernachlässigt.

Um die Annahme zu verifizieren, dass die Bewehrungsmengen auf der Grundlage der normierten Biegemomente infolge Eigengewichts abgeschätzt werden können, wurden Untersuchungen zu Schnittgrößenverhältnissen der Biegemomente infolge Eigengewichts des Brückenüberbaus und infolge Verkehr durchgeführt. Hierzu wurden Informationen über Brücken aus Bestandsdaten und erkundeten Brücken im Kosovo durchgeführt.

Für die Untersuchungen wurde der Brückenüberbau als Stab idealisiert. Die Auflagerbedingungen sind entsprechend der Angaben aus den Bestandsdaten modelliert worden. Das Eigengewicht des Brückenüberbaus wurde als Gleichstreckenlast g_k entsprechend Gleichung D.1 aufgebracht. Die Gleichstreckenlast infolge Eigengewichts wird aus der Geometrie des Querschnitts A_c und der Wichte für Stahlbeton mit $\gamma_c = 25kN/m^3$ entsprechend Gleichung D.1 berechnet:

$$g_k = A_c \cdot \gamma_c \quad . \quad (D.1)$$

Die Verkehrslasten für die Brücken, die den Bestandsdaten entnommen sind, wurden entsprechend der Angaben, die in den Brückenkenntblättern dokumentiert sind, angesetzt. Die betrachteten Brücken waren nach DIN 1072 für die Brückenklasse 60/30 bemessen.

Für die Bestandsbrücken wurden zunächst die Biegemomente infolge Eigengewichts in Brückenlängsrichtung $M_g(x)$ ermittelt. Anschließend wurden die Biegemomente infolge Eigengewichts des Brückenüberbaus $M_g(x)$ auf das Biegemoment infolge Eigengewichts an der Messstelle $M_g(x = x_{Mess})$ bezogen (vgl. Gleichung D.2 und Gleichung D.3). Die bezogenen Biegemomente infolge Eigengewichts werden im Weiteren als normierte Biegemomente $M_g^*(x)$ bezeichnet.

$$M_g^*(x) = \frac{M_g(x)}{M_g(x = x_{Mess})}, \quad (D.2)$$

$$M_g(x) = M_g^*(x) \cdot M_g(x = x_{Mess}), \quad \text{vgl. Bild D.17 und Bild D.18} \quad . \quad (D.3)$$

In einem nächsten Schritt wurden die Gesamtbiegemomente aus der Summe der Biegemomente infolge Eigengewichts und der Biegemomente infolge Verkehrs berechnet. Die Biegemomente infolge Eigengewichts wurden dabei mit dem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{ständig} = 1,15$ gemäß der Richtlinie des DAfSTB [16] und die Biegemomente infolge Verkehrs mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{veränderlich} = 1,5$ erhöht.

Hier wurden vier Einwirkungskombinationen (LK_i) untersucht, um den Einfluss der Teilsicherheitsbeiwerte auszuschließen:

$$\begin{aligned} LK_1 &: 1,15 \cdot M_g + 1,5 \cdot M_Q, \\ LK_2 &: 1,35 \cdot M_g + 1,5 \cdot M_Q, \\ LK_3 &: 1,15 \cdot M_g + 0,5 \cdot 1,5 \cdot M_Q, \\ LK_4 &: 1,35 \cdot M_g + 0,5 \cdot 1,5 \cdot M_Q. \end{aligned}$$

Die Biegemomente infolge Eigengewichts wurden mit den Teilsicherheitsbeiwerten für ständige Einwirkungen nach DIN 1045-1, $\gamma_{ständig} = 1,35$ bzw. der Richtlinie des DAfSTB [16] $\gamma_{ständig} = 1,15$ beaufschlagt. Die Biegemomente infolge Verkehrs wurden mit dem Teilsicherheitsbeiwert nach DIN 1045-1 für veränderliche Einwirkungen, $\gamma_{veränderlich} = 1,50$, erhöht. Zusätzlich wurde die Untersuchung für 50% und 100% der Einwirkung infolge Verkehrs ausgewertet, um den Einfluss des Anteils aus der Einwirkung infolge Verkehrs zu klären.

Anschließend wurden die Gesamtbiegemomente des Brückenüberbaus an dem Gesamtbiegemoment der Messstelle normiert.

Aus dem Vergleich der normierten Gesamtbiegemomente mit den normierten Biegemomenten infolge Eigengewichts kann festgestellt werden, ob die Bewehrungsquerschnitte auf der Grundlage der normierten Biegemomente infolge Eigengewichts auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt werden. Der Vergleich ergab, dass die Abschätzung in den Feldern auf der sicheren Seite liegt, die Abschätzung der Stützbewehrung auf der unsicheren Seite. Die Bewehrung über den Stützen wurde zum Teil deutlich überschätzt.

Daher wurde ein Faktor definiert, der eine Abschätzung der Bewehrungsquerschnitte über den Stützen auf der sicheren Seite liegend ermöglicht. Auf der Grundlage der Ergebnisse der Untersuchungen wurden diese Faktoren wie folgt festgelegt:

- Für Plattenbalkenquerschnitte: $f_{red,PB} = 0,65$,
- für Plattenquerschnitte: $f_{red,Pl} = 0,75$.

Zusätzlich wurde eine Überprüfung der Faktoren der Biegemomente in den Feld- und Stützbereichen an im Kosovo untersuchten Brücken durchgeführt. Diese Überprüfung hat ergeben, dass die Reduktionsfaktoren $f_{red,Pl}$ und $f_{red,PB}$ auf den Wert

$$f_{red} = 0,60$$

abzumindern sind.

Der Bewehrungsquerschnitt im Feld kann direkt aus den normierten Biegemomenten infolge Eigengewichts $M_g^*(x)$ und dem bekannten Bewehrungsquerschnitt an der Messstelle $A_{s,Feld}(x = x_{Mess})$ berechnet werden (Gleichung D.4).

$$A_{s,Feld}(x) = M_g^*(x) \cdot A_{s,Feld}(x = x_{Mess}) \quad (D.4)$$

Die Bewehrungsquerschnitte für die Stützbereiche werden auf der Grundlage der normierten Biegemomente infolge Eigengewichts $g^*(x)$, des Reduktionsfaktors f_{red} und des Bewehrungsquerschnitts an der Messstelle $A_{s,Feld}(x = x_{Mess})$ ermittelt (vgl. Gleichung D.5). Die Reduktionsfaktoren fließen als Multiplikatoren in die Gleichung ein.

$$A_{s,Stütze}(x) = f_{red} \cdot M_g^*(x) \cdot A_{s,Feld}(x = x_{Mess}) \quad (D.5)$$

Die Reduktion der normierten Biegemomente ist notwendig, da die Biegemomente infolge veränderlicher Einwirkungen über der Stütze einen geringeren Anteil am Gesamtbiegemoment haben als in den Feldern. Daher würde die Abschätzung der Bewehrung entsprechend dem Verhältnis der Biegemomente infolge Eigengewichts zu einer Überschätzung der Bewehrungsmenge im Stützbereich führen.

• Vorgehensweise zur Anwendung des Verfahrens

Nachstehend wird die Vorgehensweise zur Anwendung des Verfahrens kurz erläutert und im Anschluss an einem Beispiel exemplarisch dargestellt.

Zunächst sind die Biegemomente infolge Eigengewichts in Brückenlängsrichtung $M_g(x)$ zu ermitteln. Der vorhandene Bewehrungsquerschnitt $A_{s,Feld}(x = x_{Mess})$ ist im maßgebenden Feld, d.h. im Feld mit der größten Stützweite, an mindestens einer Stelle $x = x_{Mess}$ zu bestimmen. Über die Querschnittsbreite sollen mehrere Stichproben für den Bewehrungsquerschnitt aus Gründen der Datenredundanz und des Quertragverhaltens aufgenommen werden.

Im nächsten Schritt sind die normierten Biegemomente infolge Eigengewichts $M_g^*(x)$ für den Brückenüberbau zu bestimmen. Das heißt die Biegemomente infolge Eigengewichts des Brückenüberbaus $M_g(x)$ sind auf das Biegemoment infolge Eigengewichts an der Messstelle $M_g(x = x_{Mess})$ zu beziehen (vgl. Gleichung D.2 und Gleichung D.3).

Mit Hilfe der normierten Biegemomente $M_g^*(x)$ und der ermittelten Bewehrungsmenge an der Messstelle $A_{s,Feld}(x = x_{Mess})$ können die Bewehrungsmengen im Brückenüberbau abgeschätzt werden.

Die Feldbewehrung kann direkt mit Hilfe der normierten Biegemomente infolge Eigengewichts abgeschätzt werden (vgl. Gleichung D.4).

Zur Abschätzung der Bewehrung über den Stützen sind die normierten Biegemomente $M_g^*(x)$ zu reduzieren.

Der Reduktionsfaktor ist für Platten- und Plattenbalkenquerschnitte gleich, er beträgt

$$f_{red} = 0,60 \quad .$$

Der Reduktionsfaktor ist mit den normierten Biegemomenten infolge Eigengewichts zu multiplizieren (vgl. Gleichung D.5). Der Bewehrungsquerschnitt im Feld ist gemäß Gleichung D.4, der Bewehrungsquerschnitt über der Stütze nach Gleichung D.5 zu berechnen.

Für dieses Verfahren darf das Stützweitenverhältnis bei Durchlaufträgern maximal 1 : 1,5 betragen.

• Anwendungsbeispiel

Die Anwendung des Verfahrens bekannter Bewehrungsquerschnitte wird nachfolgend an einem Beispiel erläutert. Als Brückenbauwerk wird eine zweifeldrige Stahlbetonplattenbrücke mit unterschiedlichen Stützweiten verwendet (Bild D.17).

Bei dem nachstehend dargestellten Bauwerk befindet sich die Messstelle an der mit x_{Mess} gekennzeichneten Stelle im Feld mit der größten Stützweite. Auf der Grundlage der Stützweiten des Längssystems, der Querschnittsgeometrie und der Wichte von Stahlbeton können die Biegemomente infolge Eigengewichts berechnet werden (Bild D.18).

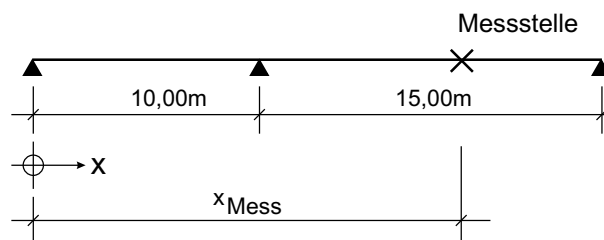


Bild D.17: Messstelle für die Bewehrungsmenge

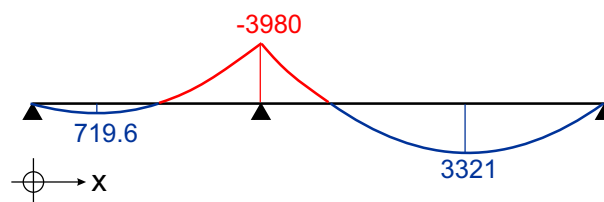


Bild D.18: Biegemomente infolge Eigengewichts $M_g(x)$ in kNm

Die Biegemomente infolge Eigengewichts sind anschließend an dem Biegemoment infolge Eigengewichts der Messstelle zu normieren. Bild D.19 zeigt den Verlauf der normierten Biegemomente infolge Eigengewichts. Die für die Tragfähigkeit maßgeblichen Stellen sind in Bild D.20 mit den zugehörigen normierten Biegemomenten infolge Eigengewichts dargestellt. Unter Verwendung der normierten Biegemomente infolge Eigengewichts und unter Berücksichtigung des Reduktionsfaktors kann die Bewehrungsmenge im Feld und über der Stütze abgeschätzt werden (vgl. Bild D.21).

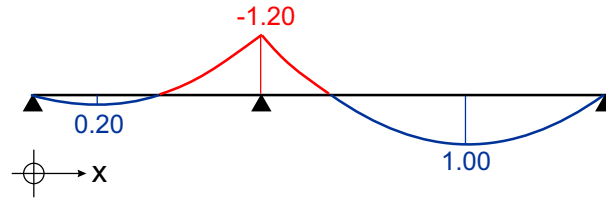
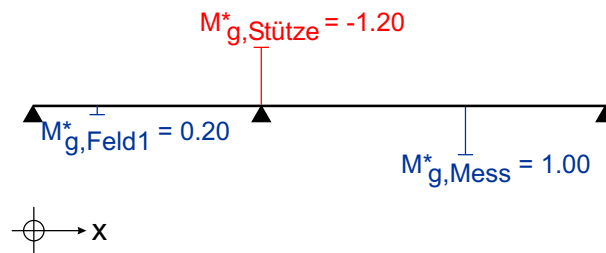
Bild D.19: Normierte Biegemomente infolge Eigengewichts $M_g^*(x)$ Bild D.20: Normierte Biegemomente infolge Eigengewichts $M_g^*(x)$ an ausgewählten Stellen

Bild D.21: Abschätzung der Bewehrungsmenge auf der Grundlage einer gemessenen Bewehrungsmenge im Feld mit der größten Stützweite

Im vorgestellten Beispiel ergibt sich als Feldbewehrung in Feld 1 ein Bewehrungsquerschnitt von $0,20 \cdot A_{s,mess}$, in Feld 2 beträgt der Querschnitt – entsprechend dem Querschnitt der Messstelle – $1,00 \cdot A_{s,mess}$. Der Bewehrungsquerschnitt über der Stütze wird entsprechend dem Verfahren zu $0,72 \cdot A_{s,mess}$ ermittelt.

- Hinweis

Die mit Hilfe dieses Verfahrens abgeschätzten Bewehrungsmengen müssen verifiziert werden.

Anhang E

Verifizierung von Bewehrungsmengen

E.1 Bewehrungspläne der Versuchskörper

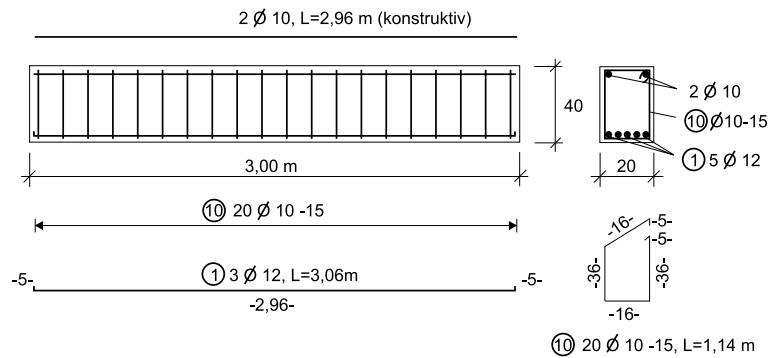


Bild E.1: Schal- und Bewehrungszeichnung der Versuchskörper C30R08 und C40R08

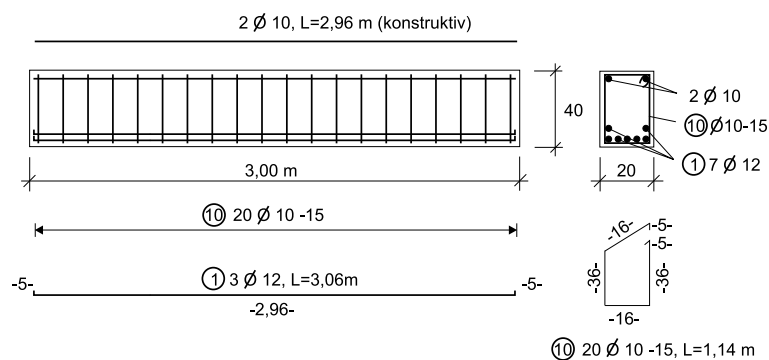


Bild E.2: Schal- und Bewehrungszeichnung der Versuchskörper C30R1 und C40R1

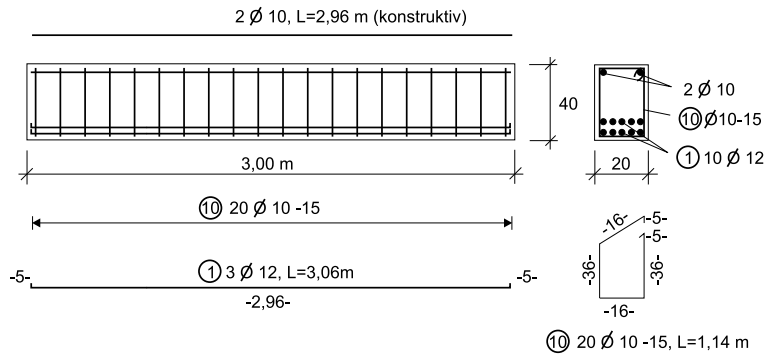


Bild E.3: Schal- und Bewehrungszeichnung der Versuchskörper C30R16 und C40R16

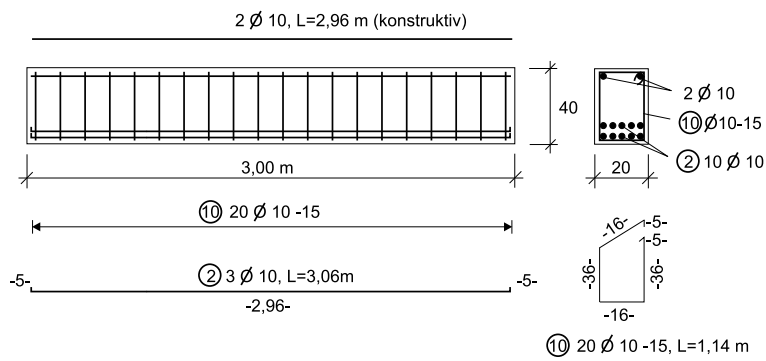


Bild E.4: Schal- und Bewehrungszeichnung der Versuchskörper C30St10

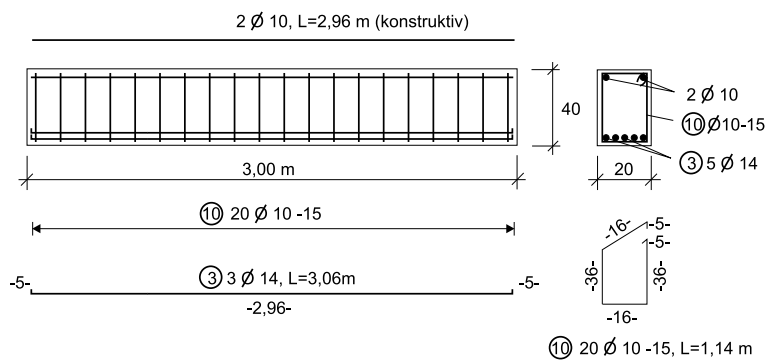


Bild E.5: Schal- und Bewehrungszeichnung der Versuchskörper C30St14

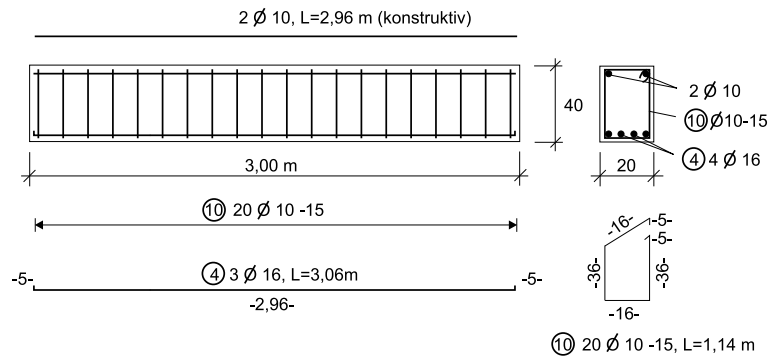


Bild E.6: Schal- und Bewehrungszeichnung des Versuchskörpers C30St16

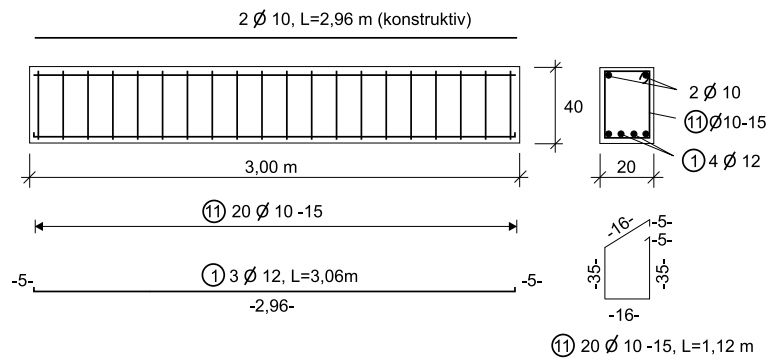


Bild E.7: Schal- und Bewehrungszeichnung des Versuchskörpers C30cnom3

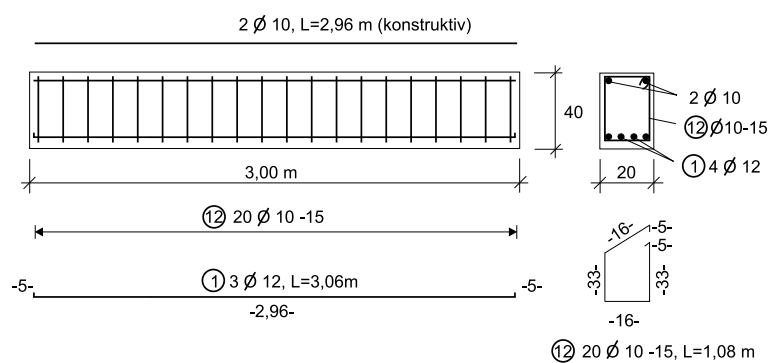


Bild E.8: Schal- und Bewehrungszeichnung des Versuchskörpers C30cnom5

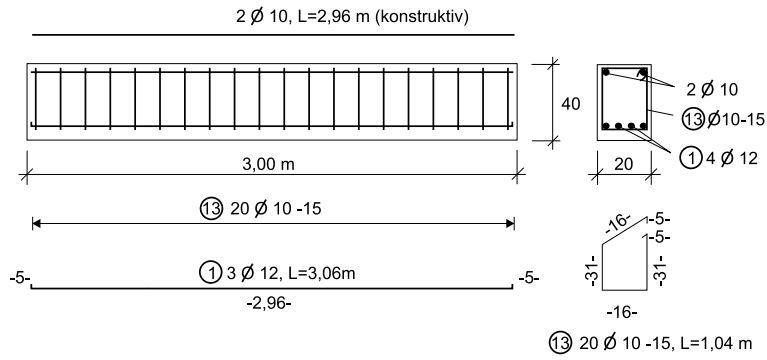


Bild E.9: Schal- und Bewehrungszeichnung des Versuchskörpers C30cnom7

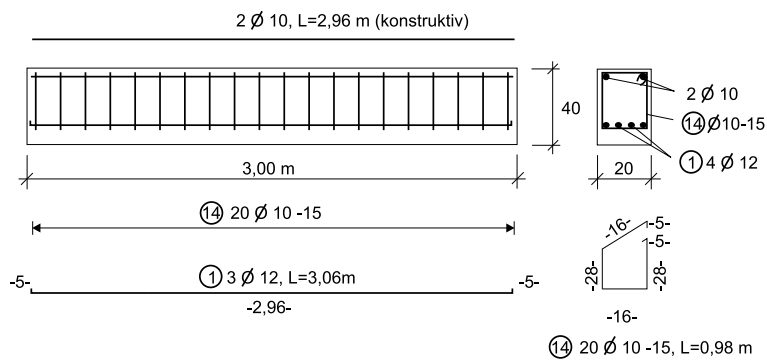


Bild E.10: Schal- und Bewehrungszeichnung des Versuchskörpers C30cnom10

E.2 Dehnungsmessungen an Betonstählen unter definierten Einwirkungen

- Regressionsgeraden der Betonstahldehnungen aus zyklischen Versuchen

Versuchskörper C30R05

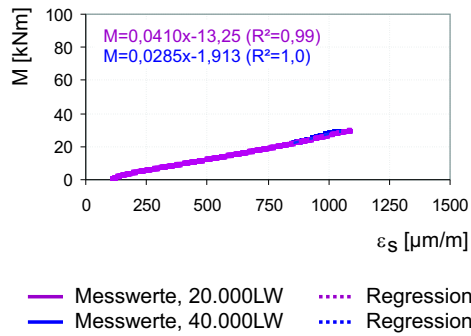


Bild E.11: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M in Folge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für die Feldmitte

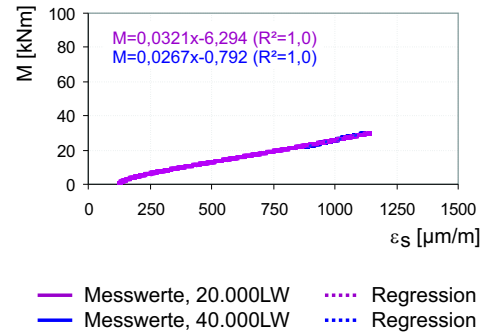


Bild E.12: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M in Folge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für den Bereich der Lasteinleitung

Versuchskörper C30R08

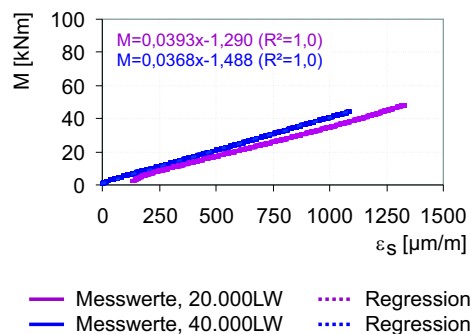


Bild E.13: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M in Folge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für die Feldmitte

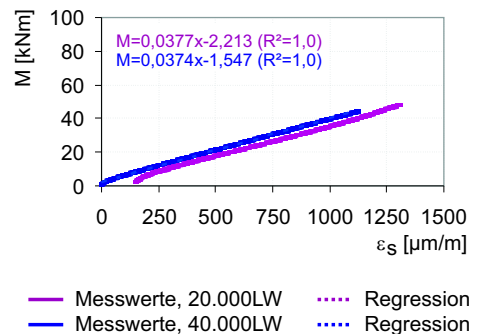


Bild E.14: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M in Folge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für den Bereich der Lasteinleitung

Versuchskörper C30R1

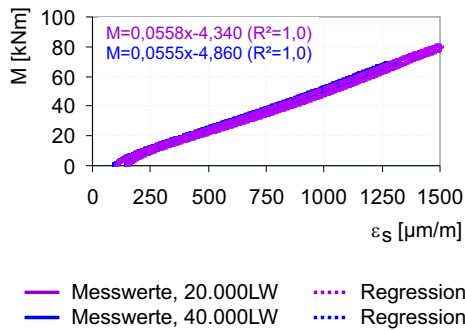


Bild E.15: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für die Feldmitte

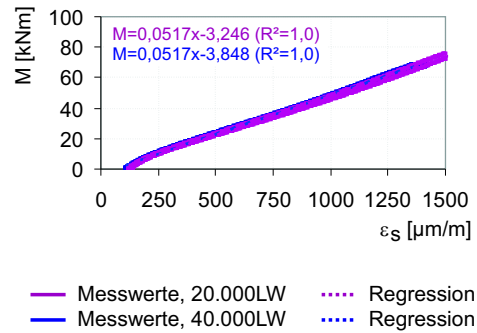


Bild E.16: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für den Bereich der Lasteinleitung

Versuchskörper C30R16

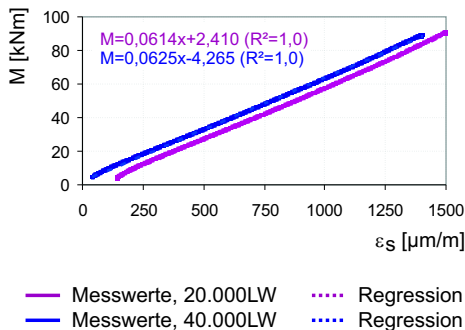


Bild E.17: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für die Feldmitte

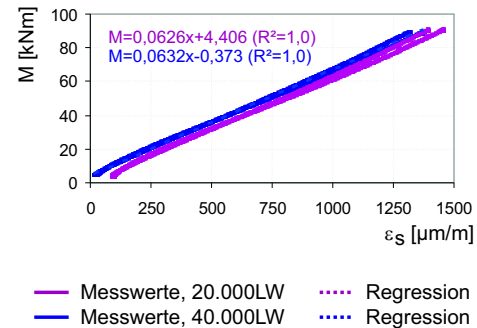


Bild E.18: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für den Bereich der Lasteinleitung

Versuchskörper C40R05

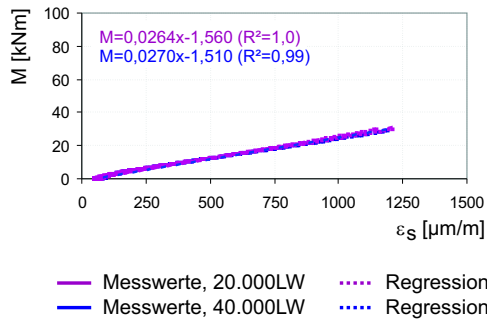


Bild E.19: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für die Feldmitte

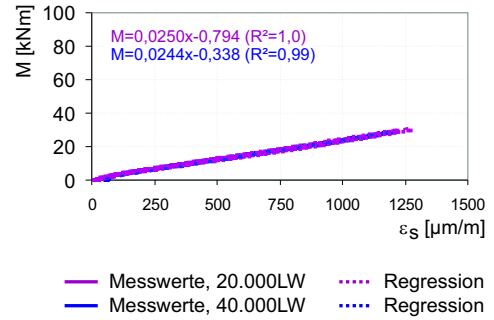


Bild E.20: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für den Bereich der Lasteinleitung

Versuchskörper C40R08

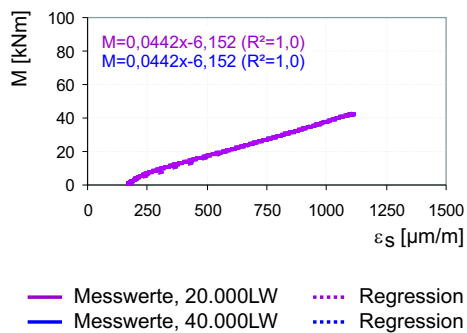


Bild E.21: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für die Feldmitte

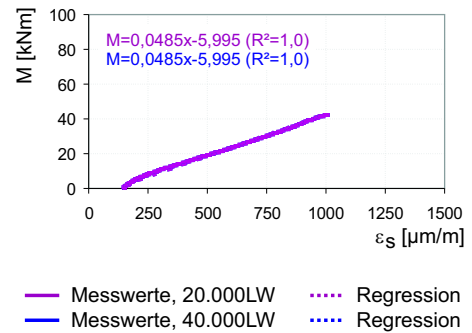


Bild E.22: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für den Bereich der Lasteinleitung

Versuchskörper C40R1

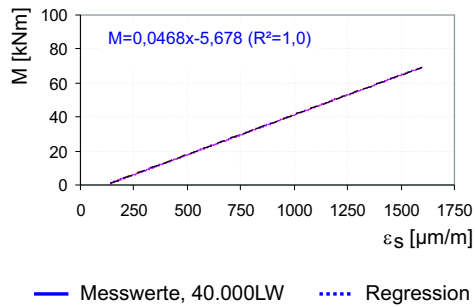


Bild E.23: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für die Feldmitte

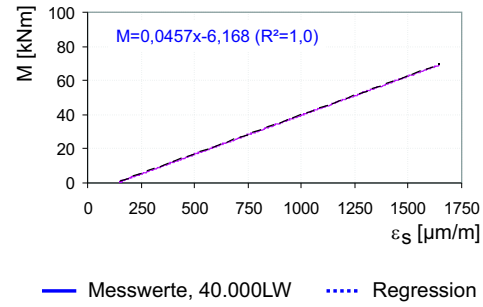


Bild E.24: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für den Bereich der Lasteinleitung

Versuchskörper C40R16

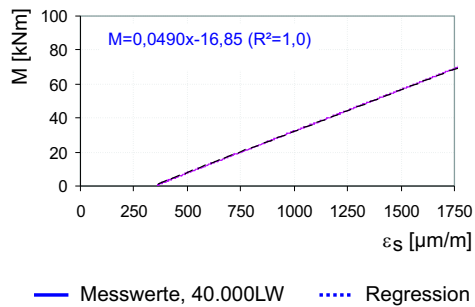


Bild E.25: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für die Feldmitte

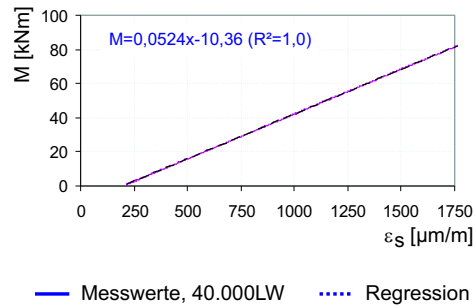


Bild E.26: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für den Bereich der Lasteinleitung

Versuchskörper C30St10

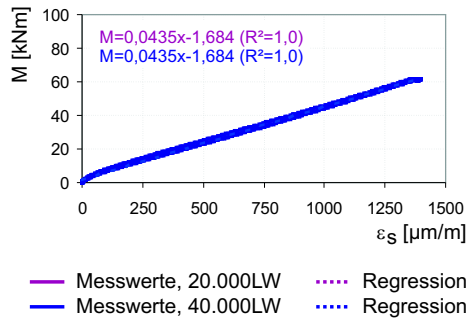


Bild E.27: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für die Feldmitte

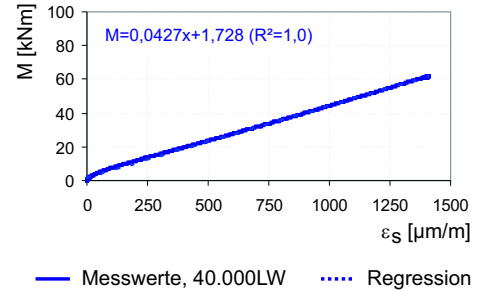


Bild E.28: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für den Bereich der Lasteinleitung

Versuchskörper C30St14

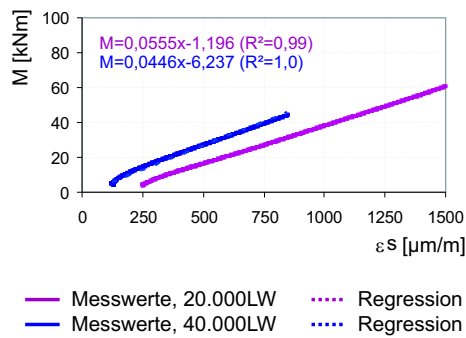


Bild E.29: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für die Feldmitte

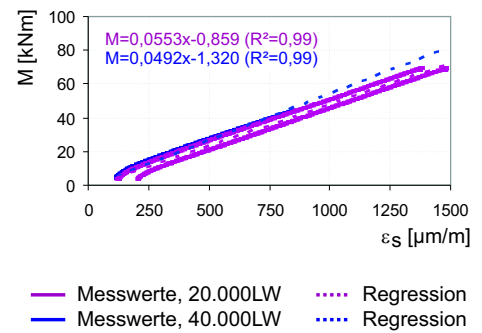


Bild E.30: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für den Bereich der Lasteinleitung

Versuchskörper C30St16

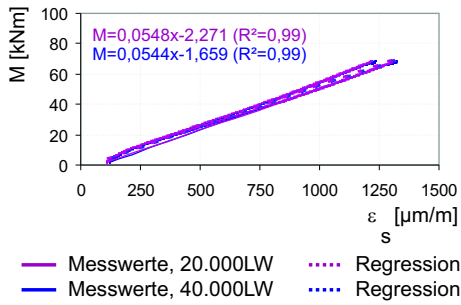


Bild E.31: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für die Feldmitte

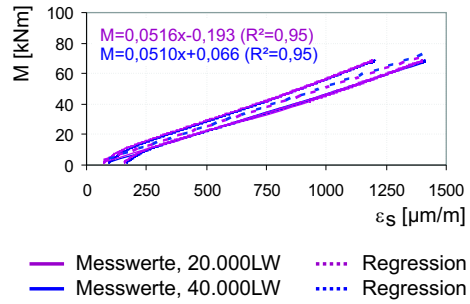


Bild E.32: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für den Bereich der Lasteinleitung

Versuchskörper C30cnom3

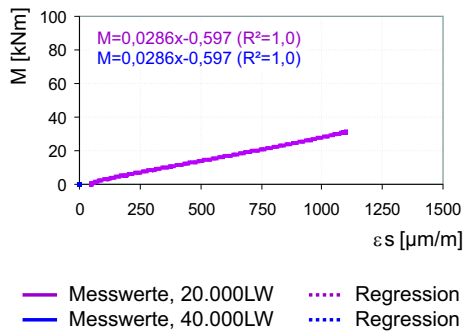


Bild E.33: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für die Feldmitte

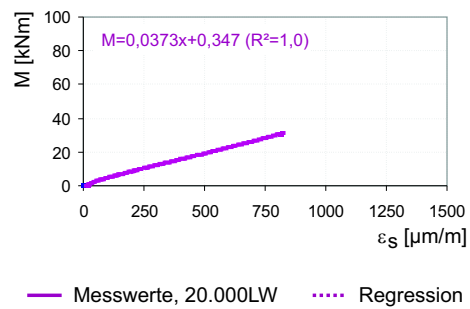


Bild E.34: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für den Bereich der Lasteinleitung

Versuchskörper C30cnom5

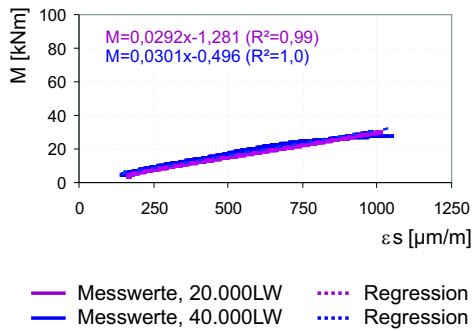


Bild E.35: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für die Feldmitte

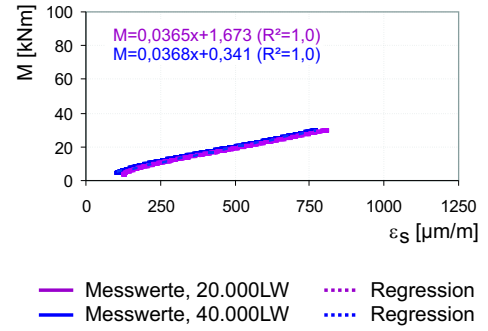


Bild E.36: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für den Bereich der Lasteinleitung

Versuchskörper C30cnom7

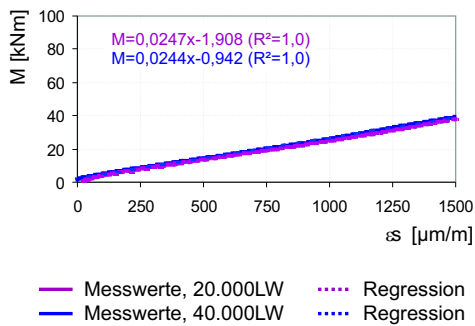


Bild E.37: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für die Feldmitte

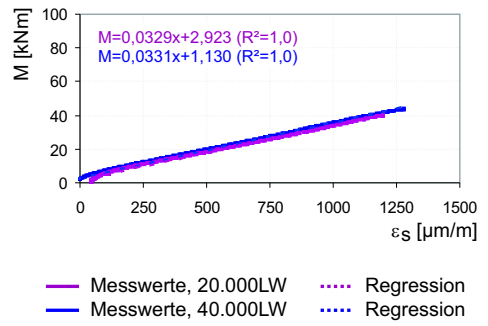


Bild E.38: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für den Bereich der Lasteinleitung

Versuchskörper C30cnom10

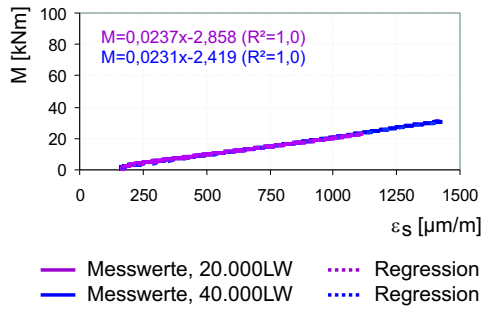


Bild E.39: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für die Feldmitte

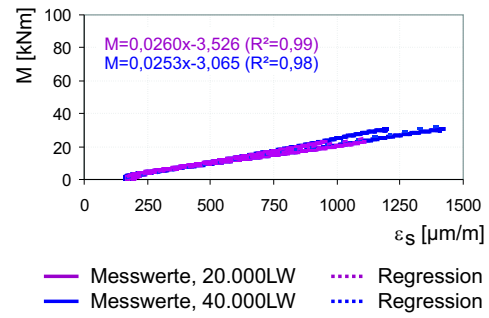


Bild E.40: Zusammenhang zwischen Betonstahldehnungen ε_s und Biegemomenten M infolge Versuchslast aus Messungen und Regressionen für den Bereich der Lasteinleitung

- **Versuchskörpereigenschaften**

Betondruckfestigkeit

Für jede Betoncharge wurden Probewürfel und Probezylinder hergestellt. Nach 28 Tagen Normlagerung wurde deren Festigkeit geprüft. Die charakteristische Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube}$ wurde vereinfacht mit folgenden Formeln berechnet:

$$f_{cm,cube} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n} . \quad (E.1)$$

$$f_{ck,cube} = f_{cm,cube} - k \cdot \sigma = f_{cm,cube} - 1,645 \cdot 5 = f_{cm,cube} - 8,225 . \quad (E.2)$$

mit	f_{ci}	bei der Druckfestigkeitsprüfung gemessene Druckfestigkeit eines Probewürfels
	$f_{cm,cube}$	Mittelwert der gemessenen Würfeldruckfestigkeiten
	$f_{ck,cube}$	charakteristische Würfeldruckfestigkeit
	k	Beiwert zur Berechnung der Fraktilwerte
	σ	Standardabweichung der Betondruckfestigkeit nach DIN 1055-100, RÜSCH ET AL. [81]

Damit ergibt sich die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit $f_{ck,cyl}$ zu:

$$f_{ck,cyl} \approx \frac{f_{ck,cube}}{1,25} . \quad (E.3)$$

mit	$f_{ck,cyl}$	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit
	$f_{ck,cube}$	charakteristische Würfeldruckfestigkeit
	1,25	Mittlerer Verhältniswert aus Würfeldruckfestigkeit und Zylinderdruckfestigkeit der Betonfestigkeitsklassen nach DIN 1045-1

Nachstehende Tabelle gibt die erreichten Druckfestigkeiten der Probewürfel bzw. Probezylinder nach Normlagerung für die einzelnen Betonchargen an. Zusätzlich wird der Elastizitätsmodul mit angegeben.

Tabelle E.1: Würfel- und Zylinderdruckfestigkeiten nach Normlagerung

Betoncharge	Messwerte	Würfel- druckfestigkeit	Zylinder- druckfestigkeit	Elastizitäts- modul
	f_{ci} [N/mm ²]	$f_{ck,cube}$ [N/mm ²]	$f_{ck,cyl}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]
C30cnom5/7	34	-	27,0	24600
	34	-	-	-
	35	26,1(R)	20,9(R)	-
C30St14/16	46	-	35,0	20500
	45	-	-	-
	45	37,1(R)	29,7(R)	-
C30R08/cnom3	41	-	31,5	31200
	42	-	-	-
	41	33,1(R)	26,5(R)	-
C30R1/05	38	-	34,5	32450
	40	-	-	-
	40	31,1(R)	24,9(R)	-
C30R16/St10	46	-	-	-
	45	-	-	-
	45	37,1(R)	29,7(R)	31850(R)
C30cnom5/C30cnom7	53 *	-	-	-
	52 *	-	-	-
	52 *	55,1(R)	44,1(R)	35480(R)
C40R1/C40R16	46 *	-	-	-
	43 *	-	-	-
	43 *	44,8(R)	35,8(R)	33490(R)
C40R05/C40R08	50 *	-	-	-
	49 *	-	-	-
	49 *	51,4(R)	41,1(R)	34790(R)

* Messwert f_{ci} entspricht Zylinderdruckfestigkeit nach DIN 1045-1

Die mit (R) gekennzeichneten Werte wurden aus den Messwerten der Würfeldruckfestigkeiten errechnet. Alle weiteren Werte sind aus den Ergebnissen der Betondruckfestigkeiten bzw. der Elastizitätsmoduln ermittelt, die mittels zerstörender Prüfung gewonnen wurden.

Betonstahleigenschaften

Tabelle E.2: Aus Zugproben ermittelte Streckgrenze, Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul der Charge der Betonstähle der Versuchskörper

Zugprobe	Streckgrenze f_{ym} N/mm^2	Zugfestigkeit f_{um} N/mm^2	E-Modul E_s N/mm^2
1	565,16	642,74	200660
2	571,95	647,82	215316
3	575,72	649,28	248696
4	566,29	643,41	187139
5	567,02	651,29	216595
Mittelwerte	570	647	213700

Tabelle E.3: Festigkeitswerte für den Betonstahl unter Verwendung des Stahlhärtemessgeräts

Versuchskörper	Mittelwert der Zugfestigkeit f_{um} N/mm^2	Fraktilwert der Zugfestigkeit f_{uk} N/mm^2
C30cnom5	652,2	500
C30cnom7	654,3	520,5
C30cnom10	662,6	533,5
C40R05	706,5	638,7
C40R08	625,5	576,6
C40R1	666,9	603,2
C40R16	-	560,3
Mittelwerte	511	661

Das Verhältnis der Mittelwerte der Zugfestigkeiten f_{um} ergibt eine Abweichung zwischen dem Ergebnis der Zugproben und den Ergebnissen des Stahlhärtemessgeräts von 2%. Dieser Wert wird durch den Vergleich der Werte der Streckgrenzen bestätigt.

Weitere tragfähigkeitsrelevante Parameter der Versuchskörper

Tabelle E.4: Statistische Momente tragfähigkeitsrelevanter Eigenschaften ausgewählter Versuchskörper

Versuchskörper	Parameter	Mittelwert	Standardabweichung
C40R05	Breite [m]	0,201	0,001
	Höhe [m]	0,405	0,001
	Länge [m]	3,007	0,003
	Betondruckfestigkeit [N/mm^2]	46,50	6,50
	Betonstahlfestigkeit [N/mm^2]	580,6	42,8
	Betonüberdeckung [mm]	43,3	5,4
C40R08	Breite [m]	0,201	0,001
	Höhe [m]	0,405	0,001
	Länge [m]	3,009	0,002
	Betondruckfestigkeit [N/mm^2]	44,63	8,50
	Betonstahlfestigkeit [N/mm^2]	524,2	30,3
	Betonüberdeckung [mm]	40,5	2,4
C40R1	Breite [m]	0,201	0,001
	Höhe [m]	0,404	0,001
	Länge [m]	3,009	0,002
	Betondruckfestigkeit [N/mm^2]	42,80	5,90
	Betonstahlfestigkeit [N/mm^2]	548,4	40,6
	Betonüberdeckung [mm]	43,7	1,4
C40R16	Breite [m]	0,201	0,001
	Höhe [m]	0,413	0,002
	Länge [m]	3,005	0,001
	Betondruckfestigkeit [N/mm^2]	42,02	6,20
	Betonstahlfestigkeit [N/mm^2]	509,4	257,3
	Betonüberdeckung [mm]	35,9	10,8
C30cnom5	Breite [m]	0,200	0,001
	Höhe [m]	0,407	0,001
	Länge [m]	3,008	0,002
	Betondruckfestigkeit [N/mm^2]	43,64	8,06
	Betonstahlfestigkeit [N/mm^2]	438,7	103,1
	Betonüberdeckung [mm]	69,0	1,8
C30cnom7	Breite [m]	0,201	0,001
	Höhe [m]	0,412	0,002
	Länge [m]	3,005	0,001
	Betondruckfestigkeit [N/mm^2]	43,50	6,00
	Betonstahlfestigkeit [N/mm^2]	473,2	86,9
	Betonüberdeckung [mm]	40,5	2,4
C30cnom10	Breite [m]	0,200	0,000
	Höhe [m]	0,407	0,002
	Länge [m]	3,007	0,001
	Betondruckfestigkeit [N/mm^2]	41,90	5,70
	Betonstahlfestigkeit [N/mm^2]	485,0	85,1
	Betonüberdeckung [mm]	-	-

Die dargestellten Daten wurden als Mittelwerte und Standardabweichungen einer normalverteilten Messreihe berechnet.

Tabelle E.5: Statistische Eigenschaften der Lage der Lasteinleitungspunkte ausgewählter Versuchskörper

Versuchskörper	Mittelwert [m]	Standardabweichung [m]
C40R05	1,053	0,001
C40R08	1,060	0,007
C40R1	1,060	0,006
C40R16	1,060	0,004
C30cnom5	1,062	0,002
C30cnom7	1,054	0,002
C30cnom10	1,060	0,006

- **Formeln zur Ermittlung der Berechnungsparameter**

(vgl. hierzu auch Abschnitt G.1)

Statische Höhe d

$$d = h - d_1 \quad (\text{E.4})$$

Resultierende Lage der Bewehrung d_1

- einlagige Bewehrung:

$$d_1^1 = c_{nom} + d_{s,Bügel} + d_s/2 \quad (\text{E.5})$$

- zweilagige Bewehrung:

$$d_1^2 = c_{nom} + d_{Bügel} + \frac{(n_1 \cdot d_s^2 \pi/4) \cdot d_s/2 + (n_2 \cdot d_s^2 \cdot \pi/4) \cdot (3/2 \cdot d_s + a_{st})}{(n_1 \cdot d_s^2 \pi/4) + (n_2 \cdot d_s^2 \cdot \pi/4)} \quad (\text{E.6})$$

Höhe der ungerissenen Zugzone h_{ct}

$$h_{ct} = \frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{DMS}} \cdot (h - x - c_{nom} - d_{Bügel}) \quad (\text{E.7})$$

Höhe der Betondruckzone x

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{DMS}} \cdot (h - c_{nom} - d_{Bügel}) \quad (\text{E.8})$$

Betonstahldehnungen

- für die erste Bewehrungslage ε_{sB1} :

$$\varepsilon_{sB1} = \varepsilon_{DMS} = \frac{h - x - d_1^1}{h - x - c_{nom} - d_{Bügel}} \quad (\text{E.9})$$

- für die zweite Bewehrungslage ε_{sB2} :

$$\varepsilon_{sB1} = \varepsilon_{DMS} = \frac{h - x - c_{nom} - d_{Bügel} - 3/2 d_s - a_{st}}{h - x - c_{nom} - d_{Bügel}} \quad (\text{E.10})$$

Lage und Größe der resultierenden Betondruckkraft in Abhängigkeit des Materialgesetzes

Tabelle E.6: Beiwerte zur Ermittlung der Lage und Größe der resultierenden Betondruckkraft

Versuchsreihe	Beiwert k_a	Lage der Resultierenden a	Mittlere Betondruckkraft
Spannungsblock	0,400	$0,400 \cdot x$	$0,800 \cdot x \cdot b \cdot f_c$
Dreieck-Rechteck-Diagramm	0,411	$0,411 \cdot x$	$0,807 \cdot x \cdot b \cdot f_c$
Parabel-Rechteck-Diagramm	0,416	$0,416 \cdot x$	$0,810 \cdot x \cdot b \cdot f_c$
Parabel-Diagramm *	0,375	$0,375 \cdot x$	$0,670 \cdot x \cdot b \cdot f_c$

* gültig, wenn die Stauchung den maximalen Wert der Parabel nicht überschreitet

E.3 Ergebnisse weiterer numerischer Untersuchungen

• Eigenschaften der Dehnmessstreifen

Wie bereits in Kapitel 3, Abschnitt 3.2 erläutert, verhalten sich Dehnmessstreifen empfindlich gegenüber Temperaturveränderungen. Diese Eigenschaft äußert sich durch Unterschiede in den Betonstahldehnungen zwischen dem Startwert für die Betonstahldehnung vor Versuchsbeginn und dem Endwert der Betonstahldehnung nach Versuchsdurchführung.

Um die Sensitivität der Dehnmessstreifen gegenüber Temperaturveränderungen in den Versuchsergebnissen zu berücksichtigen, ist es erforderlich, mehrere Testreihen zu einer Spezifikation eines Versuchskörpers durchzuführen. Da diese Empfindlichkeit lediglich beim Versuchskörper C45R05 deutlich auftrat - wie die Diagramme E.41 und E.42 zeigen - und jeder Versuchskörper in der Regel nur zwei Testreihen - gewertet werden die Ergebnisse der zyklischen Versuchsdurchführung - unterzogen wurde, wird der Temperatureinfluss im Rahmen dieser Arbeit nicht berücksichtigt.

Neben dem Einfluss der Temperatur auf die Versuchsergebnisse fließen die Genauigkeit der Auswertekette (Umwertung der Signaländerung in eine Dehnung) sowie die Umrechnung der Widerstandsänderung auf Dehnungsänderung in die Messergebnisse ein. Dieser Fehler wird mit einem Wert von $\Delta_\varepsilon = 5\%$ angesetzt.

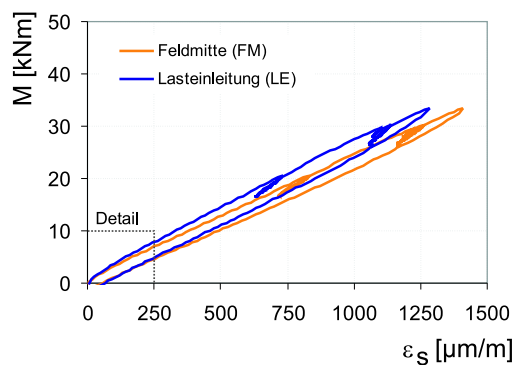


Bild E.41: Einfluss der Temperatur auf die Messergebnisse

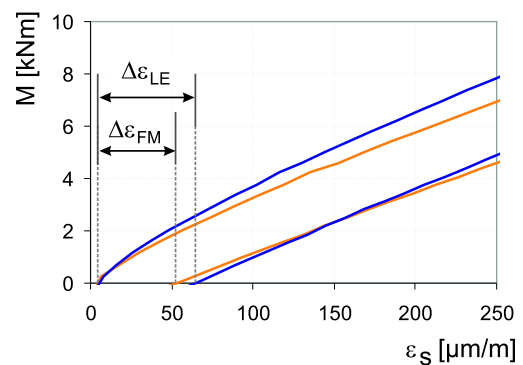


Bild E.42: Einfluss der Temperatur auf die Messergebnisse, Detail aus Bild E.41

• Einfluss des Hebelarms der inneren Kräfte

Die Größe des inneren Hebelarms ist einer der wesentlichen Einflussparameter auf die Güte der Ergebnisse in der Rückrechnung auf die in den Versuchskörpern vorhandenen Bewehrungsquerschnittsflächen. Für die Untersuchung des Einflusses der Größe des inneren Hebelarms werden verschiedene Ansätze zur Festlegung des inneren Hebelarms z betrachtet. Diese sind:

- A1 Der innere Hebelarm wird ermittelt aus der mittleren Höhe der Risse im Querschnitt mit Berücksichtigung der ungerissenen Zugzone des Betons (vgl. Bild E.43),
- A2 Der innere Hebelarm entspricht einem gängigen Schätzwert für Stahlbetonbauwerke, bei dem die statische Höhe der Struktur unbekannt ist: $z \approx 0,80 \cdot h$ (h : Konstruktionshöhe) (vgl. Bild E.44),
- A3 Der innere Hebelarm entspricht einem gängigen Schätzwert für Stahlbetonbauwerke, bei dem die statische Höhe der Struktur bekannt ist: $z \approx \zeta_i \cdot d$ mit $\zeta_1 = 0,85$, $\zeta_2 = 0,87$ und $\zeta_3 = 0,90$ (d : statische Höhe) (vgl. Bild E.45),
- A4 Der innere Hebelarm wird aus dem Größtwert der Risshöhe der Primärrisse zwischen den Lasteinleitungspunkten (vgl. Bild E.46) ermittelt.

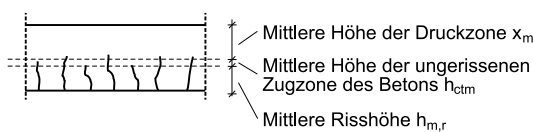


Bild E.43: Gliederung des Querschnitts unter Berücksichtigung der ungerissenen Betonzugzone entsprechend Ansatz A1

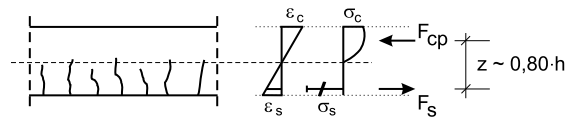


Bild E.44: Gliederung des Querschnitts unter Vernachlässigung der ungerissenen Betonzugzone entsprechend Ansatz A2

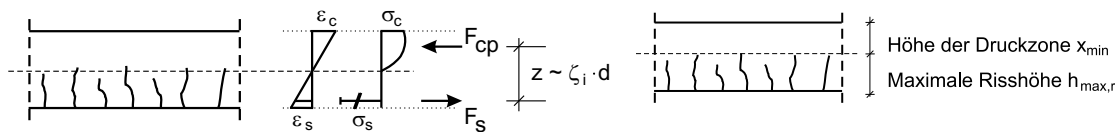


Bild E.45: Vereinfachte Darstellung des Hebelarms der inneren Kräfte für Stahlbetonbauwerke entsprechend Ansatz A3

Bild E.46: Gliederung des Querschnitts unter Berücksichtigung der maximalen Risshöhe entsprechend Ansatz A4

Die Untersuchung des Einflusses des Hebelarms der inneren Kräfte auf die Bewehrungsquerschnittsfläche ist für die Ergebnisse der zyklischen Versuche ausgewertet worden. Dazu wurden den Berechnungen der Querschnittsflächen die Regressionsgeraden nach 20.000 Lastwechseln entsprechend Tabelle 7.5, Kapitel 7 zugrunde gelegt. Analog den voran beschriebenen Untersuchungen werden für die Materialeigenschaften Nennwerte angesetzt. Die Betonstahlfestigkeit wird als Fraktilwert der Streckgrenze f_{yk} bzw. Mittelwert des Elastizitätsmoduls E_s , der Beton als Fraktilwert der Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} nach DIN 1045-1 modelliert. Als Werkstoffgesetz für den Beton wurde das Parabel-Diagramm, für den Betonstahl das bilineare Spannungs-Dehnungs-Diagramm verwendet. Die Zugkraft in der ungerissenen Betonzugzone findet keine Berücksichtigung.

Die Ergebnisse werden für die Feldmitte und den Bereich der Lasteinleitung und für die untersuchten Ansätze zur Ermittlung des inneren Hebelarms getrennt dargestellt.

Die Diagramme in Bild E.47 bis Bild E.54 zeigen für gleiche Formulierungen zur Ermittlung der Hebelarme der inneren Kräfte keine signifikanten Unterschiede zwischen den Ergebnissen für die Feldmitte und für den Bereich der Lasteinleitung. Jedoch ist zwischen den Ergebnissen der verschiedenen Ansätze zur Ermittlung des inneren Hebelarms ein z.T. deutlicher Unterschied festzustellen. Ansatz A1 weist erwartungsgemäß die größte Abweichung der berechneten Bewehrungsmenge von der vorhandenen Bewehrungsmenge auf, Ansatz A4 die geringste. Der Unterschied zwischen den Ansätzen A2 und A3 sind nur gering.

Hinsichtlich der Abweichung der berechneten von der vorhandenen Bewehrungsquerschnittsfläche bietet Ansatz A4 die einfachste Vorgehensweise. Dieser ist jedoch nur bedingt auf bestehende Strukturen übertragbar, da die Höhe der Betondruckzone von der Risshöhe der Struktur abhängig ist, die Risshöhe am Bauwerk jedoch nur (verhältnismäßig) ungenau festgestellt werden kann. Zudem wird die Risshöhe der Struktur durch die Risshöhe zweier einander gegenüberliegender Risse bestimmt. Eine Verwendung des Größtwerts der Risshöhe wirkt sich zu positiv auf die Ermittlung der Größe des inneren Hebelarms aus und entbehrt einer mathematischen Begründung.

Wie aus den Histogrammen E.55 und E.56 hervorgeht, werden die Bewehrungsquerschnitte in Feldmitte im Bereich von 0 bis ca. +40%, im Bereich der Lasteinleitung zwischen +10% und ca. +40% überschätzt.

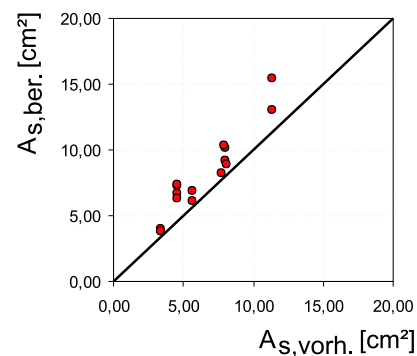
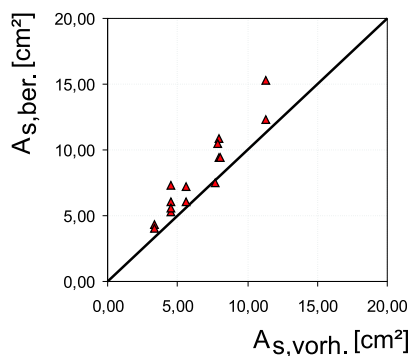


Bild E.47: Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnitte A_s in Feldmitte für einen idealisierten inneren Hebelarm z gemäß A1

Bild E.48: Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnitte A_s im Bereich der Lasteinleitung für einen idealisierten inneren Hebelarm z gemäß A1

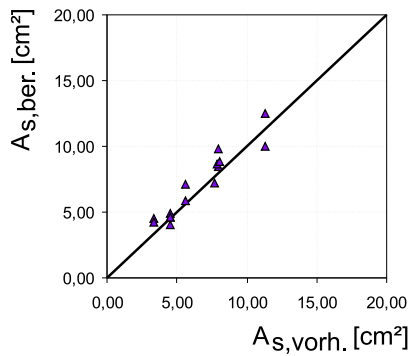


Bild E.49: Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnitte A_s in Feldmitte für einen inneren Hebelarm $z = 0,80h$ gemäß A2

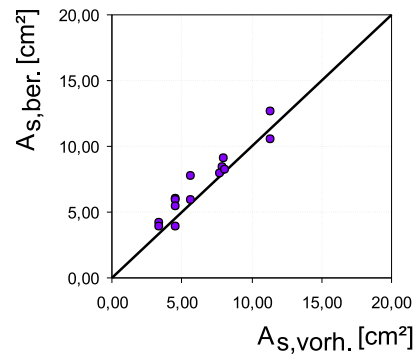


Bild E.50: Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnitte A_s im Bereich der Lasteinleitung für einen inneren Hebelarm $z = 0,80h$ gemäß A2

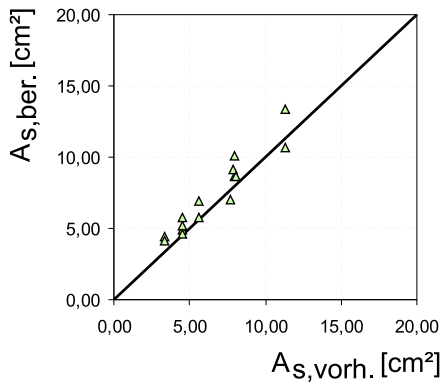


Bild E.51: Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnitte A_s in Feldmitte für einen inneren Hebelarm $z = 0,90d$ gemäß A3

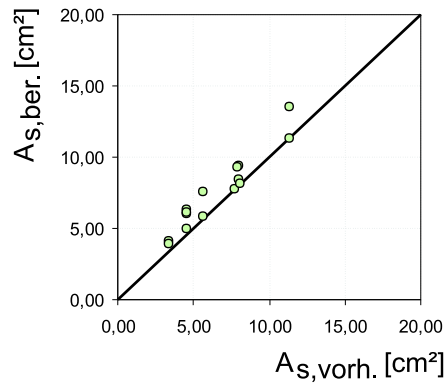


Bild E.52: Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnitte A_s im Bereich der Lasteinleitung für einen inneren Hebelarm $z = 0,90d$ gemäß A3

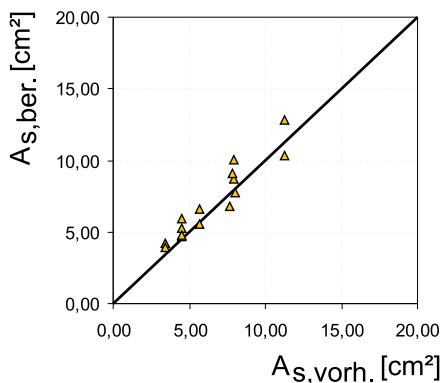


Bild E.53: Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnitte A_s in Feldmitte für einen maximalen inneren Hebelarm z gemäß A4

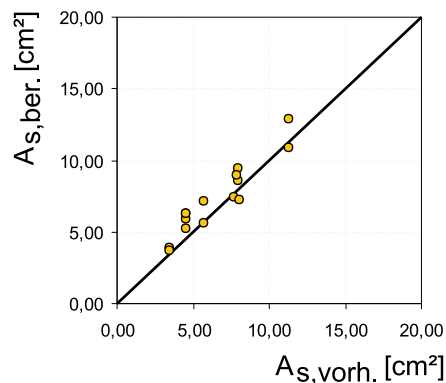


Bild E.54: Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnitte A_s im Bereich der Lasteinleitung für einen maximalen inneren Hebelarm z gemäß A4

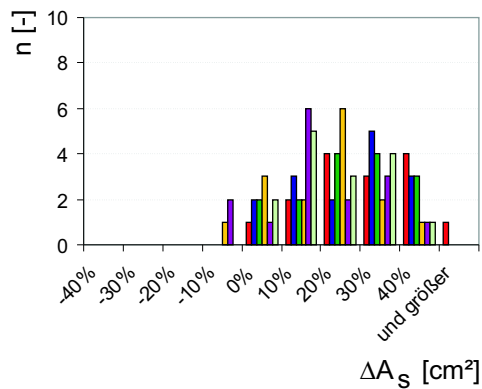


Bild E.55: Klasseneinteilung der Abweichung der berechneten von der vorhandenen Bewehrungsmenge ΔA_s für die Feldmitte für verschiedene Definitionen des inneren Hebelarms z

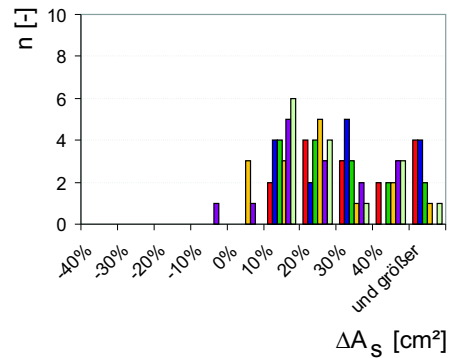


Bild E.56: Klasseneinteilung der Abweichung der berechneten von der vorhandenen Bewehrungsmenge ΔA_s für den Bereich der Lasteinleitung für verschiedene Definitionen des inneren Hebelarms z

• Einfluss des Werkstoffgesetzes für Beton

In den voran beschriebenen Untersuchungen wurde das Parabel-Diagramm (Bild E.57) für die Modellierung des Betons verwendet. Diese Betrachtungen werden um die Werkstoffgesetze *Parabel-Rechteck-Diagramm* (Bild E.58), *Dreieck-Rechteck-Diagramm* (Bild E.59) und *Spannungsblock* (Bild E.60) gemäß DIN 1045-1 erweitert. Die Ermittlung der Beton- und Betonstahldehnungen erfolgt mittels Iteration auf der Grundlage des Gleichgewichts der inneren Kräfte.

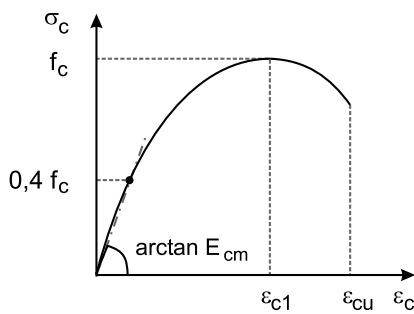


Bild E.57: Parabel-Diagramm zur Beschreibung des Spannungs-Stauchungs-Verhaltens von Beton nach DIN 1045-1

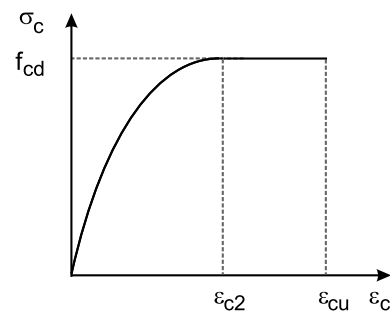


Bild E.58: Parabel-Rechteck-Diagramm zur Beschreibung des Spannungs-Stauchungs-Verhaltens von Beton nach DIN 1045-1

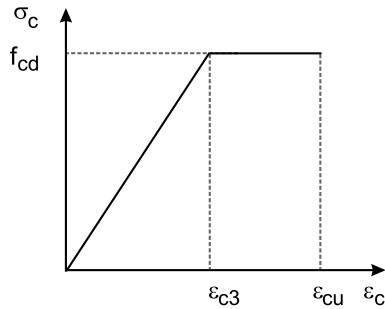


Bild E.59: Dreieck-Rechteck-Diagramm zur Beschreibung des Spannungs-Stauchungs-Verhaltens von Beton nach DIN 1045-1

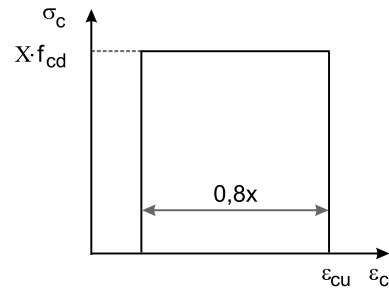


Bild E.60: Spannungsblock zur Beschreibung des Spannungs-Stauchungs-Verhaltens von Beton nach DIN 1045-1

Zuvor dargestellte Berechnungsergebnisse wurden für die zyklischen Lastwechsel ermittelt. Dazu wurden die Regressionsgeraden nach 20.000 Lastwechseln bzw. 40.000 Lastwechseln nach Tabelle 7.5 verwendet. Die Festigkeitswerte der Materialien wurden durch charakteristische Werte, die Elastizitätsmoduln durch Nennwerte beschrieben. Die Betonzugkraft im ungerissenen Querschnitt des Betons wurde für die Berechnungen vernachlässigt.

Die Diagramme E.61 und E.62 zeigen die Ergebnisse für die berechneten Bewehrungsquerschnittsflächen stellvertretend für die untersuchten Fälle.

Die Untersuchungen ergeben, dass der Einfluss des verwendeten Werkstoffgesetzes zur Beschreibung des Spannungs-Stauchungs-Verhaltens für Beton sehr gering und somit vernachlässigbar ist. Dies bestätigen die Daten der Tabelle 7.6, Kapitel 7. Die Lage der resultierenden Betondruckkraft als auch die mittlere Betonfläche streut nur wenig. Da sich aus mechanischer Sicht die Höhe der Druckzone bei gleicher Auflast und gleicher Konfiguration der Versuchskörper nicht verändert, darf das verwendete Materialgesetz nur einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Ergebnisse der zurückgerechneten Bewehrungsmengen zeigen.

Des Weiteren zeigen die Ergebnisse die sehr geringe Abweichung der berechneten Betonstahlmenge von der in den Versuchskörpern vorhandenen Bewehrungsmenge (vgl. hierzu Tabelle 7.6, Kapitel 7).

In Feldmitte und im Bereich der Lasteinleitung zeigen die berechneten Bewehrungsquerschnitte eine Abweichung von den vorhandenen Bewehrungsquerschnitten zwischen -10% bis etwa +30% (vgl. Diagramm E.63 und Diagramm E.64).

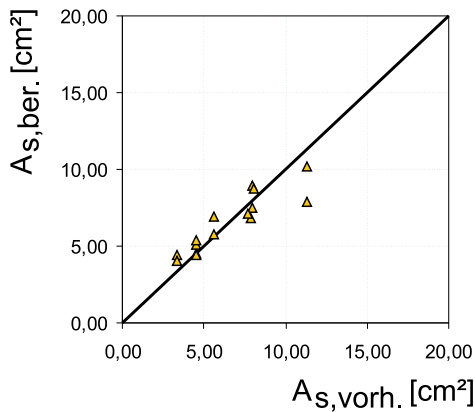


Bild E.61: Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnitte A_s aus der Verwendung des Parabel-Diagramms zur Beschreibung des Spannungs-Stauchungs-Verhaltens von Beton nach DIN 1045-1 für die Feldmitte

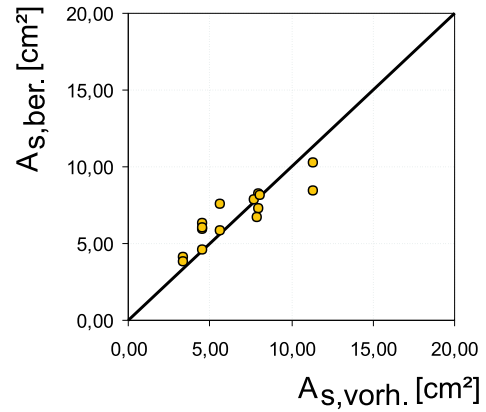


Bild E.62: Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnitte A_s aus der Verwendung des Parabel-Diagramms zur Beschreibung des Spannungs-Stauchungs-Verhaltens von Beton nach DIN 1045-1 für den Bereich der Lasteinleitung

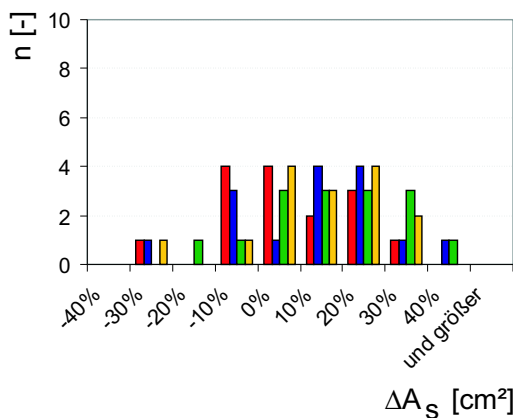


Bild E.63: Klasseneinteilung der Abweichung der berechneten von den vorhandenen Bewehrungsmengen ΔA_s bei Variation der Werkstoffmodelle nach DIN 1045-1 zur Beschreibung der Betondruckfestigkeit für die Feldmitte

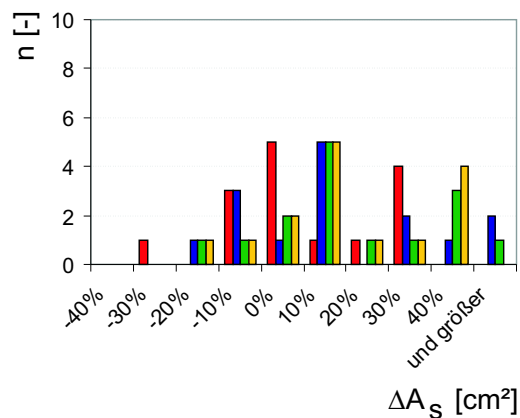


Bild E.64: Klasseneinteilung der Abweichung der berechneten von den vorhandenen Bewehrungsmengen ΔA_s bei Variation der Werkstoffmodelle nach DIN 1045-1 zur Beschreibung der Betondruckfestigkeit für den Bereich der Lasteinleitung

■ Spannungsblock ■ Dreieck-Rechteck-Diagramm
■ Parabel-Diagramm ■ Parabel-Rechteck-Diagramm

• Einfluss der Betondruckfestigkeit

Im Weiteren wird der Einfluss der in den Versuchskörpern vorhandenen Betondruckfestigkeit auf die berechneten Bewehrungsquerschnitte dargestellt. Basis hierfür sind die im Abschnitt E.2 dargestellten Betondruckfestigkeitswerte, die an Probewürfeln und -zylindern ermittelt wurden. Diese Festigkeitswerte wurden unter Verwendung von in der Praxis gängigen Umrechnungsfaktoren in charakteristische Werte überführt (vgl. Abschnitt E.2).

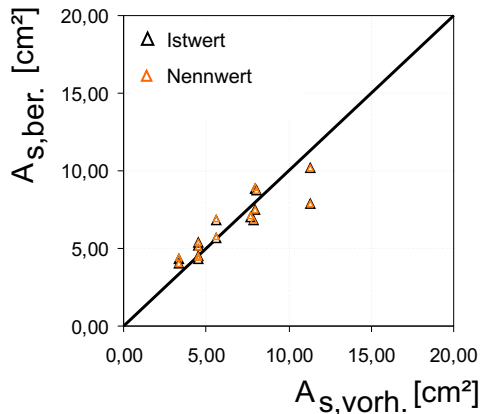


Bild E.65: Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnitte A_s aus der Verwendung der tatsächlichen Betondruckfestigkeit für die Feldmitte

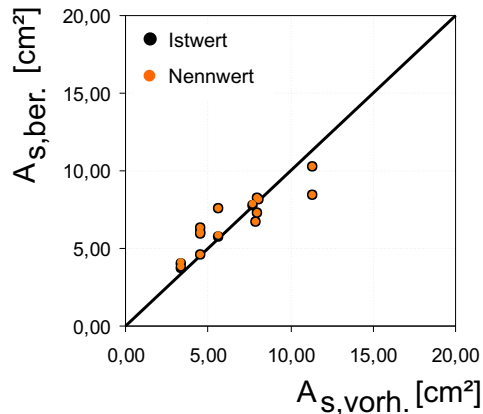


Bild E.66: Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnitte A_s aus der Verwendung der tatsächlichen Betondruckfestigkeit für den Bereich der Lasteinleitung

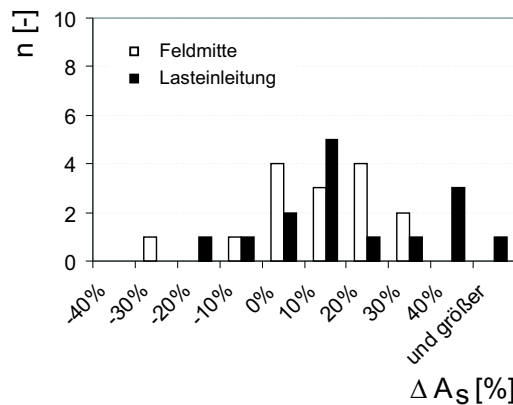


Bild E.67: Klasseneinteilung der Abweichung der berechneten von den vorhandenen Bewehrungsmengen ΔA_s bei Verwendung der tatsächlichen Betondruckfestigkeit

Den Berechnungen wurden die Regressionsgeraden nach 20.000 Lastwechseln bzw. nach 40.000 Lastwechseln entsprechend Tabelle 7.5 in Kapitel 7 zugrunde gelegt. Für die Materialfestigkeit des Betons wurden die vorhandenen Festigkeitswerte entsprechend Tabelle E.1, für den Elastizitätsmodul für Betonstahl der Nennwert gemäß DIN 1045-1 verwendet. Die Betondruckfestigkeit wird als Fraktilwert der Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} nach DIN 1045-1 modelliert. Als Werkstoffgesetz für den Beton wurde das Parabel-Diagramm, für den Betonstahl das bilineare Spannungs-Dehnungs-Diagramm verwendet. Die Zugkraft in der ungerissenen Betonzugzone findet keine Berücksichtigung.

Wie aus den Diagrammen E.65 bis E.66 zu entnehmen ist, hat die Betondruckfestigkeit einen untergeordneten Einfluss auf die Bewehrungsquerschnittsfläche.

Die Abweichung zwischen berechneten und vorhandenen Bewehrungsquerschnittsflächen liegt für die Feldmitte und für den Bereich der Lasteinleitung im Bereich von etwa -10% bis ca. +30%.

• Einfluss der Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit im ungerissenen Betonquerschnitt

Im Weiteren wird der Einfluss der Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit auf die Bewehrungsmenge untersucht. Für die Ermittlung der Bewehrungsquerschnittsfläche wurden die Berechnungsgrundlagen aus Abschnitt E.2 übernommen und durch die Betonzugkraft im ungerissenen Betonquerschnitt, der auf Zug beansprucht ist, ergänzt.

Das Verhalten des Betons auf Zug wird auf der Grundlage des Werkstoffgesetzes gemäß MODEL CODE 90 [70] modelliert. Nachstehendes Bild E.68 zeigt das Werkstoffverhalten gemäß MODEL CODE 90 und das in den Berechnungen verwendete, vereinfachte Werkstoffgesetz.

Für die Berechnung wird der Zahlenwert der zentrischen Zugfestigkeit für Beton verwendet. Zugfestigkeiten, die im Rahmen von Biegeversuchen ermittelt werden, steigen mit verringerter Balkenhöhe h_b an [103]. Für den Standardbiegeversuch an einem Balken mit quadratischem Querschnitt ($h_b = 15\text{cm}$), ergibt sich ein Verhältniswert zwischen Biegezugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit von 1,5. Darüber hinaus streut die Betonzugfestigkeit stark.

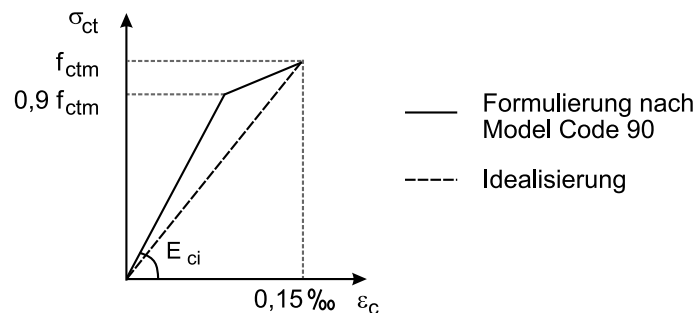


Bild E.68: Werkstoffmodell zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des Betons gemäß MODEL CODE 90 [70] und idealisiertes Werkstoffmodell

Wie aus dem Vergleich der Diagramme E.65 und E.66 mit den Diagrammen E.69 und E.70 zu erkennen ist, hat die Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit im ungerissenen Bereich des Betons einen nur geringen Einfluss auf die Größe der Bewehrungsquerschnittsfläche. Die Abweichung zwischen vorhandener und zurückgerechneter Bewehrungsquerschnittsfläche liegt zwischen -10% und +40%. Der fehlende Einfluss wird ebenfalls in den statistischen Eigenschaften der Ergebnisse in Tabelle 7.6, Kapitel 7 dargestellt. Die Betonzugfestigkeit findet daher in weiteren Betrachtungen keine Berücksichtigung.

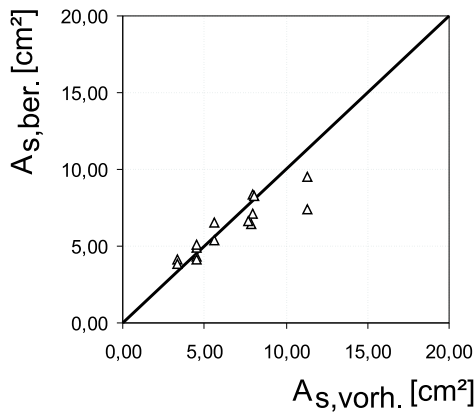


Bild E.69: Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnitte A_s bei Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit für die Feldmitte

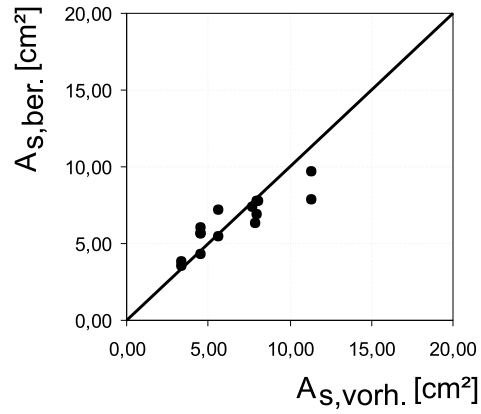


Bild E.70: Vergleich der berechneten und der vorhandenen Bewehrungsquerschnitte A_s bei Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit für den Bereich der Lasteinleitung

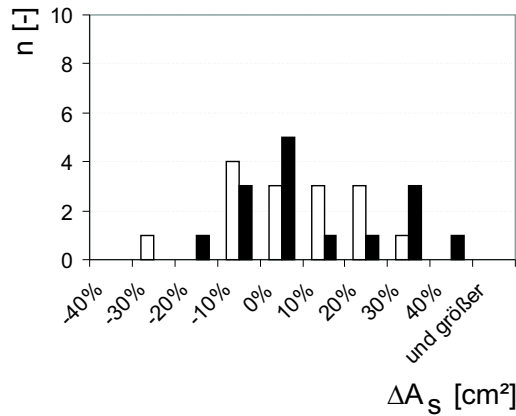


Bild E.71: Klasseneinteilung der Abweichung der berechneten von den vorhandenen Bewehrungsmengen ΔA_s bei Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit

• Einfluss der Änderung des Verbunds zwischen Beton und Betonstahl infolge der Freilegung der Bewehrung

Wie bereits in Kapitel 7, Abschnitt 7.2.2.3 dargelegt wurde, muss für die Messung der Betonstahldehnungen die Biegebewehrung örtlich freigelegt werden bzw. sein. Durch die örtliche Freilegung erfolgt ein Eingriff in die Verbundeigenschaften zwischen Beton und Betonstahl. Dies äußert sich in der Verringerung der mittleren Betonstahldehnung der Struktur (vgl. Bild E.72).

Da die Betonstahldehnungen im Riss gemessen werden, hat die Freilegung jedoch keinen Einfluss auf die Messergebnisse. Dies ist an dem praktisch vernachlässigbaren Einfluss der Anzahl der Lastwechsel zu erkennen, die bereits in Kapitel 7, Abschnitt 7.2.3.2 detailliert erläutert sind. Durch die Anzahl der Lastwechsel wird zwar der geschädigte Bereich vergrößert (Kapitel 7, Abschnitt 7.2.1), jedoch hat dies keine Auswirkung auf die Ergebnisse der Messung der Betonstahldehnungen.

Der Zusammenhang wird aus den nachstehend dargestellten Skizzen deutlich. Bild E.73 zeigt die Veränderung der mittleren Betonstahldehnung eines Stahlbetonzugstabs in Abhängigkeit der Last. Bild E.74 stellt die Veränderung der Betonstahldehnung eines Stahlbetonzugstabs in Abhängigkeit der Last qualitativ dar.

Betrachtet man die mittleren Betonstahldehnungen über einen *gerissenen Bereich* eines Stahlbetonzugstabs, so enthalten die Betonstahldehnungen bei abgeschlossener Rissbildung einen Traganteil auf Zug zwischen den Rissen (Tension Stiffening) bis zum Fließen der Bewehrung. Bei einem Stahlbetonzugstab, bei dem die *Betonstahldehnungen im Riss* betrachtet werden, entsprechen die Betonstahldehnungen nach der Rissbildung den Betonstahldehnungen des nackten Stahls.

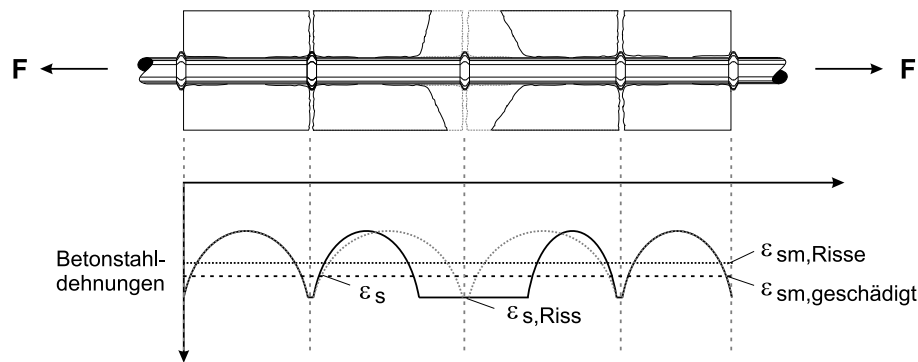


Bild E.72: Entwicklung der Betonstahldehnungen im Riss $\epsilon_{s,Riss}$ und der mittleren Betonstahldehnungen ϵ_{sm} bei Freilegung der Bewehrung und Schädigung des Verbunds zwischen Beton und Betonstahl

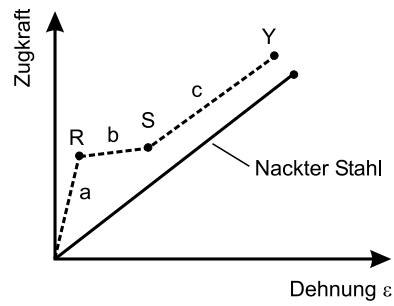


Bild E.73: Idealisiertes Kraft-Dehnungs-Verhalten eines Stahlbetonzugstabes bei Betrachtung eines gerissenen Bereichs

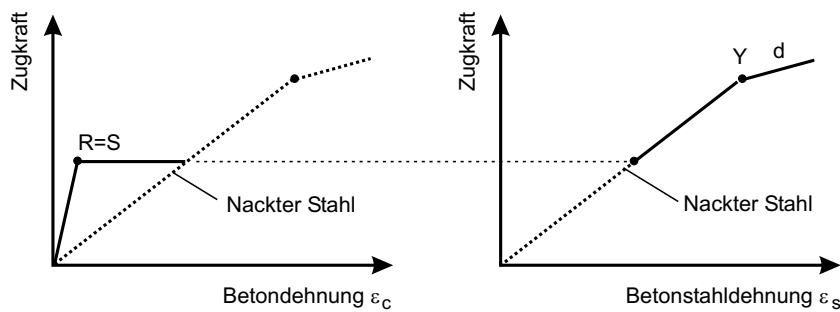


Bild E.74: Idealisiertes Kraft-Dehnungs-Verhalten eines Stahlbetonzugstabes bei Betrachtung der Betonstahldehnung im Riss

Legende zu den Bildern E.73 und E.74

- | | | | |
|---|--------------------------|---|--------------------------|
| R | Rissentstehung | a | Ungerissene Betonzugzone |
| S | Abgeschlossenes Rissbild | b | Sukzessive Rissbildung |
| Y | Fließen der Bewehrung | c | Rissweitenvergrößerung |

Anhang F

Analyse der Sicherheitselemente

Wie in Kapitel 2, Abschnitt 2.3.1 ausführlich dargelegt wurde, werden die Zahlenwerte der Sicherheitselemente, d.h. der Teilsicherheitsbeiwerte, der charakteristischen Werte und den daraus resultierenden Bemessungswerten, u.a. durch die statistischen Eigenschaften der Bezugsgrößen beeinflusst.

Da sich die statistischen Eigenschaften der Einflussparameter in den Sicherheitselementen und folglich sowohl in der Querschnittstragfähigkeit als auch in den daraus resultierenden, zulässigen Biegemomenten infolge Verkehrs widerspiegeln, wird der Einfluss untersucht. Die Ergebnisse der Untersuchungen, die die Sensitivität der Sicherheitselemente auf verschiedene Parameter belegen, werden nachstehend beschrieben. Diese Ergebnisse bilden die Basis zur Definition der statistischen Eigenschaften der charakteristischen Werte und der Teilsicherheitsbeiwerte zur Ermittlung von Bemessungswerten.

F.1 Teilsicherheitsbeiwerte

- **Einflüsse auf den Zahlenwert der Teilsicherheitsbeiwerte**

Allgemeines

Der Sicherheitsfaktor wird durch verschiedene Parameter in seinem Wert beeinflusst. Diese werden nachfolgend am Beispiel der Sicherheitsfaktoren für Beton und Betonstahl der DIN 1055–100 erläutert. Den Untersuchungen werden die allgemeingültigen Definitionen der Teilsicherheitsbeiwerte gemäß Kap 2, Abschnitt 2.3.1.2 zugrunde gelegt.

Die Formulierung zur Berechnung eines Sicherheitsfaktors richtet sich nach der Art der Verteilung der Bezugsvariable.

Für eine normalverteilte Variable berechnet sich der Teilsicherheitsbeiwert nach Gleichung F.1, für eine logarithmisch normalverteilte Variable nach Gleichung F.2:

$$\gamma = \frac{1 - k \cdot \nu_R}{1 - \beta \cdot \alpha_R \cdot \nu_R}, \quad (\text{F.1})$$

$$\gamma = e^{\alpha_R \cdot \beta \cdot \nu_R - k \cdot \nu_R} = \frac{e^{\alpha_R \cdot \beta \cdot \nu_R}}{e^{k \cdot \nu_R}}. \quad (\text{F.2})$$

mit k	Beiwert zur Ermittlung eines Fraktilwerts unter Berücksichtigung der Größe des Fraktils, der Anzahl der Stichproben und der Aussagewahrscheinlichkeit für einen definierten Verteilungstyp, hier: $k=1,645$
ν_R	Variationskoeffizient aller betrachteten Unsicherheiten - Einzelunsicherheit: $\nu_R = \nu_i$ - Resultierende Unsicherheit: $\nu_R = \alpha_{WL} \cdot \nu_L + \alpha_{WN} \sum_{i=1}^n \nu_i$
β	Sicherheitsindex, abhängig von der Sicherheitsklasse, dem Bemessungszeitraum sowie dem betrachteten Grenzzustand
α_W	Wichtung der Variablen bezüglich der Größe des Variationskoeffizienten, Leitunsicherheit, $\alpha_{WL} = 1,0$; weitere, $\alpha_{WN} = 0,4$
α_R	FORM-Wichtungsfaktor für die Widerstandsseite
i, \dots, n	Zählvariable

Entsprechend der Formulierung der Teilsicherheitsbeiwerte gemäß Gleichung F.1 und Gleichung F.2 werden folgende Einflussparameter betrachtet:

- die Größe des Variationskoeffizienten ν_R der zugehörigen Zufallsvariable,
- die Größe des Sicherheitsindex β .

Für die im Weiteren untersuchten Einflussfaktoren werden jeweils die Verteilungsfunktionen Normalverteilung und Logarithmische Normalverteilung analysiert und dargestellt.

Variationskoeffizient ν_R

Zur Betrachtung des Einflusses des Sicherheitsindex β auf die Größe des Sicherheitsfaktors γ_s werden die FORM-Wichtungsfaktoren α_R nach DIN 1055–100 angesetzt. Zusätzlich werden in den Diagrammen, die nach GRUSIBAU [46] für den Sicherheitsindex β zulässigen Grenzwerte $\beta - 0,5$ und $\beta + 0,5$ berücksichtigt. Für den Beiwert k , der die Art der Verteilung, die betrachtete Fraktile, die Aussagewahrscheinlichkeit und die Anzahl der Stichproben abdeckt, werden die Zahlenwerte für eine Grundgesamtheit mit hypothetisch unendlich vielen Stichproben und die 5%-Fraktile normalverteilter und logarithmisch normalverteilter Variablen angesetzt. Durch die Betrachtung unendlich vieler Stichproben findet die Aussagewahrscheinlichkeit keine Berücksichtigung. Die Standardabweichung wird als bekannt vorausgesetzt. Entsprechend der Vorgaben der DIN 1055-100 fließen die Leitunsicherheiten mit dem Wichtungsfaktor $\alpha_W = 1,0$, die untergeordneten Unsicherheiten mit dem Faktor $\alpha_W = 0,4$ ein.

Bild F.1 und Bild F.2 zeigen die Abhängigkeit des Sicherheitsfaktors γ_s vom Variationskoeffizienten ν einer normalverteilten und einer logarithmisch normalverteilten Variable. In beiden Fällen wird der Sicherheitsindex für den Grenzzustand der Tragfähigkeit angesetzt (kontinuierliche Linie). Dieser ist gemäß DIN 1055-100 mit dem Wert $\beta = 3,8$ für den Bemessungszeitraum $t = 50$ Jahr vorgegeben. Zusätzlich wurden die Grenzfälle $\beta - 0,5$ und $\beta + 0,5$ untersucht. Der FORM-Wichtungsfaktor α_R wird mit dem Wert 0,8 angesetzt. Die Variationskoeffizienten variieren zwischen den Werten 0 und 0,30. (Hier findet aus Gründen der Anschaulichkeit die Begrenzung der Anwendung der Wichtungsfaktoren α_i auf einen Variationskoeffizienten $\nu \leq 0,25$ keine Berücksichtigung.)

In beiden Diagrammen F.1 und F.2 nimmt die Größe des Sicherheitsfaktors γ_s mit wachsender Größe des Variationskoeffizienten ν_R zu. Hierbei steigt der Teilsicherheitsbeiwert für normalver-

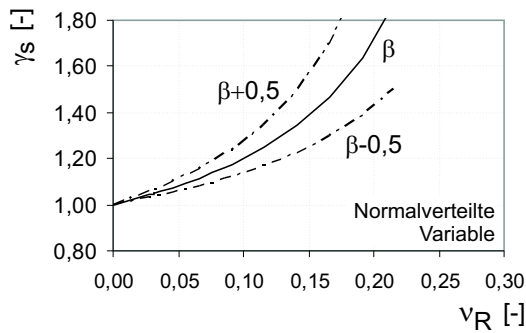


Bild F.1: Teilsicherheitsbeiwert γ_s in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten ν_R einer normalverteilten Variable

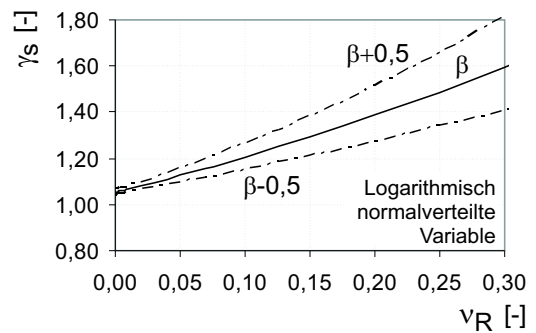


Bild F.2: Teilsicherheitsbeiwert γ_s in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten ν_R einer logarithmisch normalverteilten Variable

teilte Zufallsvariablen mit zunehmendem Variationskoeffizient stärker als der Teilsicherheitsbeiwert für logarithmisch normalverteilte Variablen.

In beiden Fällen sind die Teilsicherheitsfaktoren, die auf der Grundlage des Sicherheitsindex $\beta + 0,5$ bei gleichbleibendem Variationskoeffizienten größer als die Teilsicherheitsbeiwerte infolge β und infolge $\beta - 0,5$ (vgl. Bilder F.1 und F.2).

Sicherheitsindex β

Der Einfluss des Sicherheitsindex β auf den Teilsicherheitsbeiwert γ_s wird dargestellt für verschiedene Werte des Sicherheitsindex, variierte Werte für die Variationskoeffizienten ν und für normalverteilte und logarithmisch normalverteilte Formulierungen zur Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte.

Für den Sicherheitsindex β wird der in den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1055-100 einfließende Wert $\beta = 3,8$ angesetzt. Darüber hinaus werden die nach GRUSIBAU [46] zulässigen Grenzwerte berücksichtigt. Der untere Grenzwert wird definiert durch den Wert $\beta - 0,5 = 3,3$, der obere Grenzwert durch den Wert $\beta + 0,5 = 4,3$.

Die Variationskoeffizienten werden mit den Werten 0,05, 0,10, 0,15 und 0,20 belegt.

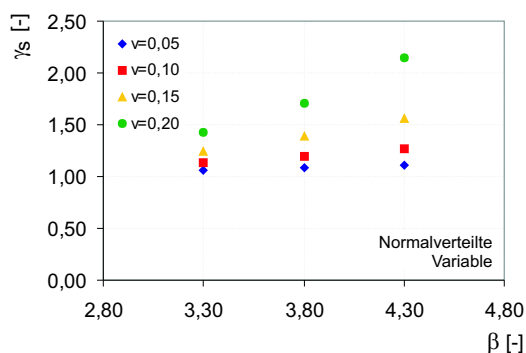


Bild F.3: Teilsicherheitsbeiwert γ_s in Abhängigkeit des Sicherheitsindex β einer normalverteilten Variable

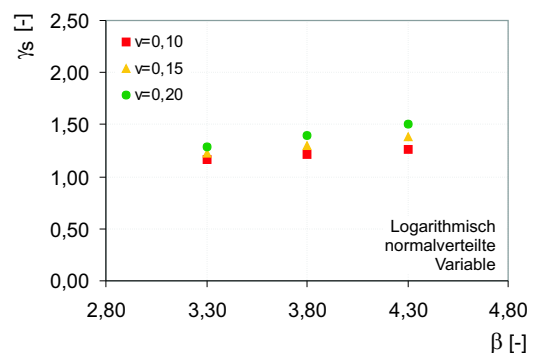


Bild F.4: Teilsicherheitsbeiwert γ_s in Abhängigkeit des Sicherheitsindex β einer logarithmisch normalverteilten Variable

Bei gleichbleibendem Variationskoeffizienten und steigendem Sicherheitsindex $\beta = 3,8$ steigt der Zahlenwert des Teilsicherheitsbeiwerts einer normalverteilten Zufallsvariable stärker als der

einer logarithmisch normalverteilten Zufallsvariable. Diese Tendenz wird zusätzlich verstärkt durch zunehmende Werte für die Variationskoeffizienten (Bild F.3 und Bild F.4).

• **Mit modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten erreichbarer globaler Sicherheitsfaktor**

Die erreichbare Sicherheit wird vereinfacht mit dem globalen Sicherheitsfaktor gleichgesetzt. Zur Bewertung der erreichbaren Sicherheit wird der Vergleich zwischen dem Produkt aus Teilsicherheitsbeiwerten und Lastfaktor und dem globalen Sicherheitsfaktor geführt.

Für die reduzierten Teilsicherheitsbeiwerte wird darüber hinaus ein zugehöriger Variationskoeffizient ν_R berechnet. Der Wichtungsfaktor $\alpha = 0,8$ und der Sicherheitsindex $\beta = 3,8$ werden beibehalten.

Für den Zusammenhang zwischen globalem Sicherheitsfaktor, Teilsicherheitsbeiwerten und Lastfaktoren gilt folgender Zusammenhang:

$$\begin{aligned} \gamma_{global,oV} &= f_{LF} \cdot \gamma_{c,red} & \text{bzw.} & \quad \gamma_{global,oV} = f_{LF,red} \cdot \gamma_{c,red}, \\ \gamma_{global,mV} &= f_{LF} \cdot \gamma_{s,red} & \text{bzw.} & \quad \gamma_{global,mV} = f_{LF,red} \cdot \gamma_{s,red}. \end{aligned}$$

Der Lastfaktor f_{LF} beschreibt einen mittleren Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungsseite, der aus definierten Anteilen der Teilsicherheitsfaktoren für ständige und veränderliche Einwirkungen γ_G und γ_Q berechnet wird. Für die Berechnung des Lastfaktors f_{LF} gilt:

$$\begin{aligned} f_{LF} &= \frac{2}{3}\gamma_G + \frac{1}{3}\gamma_Q = \frac{2}{3}1,35 + \frac{1}{3}1,5 = 1,40, \\ f_{LF,red} &= \frac{2}{3}\gamma_{G,red} + \frac{1}{3}\gamma_Q = \frac{2}{3}1,15 + \frac{1}{3}1,5 = 1,27. \end{aligned}$$

Die voran dargestellten Variationskoeffizienten wurden ermittelt, auf der Grundlage, dass der Ermittlung des Bemessungswerts der Verkehrslast, die Verkehrslastmodelle nach DIN 1045-1 bzw. für Brückenüberbauten die Verkehrslastmodelle nach DIN FB 101 zugrunde gelegt werden. Wird die Tragfähigkeit eines Brückenüberbaus für diskrete Verkehrslastmodelle z.B. im Rahmen von Einzelüberfahrten ermittelt, kann der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_Q = 1,5$ auf $\gamma_Q^* = 1,0$ reduziert werden. Dies ist dann zulässig, wenn das Fahrzeug nicht mittels eines Lastmodells beschrieben, sondern durch seine tatsächlichen Aufstandsflächen, Achsabstände und wirkenden Lasten abgebildet wird. Für die Lastfaktoren stellen sich entsprechend dem zuvor beschriebenen Vorgehen folgende Werte ein:

$$\begin{aligned} f_{LF} &= \frac{2}{3}\gamma_G + \frac{1}{3}\gamma_Q^* = \frac{2}{3}1,35 + \frac{1}{3}1,0 = 1,23, \\ f_{LF,red} &= \frac{2}{3}\gamma_{G,red} + \frac{1}{3}\gamma_Q^* = \frac{2}{3}1,15 + \frac{1}{3}1,0 = 1,10. \end{aligned}$$

Bild F.5 zeigt die erreichbaren globalen Sicherheitsfaktoren für ein Versagen mit (rote Funktionen) und ohne Vorankündigung (blaue Funktionen) infolge der Multiplikation der Teilsicherheitsbeiwerte mit den Lastfaktoren. Die Diskrepanz der globalen Sicherheitsfaktoren aus der Multiplikation des Teilsicherheitsbeiwerts für den Betonstahl und des Lastfaktors gegenüber dem globalen Sicherheitsfaktor für ein Versagen mit Vorankündigung nach DIN 1045 (1988) ist auf die höhere Sicherheit nach DIN 1045 (1988) gegenüber einem Versagen mit Vorankündigung zurückzuführen, $\gamma_s = 1,25$ anstelle $\gamma_s = 1,15$ (vgl. hierzu Kap 2, Abschnitt 2.3.1.2).

Tabelle F.1 zeigt die erreichbaren, globalen Sicherheitsfaktoren unter Verwendung zulässiger Werte für die Teilsicherheitsbeiwerte der Widerstandsseite nach DIN 1055-100, der Richtlinie des DAFSTB [16], der europäischen Norm [26] und der Lastfaktoren f_{LF} bzw. $f_{LF,red}$. Der Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrslast wird hierbei mit einem Wert von $\gamma_Q = 1,50$ angesetzt.

Tabelle F.1: Übersicht über die erreichbaren globalen Sicherheitsfaktoren unter Verwendung von (reduzierten) Teilsicherheitsbeiwerten der Widerstandsseite und Lastfaktoren

Lastfaktor f_{LF} bzw. $f_{LF,red}$	Beton		Betonstahl	
	γ_c $\gamma_{c,red}$	γ_{global}	γ_s $\gamma_{s,red}$	γ_{global}
1,40	1,50	2,10	1,15	1,61
1,40	1,45	2,03	1,135	1,59
1,40	1,40	1,96	1,10	1,54
1,40	1,35	1,89	1,05	1,47
1,40	1,30	1,82	-	-
1,27	1,50	1,90	1,15	1,46
1,27	1,45	1,84	1,135	1,44
1,27	1,40	1,77	1,10	1,39
1,27	1,35	1,71	1,05	1,33
1,27	1,30	1,65	-	-
1,23	1,50	1,85	1,15	1,41
1,23	1,45	1,78	1,135	1,40
1,23	1,40	1,72	1,10	1,35
1,23	1,35	1,66	1,05	1,29
1,23	1,30	1,60	-	-
1,1	1,50	1,65	1,15	1,27
1,1	1,45	1,60	1,135	1,25
1,1	1,40	1,54	1,10	1,21
1,1	1,35	1,49	1,05	1,16
1,1	1,30	1,43	-	-

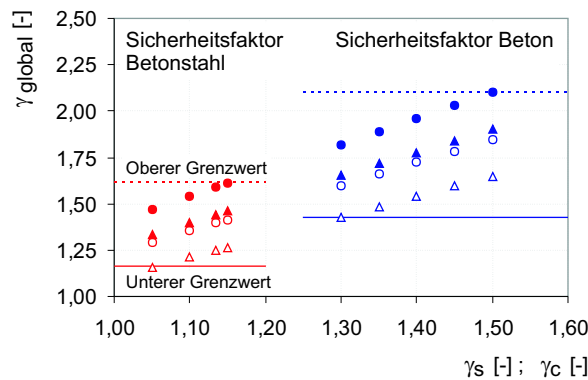


Bild F.5: Erreichbare globale Sicherheitsfaktoren γ_{global} abgebildet in Abhängigkeit der Teilsicherheitsbeiwerte γ_s und γ_c

Für den kleinsten Wert der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte der Materialien lassen sich aus der Formulierung gemäß F.3 resultierende Variationskoeffizienten abschätzen:

Allgemein gilt:

$$\begin{aligned}\gamma &= e^{\alpha \cdot \beta \cdot \nu_R - 1,645 \cdot \nu_R}, \\ \Leftrightarrow \ln \gamma &= \nu_R \cdot (\alpha \cdot \beta - 1,645), \\ \Leftrightarrow \nu_R &= \frac{\ln \gamma}{\alpha \cdot \beta - 1,645}.\end{aligned}\tag{F.3}$$

Daraus ergeben sich als resultierende Variationskoeffizienten:

für den Werkstoff Beton:

$$\begin{aligned}\gamma_c &= 1,50 = 1,15 \cdot 1,30 \rightarrow \nu_c \simeq 0,17, \\ \gamma_{c,min} &= 1,30 \rightarrow \nu_c \simeq 0,17,\end{aligned}$$

für den Werkstoff Betonstahl:

$$\begin{aligned}\gamma_s &= 1,15 \rightarrow \nu_s \simeq 0,10, \\ \gamma_{s,min} &= 1,05 \rightarrow \nu_s \simeq 0,04.\end{aligned}$$

F.2 Charakteristische Werte

Die charakteristischen Werte für die Materialfestigkeitswerte werden entsprechend DIN 1055-100 als 5%-Fraktilwerte definiert. Diese berechnen sich für normalverteilte Zufallszahlen und für logarithmisch normalverteilte Zufallszahlen wie nachstehend dargestellt (vgl. hierzu auch Kapitel 4, Abschnitt 4.1.3):

$$p = m - k \cdot s, \tag{F.4}$$

$$p = e^{E(x) - k \cdot s}. \tag{F.5}$$

Es sind: p Fraktilwert
 m Mittelwert
 k Faktor zur Berechnung des Fraktilwerts
 s Standardabweichung
 E(x) Erwartungswert

Die Zahlenwerte der Fraktilwerte werden im Wesentlichen durch die Mittelwerte und die Standardabweichungen beeinflusst (F.4 und F.5). Des Weiteren fließt die Anzahl der Stichproben (Diagramm F.6 und Diagramm F.7) und somit auch die Aussagewahrscheinlichkeit (Diagramm F.8 und Diagramm F.9) in den Zahlenwert der Fraktilwerte ein. Die Diagramme zeigen die Fraktilwerte in Abhängigkeit der Anzahl der Stichproben und in Abhängigkeit der Aussagewahrscheinlichkeit für normalverteilte und logarithmisch normalverteilte Zufallsvariablen.

Mit zunehmender Stichprobenanzahl wird der Fraktilwert größer und nähert sich dem *wahren* Wert (schwarz gestrichelte Linie). Interpretiert man dieses Verhalten, wird mit der Anzahl der Stichproben die Unsicherheit des Ergebnisses im Vergleich zur Grundgesamtheit abgebildet. Der

Fraktilwert, der aus einer geringen Stichprobenanzahl berechnet wurde, bildet den *wahren* Fraktilwert ungenauer ab als derjenige aus einer großen Stichprobenanzahl. Somit ist der Fraktilwert der kleinen Stichprobe auf der sicheren Seite liegend festzulegen und weist daher einen geringeren Wert als der Fraktilwert der großen Stichprobenanzahl auf. Beim *wahren* Wert des Fraktilwerts handelt es sich um denjenigen Wert, der sich für die Grundgesamtheit (auch der Grundgesamtheit der Stichproben) einstellt. Für den nachstehend beschriebenen Vergleich der Verteilungen wird er mit dem Nennwert der Betondruckfestigkeiten entsprechend der Normen gleichgesetzt.

Im Vergleich dazu verhalten sich die Fraktilwerte bei Variation der Aussagewahrscheinlichkeit entgegen gesetzt. Mit kleiner werdender Aussagewahrscheinlichkeit ergibt sich ein größerer Fraktilwert (vgl. Diagramme F.8 und F.9). Vor dem Hintergrund der Definition der Fraktilwerte und der Aussagewahrscheinlichkeit ist dieses Verhalten plausibel. Wie bereits erläutert, beschreibt die 5%-Fraktile den Wert, der mit einer 5%igen Wahrscheinlichkeit nicht unterschritten wird. Mit Hilfe der Aussagewahrscheinlichkeit wird beschrieben, in wie fern die Stichprobe die Grundgesamtheit repräsentiert. Geht man nun davon aus, dass die Stichprobe die Grundgesamtheit mit einer Wahrscheinlichkeit von nur 90% widerspiegelt, ergibt sich ein höherer Wert als vergleichsweise bei einer Aussagewahrscheinlichkeit von 99%.

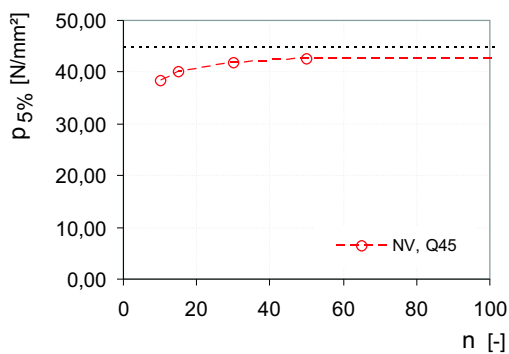


Bild F.6: Einfluss der Stichprobenanzahl n auf die Fraktilwerte $p_{5\%}$ einer normalverteilten Zufallsvariable

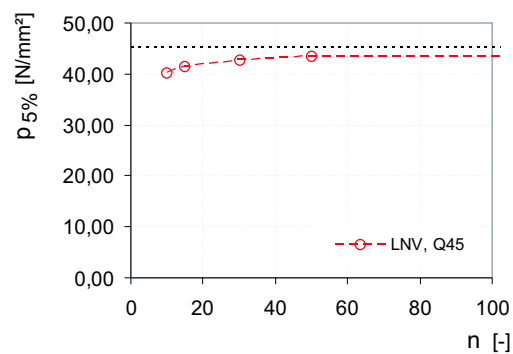


Bild F.7: Einfluss der Stichprobenanzahl n auf die Fraktilwerte $p_{5\%}$ einer logarithmisch normalverteilten Zufallsvariable

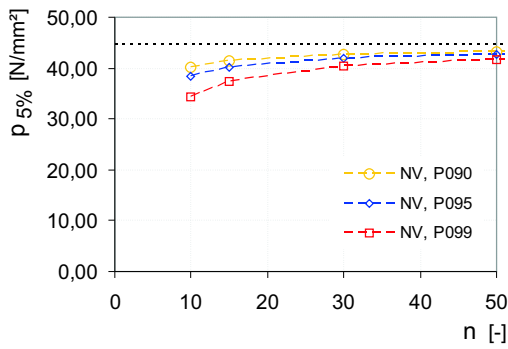


Bild F.8: Fraktilwerte $p_{5\%}$ dargestellt über die Anzahl der Stichproben n in Abhängigkeit der Aussagewahrscheinlichkeit P einer normalverteilten Zufallsvariable

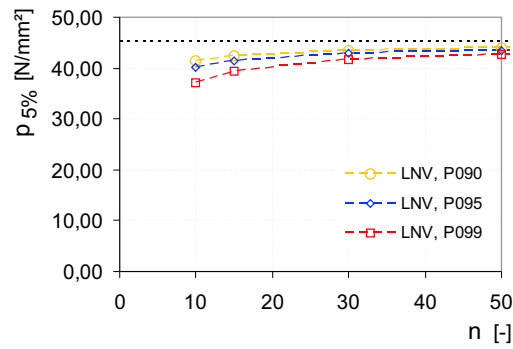


Bild F.9: Fraktilwerte $p_{5\%}$ dargestellt über die Anzahl der Stichproben n in Abhängigkeit der Aussagewahrscheinlichkeit P einer logarithmisch normalverteilten Zufallsvariable

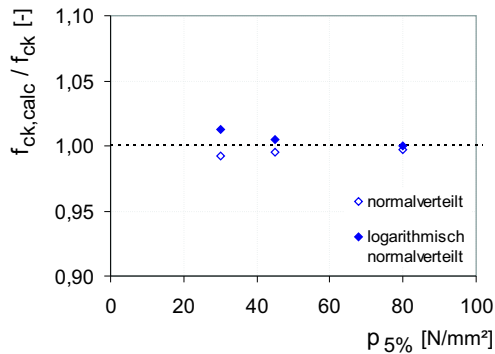


Bild F.10: Abweichung der ermittelten charakteristischen Werte $f_{ck,calc}$ vom Nennwert der Betondruckfestigkeit nach DIN 1045-1 f_{ck} , dargestellt für die Nennwerte der Fraktile $p_{5\%}$

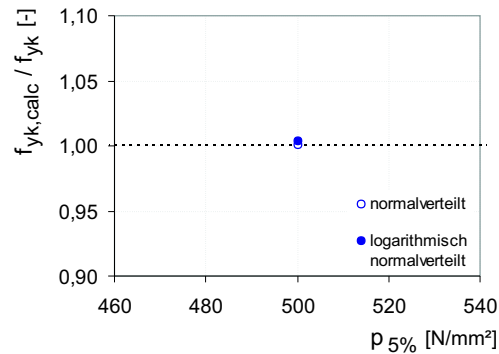


Bild F.11: Abweichung der ermittelten charakteristischen Werte $f_{yk,calc}$ vom Nennwert der Betonstahlfestigkeit nach DIN 1045-1 f_{yk} , dargestellt für die Nennwerte der Fraktile $p_{5\%}$

Für die Ermittlung der charakteristischen Werte aus Versuchsdaten wird von der Stichprobe auf die Grundgesamtheit geschlossen. Die Anzahl der Stichproben wird vereinfacht mit der Anzahl der Stichproben der Grundgesamtheit gleichgesetzt. Dies ist insofern gerechtfertigt, als dass alle gewonnenen Messergebnisse in die Ermittlung der Fraktilwerte einfließen. Daraus ergibt sich für die Bestimmung der Beiwerte k eine hypothetische Anzahl von unendlich vielen Stichproben. Die Berechnung des Fraktilwerts liefert somit den wahren Wert der Grundgesamtheit. Deshalb findet die Aussagewahrscheinlichkeit keine Berücksichtigung.

Neben den voran beschriebenen Parametern fließt die Art der Verteilung in die Fraktilwerte ein. Die dargestellten Diagramme zeigen normalverteilte und logarithmisch normalverteilte Zufallsvariablen. Wie aus Diagramm F.6, Diagramm F.7 und durch den Vergleich der Funktionen der Diagramme F.6 bis F.9) zu erkennen ist, ergeben sich nur geringe Unterschiede für verteilungsgebundene Fraktilwerte normalverteilter und logarithmisch normalverteilter Zufallsvariablen.

Um den Einfluss der Art der Verteilungen zu untersuchen, wurden die Fraktilwerte für die Betonfestigkeitsklassen C30/37, C45/55 und C80/90 verwendet. Die Mittelwerte der Betondruckfestigkeiten wurden nach der Formel $m \approx f_{ck} + 8$ ermittelt. Die Standardabweichung wurde

mit $s = 5N/mm^2$ gemäß DIN 1055-100 angesetzt. Die Fraktilewerte wurden jeweils unter der Annahme normalverteilter und logarithmisch normalverteilter Zufallsvariablen entsprechend der Gleichungen F.4 und F.5 berechnet.

Bild F.10 und Bild F.11 zeigen die 5%-Fraktilewerte der Normalverteilung und der logarithmischen Normalverteilung in Abhängigkeit ihrer Abweichung gegenüber des charakteristischen Werts nach DIN 1045-1. Wie aus den Diagrammen ersichtlich ist, ist die Abweichung des berechneten Werts für die Betondruckfestigkeit abhängig von der Größe des Zahlenwerts für die Betondruckfestigkeit. Die normalverteilten Zufallszahlen ergeben geringere Werte als die Nennfestigkeit nach DIN 1045-1. Sie nähern sich dem charakteristischen Wert somit von der unsicheren Seite. Die logarithmisch normalverteilten Zufallszahlen zeigen einen größeren charakteristischen Wert als die Nennfestigkeit nach DIN 1045-1, sie nähern sich von der sicheren Seite. Bei der Ermittlung der charakteristischen Werte für die Betonstahlfestigkeit sind die Unterschiede in Abhängigkeit der Verteilung gering und können somit vernachlässigt werden.

F.3 Bemessungswerte

Den charakteristischen Werten verschiedener Betondruckfestigkeiten und dem charakteristischen Wert der Betonstahlfestigkeit wurden die Normalverteilung und die logarithmische Normalverteilung zugrunde gelegt. Entsprechend den Variationskoeffizienten für Beton und Betonstahl wurden die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte ermittelt. Der Teilsicherheitsbeiwert für normalverteilte Zufallsvariablen wird hierbei mit $\gamma_{c,nv} = 1,47$, der Teilsicherheitsbeiwert für logarithmisch normalverteilte Zufallsvariablen mit $\gamma_{c,lnv} = 1,50$ angesetzt. Für die Ermittlung der Bemessungswerte für die Betonstahlfestigkeit wurde der Teilsicherheitsbeiwert für normalverteilte Zufallsvariablen mit $\gamma_{s,nv} = 1,20$, für logarithmisch normalverteilte Zufallsvariablen mit $\gamma_{s,lnv} = 1,15$ angesetzt. Für die Berechnung der Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte wurden die Gleichungen aus Kapitel 2 verwendet.

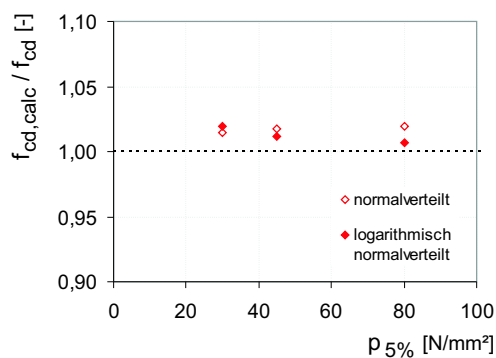


Bild F.12: Abweichung der ermittelten Bemessungswerte $f_{cd,calc}$ vom Bemessungswert der Betondruckfestigkeit nach DIN 1045-1 f_{cd} , dargestellt für die Nennwerte der Fraktile $p_{5\%}$

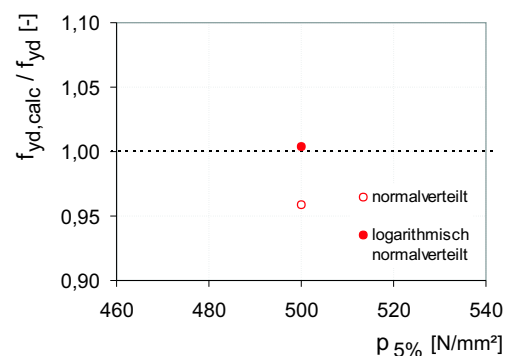


Bild F.13: Abweichung der ermittelten Bemessungswerte $f_{yd,calc}$ vom Bemessungswert der Betonstahlfestigkeit nach DIN 1045-1 f_{yd} , dargestellt für die Nennwerte der Fraktile $p_{5\%}$

Sowohl bei der Beschreibung der Bemessungswerte für die Betondruckfestigkeit als auch bei der Beschreibung des Bemessungswerts der Betonstahlfestigkeit zeigt die logarithmisch normalverteilte Formulierung die bessere Übereinstimmung mit den nach Norm verwendeten Bemessungswerten als die normalverteilte Formulierung. Dies ist bei dem Bemessungswert der Betondruckfestigkeit darauf zurückzuführen, dass der berechnete charakteristische Wert für logarithmisch normalverteilte Zufallszahlen mit größer werdendem Mittelwert die bessere Übereinstimmung mit der Zylinderdruckfestigkeit nach DIN 1045-1 als der charakteristische Wert für normalverteilte Zufallszahlen zeigt und die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte sich lediglich in Abhängigkeit des zugrunde gelegten Verteilungstyps ändern. Die Abweichung des Bemessungswerts für Betonstahl ist auf die Diskrepanz des Teilsicherheitsbeiwerts für normalverteilte Zufallsvariablen gegenüber des Zahlenwerts für den Teilsicherheitsbeiwert für logarithmisch normalverteilte Zufallszahlen zurückzuführen.

In die Ermittlung der charakteristischen Werte und in die Berechnung der Teilsicherheitsbeiwerte fließt der Faktor k ein, dessen Zahlenwert abhängig ist von der Art der Verteilung, dem betrachteten Fraktilwert, der Aussagewahrscheinlichkeit und der Anzahl der zur Verfügung stehenden Stichproben. Durch die Abhängigkeit der charakteristischen Werte und der Teilsicherheitsbeiwerte ergibt sich eine (vermeintliche) Abhängigkeit der Bemessungswerte von den genannten Parametern.

Hierzu wurde eine Untersuchung für normalverteilte und logarithmisch normalverteilte Zufallszahlen auf der Grundlage von 5%-Fraktilwerten und Aussagewahrscheinlichkeiten von 90%, 95% und 99% durchgeführt. Die Gleichung zur Berechnung der charakteristischen Werte ist in Kapitel 2, Abschnitt 2.3.2 dargestellt, die Gleichungen zur Berechnung der Teilsicherheitsbeiwerte in Kapitel 2, Abschnitt 2.3.1 bzw. Kapitel 8, Abschnitt 8.3.4. Die Faktoren k zur Ermittlung der Fraktilwerte und der Teilsicherheitsbeiwerte wurden entsprechend Anhang, Abschnitt B angesetzt. Der Bemessungswert wurde als Verhältnis aus charakteristischem Wert und Teilsicherheitsbeiwert berechnet.

Wie Bild F.14 zeigt, ist der Bemessungswert entgegen der Abhängigkeit der charakteristischen Werte und der Teilsicherheitsbeiwerte unabhängig von der Anzahl der Stichproben und der Aussagewahrscheinlichkeit. Die Bemessungswerte zeigen eine geringe, im Rahmen dieser Arbeit aber vernachlässigte Sensitivität auf die Art der Verteilung.

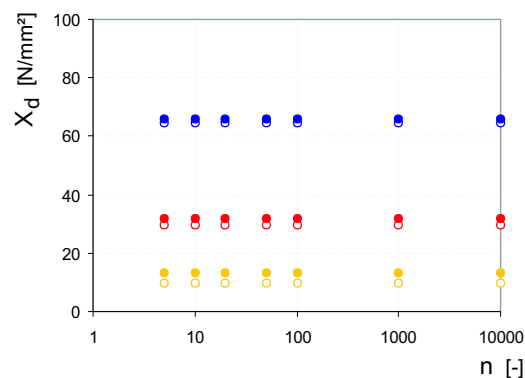


Bild F.14: Einfluss der Anzahl der Stichproben n auf den Bemessungswert X_d

F.4 Zusammenfassung und Fazit

- Die Größe des Sicherheitsindex β , des Variationskoeffizienten ν_R und die Verteilungsart nehmen Einfluss auf den Zahlenwert des Teilsicherheitsbeiwerts. Die Sensitivität des Teilsicherheitsbeiwerts bezüglich der genannten Einflussparameter ist abhängig von der Art der Verteilung. So zeigt der Teilsicherheitsbeiwert für normalverteilte Zufallszahlen eine größere Sensitivität auf Änderungen der Variationskoeffizienten und des Sicherheitsindex β als der Teilsicherheitsbeiwert für logarithmisch normalverteilte Zufallszahlen. Teilsicherheitsbeiwerte, die mittels der Gleichung für logarithmisch normalverteilte Zufallszahlen berechnet werden, zeigen eine bessere Übereinstimmung mit den Teilsicherheitsfaktoren nach DIN 1055-100 als Teilsicherheitsbeiwerte für normalverteilte Zufallszahlen.
- Gemäß geltenden Richtlinien dürfen die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungsseite und die Widerstandsseite gegenüber den Werten nach DIN 1055-100 reduziert werden (vgl. Kapitel 2). Die Reduktion der Teilsicherheitsbeiwerte wird damit begründet, dass genaue Informationen zur Struktur vorliegen.

Für den kleinsten, zulässigen Wert des Teilsicherheitsbeiwerts für Beton $\gamma_{c,min} = 1,30$ ergibt sich ein Variationskoeffizient von $\nu_{Rc,red} \approx 0,17$ ($\gamma_{c,red} = 1,30$) anstelle eines Variationskoeffizienten von $\nu_{Rc} \approx 0,30$ ($\gamma_c = 1,50$). An dieser Stelle wird angenommen, dass die in den Teilsicherheitsbeiwert einfließenden Unsicherheiten statistisch beschrieben werden können.

Für den kleinsten, zulässigen Wert des Teilsicherheitsbeiwerts für Betonstahl ergibt sich ein Variationskoeffizient von $\nu_{Rs,red} \approx 0,04$ ($\gamma_{s,red} = 1,05$) anstelle eines Variationskoeffizienten von $\nu_{Rs} \approx 0,10$ ($\gamma_c = 1,15$).
- Zur Beurteilung der Modifikation der Teilsicherheitsbeiwerte und ihrem Einfluss auf die vorhandene Sicherheit im Tragwerk, wurde diese vereinfacht mit dem globalen Sicherheitsfaktor gleichgesetzt. Zur Überführung der Teilsicherheitsbeiwerte in einen globalen Sicherheitsfaktor werden die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1055-100 mit einem Lastfaktor multipliziert. Dieser berechnet sich aus den Anteilen der Einwirkungen auf das Bauwerk multipliziert mit den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1055-100. Für die Berechnung des Lastfaktors wurde angenommen, dass das Eigengewicht die maßgebliche Einwirkung darstellt. Das Verhältnis Eigengewicht zu Verkehrslast wurde mit dem Verhältnis $\frac{2}{3}/\frac{1}{3}$ berücksichtigt. Dieses Verhältnis gilt als Anhaltswert für Brückenüberbauten in Massivbauweise. Für die Teilsicherheitsbeiwerte der ständigen Einwirkungen wurden die Werte 1,35 und 1,15, für die veränderlichen Einwirkungen 1,5 und 1,0 angesetzt.

Daraus ergibt sich ein Bereich für die erreichbare Sicherheit von $\gamma_{global,oV} \in [1,65; 2,1]$ bei einem Versagen ohne Vorankündigung (Index *oV*). Für ein Versagen mit Vorankündigung (Index *mV*) liegt die erreichbare Sicherheit im Bereich $\gamma_{global,mV} \in [1,3; 1,61]$. Hierbei wurde die Verkehrslast mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_Q = 1,5$ berücksichtigt. Wird die Verkehrslast der Berechnung in einem diskreten Lastmodell zugrunde gelegt, ergeben sich folgende erreichbare Sicherheiten: $\gamma_{global,oV} \in [1,43; 1,85]$ bzw. $\gamma_{global,mV} \in [1,16; 1,41]$.
- Die Ermittlung der charakteristischen Werte, d.h. der Fraktilwert erlaubt die Beschreibung normalverteilter Zufallszahlen und die Beschreibung logarithmisch normalverteilter Zufallszahlen. Wie in Abschnitt G an Beispielen erläutert, weichen die Fraktilwerte in Abhängigkeit der Art der Verteilung nur unwesentlich von einander ab. Theoretische Grundlage für die Berechnung des Fraktilwerts ist die Bindung an eine Verteilung (Abschnitt 4.1.3) und die Berechnung des Fraktilwerts der Stichprobe.

Die charakteristischen Werte zeigen ebenfalls nahezu unabhängig von der Art der Verteilung, jedoch abhängig von der Größe des charakteristischen Wertes eine gute Übereinstimmung.

mung zwischen ermitteltem charakteristischem Wert und nominellem Wert. Hierbei ist die Abweichung großer Zahlenwerte für charakteristische Werte gegenüber dem Nennwert des Fraktilwerts geringer als bei kleinen Werten.

- Die Zahlenwerte der Fraktilwerte nähern sich mit größer werdender Anzahl von Stichproben dem wahren Wert des charakteristischen Wertes an. Hierbei zeigen charakteristische Werte mit großen Aussagewahrscheinlichkeiten für eine kleine Anzahl von Stichproben eine stärkere Diskrepanz zwischen dem wirklichen und dem ermittelten Fraktilwert. Sie nähern sich mit zunehmender Anzahl von Stichproben dem tatsächlichen Wert an. Für eine große Anzahl von Stichproben ist die Güte der Übereinstimmung zwischen Fraktilwerten großer und geringer Aussagewahrscheinlichkeiten nahezu unabhängig von der Art der Verteilung.
- Der Bemessungswert für charakteristische Werte mit kleinen Zahlenwerten zeigt eine geringe Abweichung vom Nennwert des Bemessungswertes nach DIN 1055-100, unabhängig von der vorliegenden Art der Verteilung. Für große Zahlenwerte weicht der Bemessungswert normalverteilter Zufallsvariablen deutlich vom Bemessungswert nach DIN 1055-100 ab, der Bemessungswert der logarithmisch normalverteilten Variable zeigt eine sehr gute Übereinstimmung.
Der Bemessungswert ist unabhängig von der Anzahl der Stichproben und nahezu unabhängig von der Art der Verteilung.

- Da die Teilsicherheitsbeiwerte in der Bemessung und in der Nachberechnung bestehender Bauten auf die Festigkeitswerte bezogen dargestellt werden, die Festigkeitswerte logarithmisch normalverteilt sind, sowohl charakteristische Werte als auch Bemessungswerte die bessere Übereinstimmung mit den Werten der DIN 1055-100 zeigen, wird im Rahmen dieser Arbeit die Formulierung der Teilsicherheitsbeiwerte für logarithmisch normalverteilte Zufallszahlen verwendet.
- Für die Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte wird die Stichprobe als Grundgesamtheit angesetzt, wodurch die Beiwerte k für eine hypothetische unendliche Anzahl von Stichproben angesetzt werden können. Der Zahlenwert des Beiwertes k nimmt den Wert $k = 1,645$ für die standardisierte Normalverteilung an. Aufgrund der Größe der Anzahl der Stichproben hat die Aussagewahrscheinlichkeit im Rahmen der Ermittlung der charakteristischen Werte und der Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte keinen Einfluss auf die Zahlenwerte der vorgenannten Parameter.
- Der Begründung einer zulässigen Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten wird die Modifikation der Variationskoeffizienten unter Berücksichtigung einzuhaltender mathematischer Randbedingungen und erforderlicher Grenzwerte zur Gewährleistung eines Mindestmaßes an Sicherheit zugrunde gelegt.
- Die Formulierung der charakteristischen Werte lehnt sich an die Definition gemäß DIN 1055-100 an. Die charakteristischen Werte für die Materialfestigkeitswerte werden als 5%-Fraktilwerte definiert. Da negative Fraktilwerte für Materialfestigkeiten nicht plausibel sind, wird zur Beschreibung der Materialfestigkeitswerte die logarithmische Normalverteilung verwendet. Druckfestigkeiten und Zugfestigkeiten von Materialien werden getrennt von einander unabhängig des zugewiesenen Vorzeichens (Zug +; Druck -) beschrieben. Die geometrischen Eigenschaften einer Struktur sind Mittelwerte normalverteilter Zufallszahlen.
- Die Ermittlung der Bemessungswerte erfolgt gemäß der Definition nach DIN 1055-100. Hier werden die Bemessungswerte als Verhältniswerte der charakteristischen Werte und

der Teilsicherheitsbeiwerte formuliert.

- Da der Beiwert k in die Ermittlung der charakteristischen Werte und der Teilsicherheitsbeiwerte mit einem Zahlenwert einfließt, der eine unendliche große Anzahl von Stichproben beschreibt, nimmt die Anzahl der Stichproben keinen Einfluss auf die Bemessungswerte. Für die Ermittlung der charakteristischen Werte und statistischen Eigenschaften werden Mindestwerte an Stichproben festgelegt. Diese richten sich nach den Anhaltswerten gemäß Anhang, Abschnitt B.4. Ihr Einfluss auf die statistischen Momente Standardabweichung und Variationskoeffizient wird in Kapitel G.4 analysiert.

Anhang G

Systematische und zufällige Unsicherheiten

Zur Bewertung der systematischen und zufälligen Unsicherheiten werden zunächst die Grundlagen beschrieben. Hierzu gehören die Formulierung der systematischen und zufälligen Fehler der tragfähigkeitsrelevanten Parameter sowie die Untersuchung ihres Einflusses auf Mittelwert und Standardabweichung von Messreihen.

Der Ansatz zur Berücksichtigung systematischer Fehler wird auf Grundlage ihrer Einflussnahme auf die statistischen Momente und eines Vorschlages für den Umgang mit den systematischen Fehlern bewertet. Hierzu werden die sich aus dem Ansatz ergebenden Konsequenzen für die tragfähigkeitsrelevanten Parameter und der daraus resultierenden Querschnittstragfähigkeit dargestellt.

Zur Bewertung des Ansatzes zur Berücksichtigung der zufälligen Unsicherheiten werden die Parameter Lage und Anzahl der gewonnenen Informationen bewertet und ihr Einfluss auf die in Kapitel 7 und Kapitel 8 entwickelten Ansätze validiert.

G.1 Grundlagen

- **Basiswerte**

Zu den Basiswerten werden im Weiteren folgende Parameter gezählt:

- die Abmessungen,
- die Betonüberdeckung c_{nom} ,
- der Elastizitätsmodul für Betonstahl E_s ,
- der Mittelwert der Betondruckfestigkeit f_{cm} ,
- der Mittelwert der Betonstahlfestigkeit f_{sm} ,
- die Wichte für Stahlbeton γ_c ,
- die Zylinderlast Q und

- die Exzentrizität der Lasteinleitung e_Q .

Zu den Abmessungen werden u.a. die Konstruktionshöhe, die Querschnittsbreite gezählt. In Untersuchungen wurde festgestellt, dass folgende Aspekte die Abweichungen der Abmessungen nur unwesentlich beeinflussen [55]:

- die Art der Elemente,
- die Querschnittsform (Rechteck, I-Träger, Plattenbalken etc.),
- die Betonfestigkeitsklasse,
- die Art der Abmessung (Breite, Höhe) sowie
- die Lage des betrachteten Querschnitts (Feld- bzw. Stützbereich).

Während der Versuchsdurchführung wurden Betonstahldehnungen in Abhängigkeit einer definierten Versuchslast Q erzeugt, die in die Rückrechnung der in den Versuchskörpern vorhandenen Bewehrungsmengen einfließt. Die Versuchslast wird mit einer Unsicherheit von $\sigma = 1kN$ berücksichtigt.

Darüber hinaus kam es während der Versuchsdurchführung durch den Aufbau der Versuchskörper in der Versuchseinrichtung zu Verschiebungen und Verdrehungen der Versuchskörper gegenüber der Sollage. Der Mittelwert dieser Abweichung wird mit einem Wert von $\sigma = 1cm$ angesetzt.

Die Angaben der Abweichungen aus Zylinderlast Q und aus der Exzentrizität der Lasteinleitung e_Q wurden zur Bewertung der Verifizierung von Betonstahlmengen definiert. Bei diesen Abweichungen handelt es sich um systematische Ungenauigkeiten.

In Anlehnung an POTTHARST [76] wird von zufälligen Fehlern bei den Zahlenwerten der Stützweiten abgesehen. So zeigen geometrische Daten für Stützweiten $l \geq 1,0m$ einen Variationskoeffizienten von $\nu = 0$ auf, der die zufälligen Abweichungen berücksichtigt.

Sowohl der Elastizitätsmodul für Betonstahl E_s als auch der Beiwert ζ zur Abschätzung des Hebelarms der inneren Kräfte werden als deterministische Werte angesehen.

Tabelle G.1: Allgemeine Formulierungen zur Ermittlung der Größe der zufälligen und systematischen Fehler für die Basiswerte

Parameter	Zufälliger Fehler	Systematischer Fehler
Geometriewerte l	σ_l	$\Delta_l = \Delta_{V_l} $
Betonüberdeckung c_{nom}	$\sigma_{c_{nom}}$	$\Delta_{c_{nom}} = \Delta_{V_{c_{nom}}} $
Elastizitätsmodul E_s	-	-
Betondruckfestigkeit f_{cm}	$\sigma_{f_{cm}}$	$\Delta_{f_{cm}} = \Delta_{V_{f_c}} $
Betonstahlfestigkeit f_{sm}	$\sigma_{f_{sm}}$	$\Delta_{f_{sm}} = \Delta_{V_{f_s}} $
Wichte für Stahlbeton γ_c	σ_{γ_c}	-
Zylinderlast Q	-	$ \Delta_Q $
Lasteinleitung e	-	$ \Delta_e $
Erläuterungen zu den Indices:		
V_i	Ungenauigkeit des angewandten Messgeräts	

• Funktionswerte

Zur Ermittlung der Ungenauigkeit von Funktionswerten werden die in Abschnitt G.1 vorgestellten Abweichungen der Basiswerte zugrunde gelegt. Im Weiteren werden die zufälligen und systematischen Abweichungen folgender Funktionswerte beschrieben:

- der resultierenden Betonstahllage d_1 ,
- der statischen Höhe d ,
- des Hebelarms der inneren Kräfte z ,
- des charakteristischen Werts der Betondruckfestigkeit f_{ck} .

Die Formulierungen sind für die zufälligen und für die systematischen Abweichungen angegeben.

Resultierende Betonstahllage d_1 für einlagige Biegebewehrung

Für einlagige Bewehrung gilt:

$$d_1 = c_{nom} + d_{s,Bügel} + d_s/2 \quad . \quad (G.1)$$

Zur Ermittlung des zufälligen Fehlers ergibt sich Gleichung G.2:

$$\begin{aligned} \sigma_{d_1}^2 &= \left(\frac{\partial d_1}{\partial c_{nom}} \cdot \sigma_{c_{nom}} \right)^2 + \left(\frac{\partial d_1}{\partial d_{s,Bügel}} \cdot \sigma_{d_{s,Bügel}} \right)^2 + \left(\frac{\partial d_1}{\partial d_{s,l}} \cdot \sigma_{d_{s,l}} \right)^2 , \\ &= \sigma_{c_{nom}}^2 + \sigma_{d_{s,Bügel}}^2 + 1/4 \cdot \sigma_{d_{s,l}}^2 \quad . \end{aligned} \quad (G.2)$$

Der systematische Fehler stellt sich nach folgender Gleichung ein:

$$\begin{aligned} \Delta_{d_1} &= \frac{\partial d_1}{\partial c_{nom}} \cdot |\Delta_{V_i}| + \frac{\partial d_1}{\partial d_{s,Bügel}} \cdot |\Delta_{V_i}| + \frac{\partial d_1}{\partial d_{s,l}} \cdot |\Delta_{V_i}| , \\ &= |\Delta_{V_{c_{nom}}}| + |\Delta_{V_{d_{s,Bügel}}}| + 1/2 \cdot |\Delta_{V_{d_{s,l}}}| \quad . \end{aligned} \quad (G.3)$$

Resultierende Betonstahllage d_1 für zweilagige Biegebewehrung

$$d_1 = c_{nom} + d_{Bügel} + \frac{(n_1 \cdot d_s^2 \pi / 4) \cdot d_s / 2 + (n_2 \cdot d_s^2 \cdot \pi / 4) \cdot (3/2 \cdot d_s + a_{st})}{(n_1 \cdot d_s^2 \pi / 4) + (n_2 \cdot d_s^2 \cdot \pi / 4)} \quad (G.4)$$

Zufällige Abweichung:

$$\sigma_{d_1}^2 = \left(\frac{\partial d_1}{\partial c_{nom}} \cdot \sigma_{c_{nom}} \right)^2 + \left(\frac{\partial d_1}{\partial d_{s,Bügel}} \cdot \sigma_{d_{s,Bügel}} \right)^2 + \left(\frac{\partial d_1}{\partial d_{s,l}} \cdot \sigma_{d_{s,l}} \right)^2$$

Systematische Abweichung:

$$\Delta_{d_1} = \frac{\partial d_1}{\partial c_{nom}} \cdot |\Delta_{V_i}| + \frac{\partial d_1}{\partial d_{s,Bügel}} \cdot |\Delta_{V_i}| + \frac{\partial d_1}{\partial d_{s,l}} \cdot |\Delta_{V_i}|$$

Statische Höhe d

Allgemein gilt:

$$d = h - d_1 \quad (G.5)$$

Zufälliger Fehler: $\sigma_d^2 = \sigma_h^2 + \sigma_{d_1}^2$

Systematischer Fehler: $\Delta_d = |\Delta_{V_h}| + |\Delta_{V_{d_1}}|$

Hebelarm der inneren Kräfte z

Allgemein gilt:

$$z = \zeta \cdot d \quad (G.6)$$

Zufälliger Fehler: $\sigma_z^2 = (d \cdot \sigma_\zeta)^2 + (\zeta \cdot \sigma_d)^2$

Systematischer Fehler: $\Delta_z = z \cdot |\Delta_{V_d}|$

Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit f_{ck}

Allgemein gilt:

$$f_{ck} = f_{cm} - k \cdot \sigma \quad (G.7)$$

Zufälliger Fehler: $\sigma_{f_{ck}}^2 = (\sigma_{f_{cm}})^2 + (k \cdot \sigma_\sigma)^2$

Systematischer Fehler: $\Delta_{f_{ck}} = |\Delta_{V_{f_{cm}}}| + k \cdot |\Delta_{V_\sigma}|$

G.2 Verhalten statistischer Momente unter Berücksichtigung zufälliger und systematischer Unsicherheiten

Bei der Ermittlung von Bauwerkseigenschaften mit Hilfe von Messungen handelt es sich um eine wiederholte Probenahme. Daher können die Grundlagen zur Beschreibung des Einflusses von systematischen und zufälligen Unsicherheiten auf die Größe der Messwerte gemäß STANGE [95] herangezogen werden.

Der Mittelwert einer Eigenschaft sei a . Eine zufällige Abweichung davon sei α . Eine beliebig heraus gegriffene Einzelprobe der Nummer i hat folglich den Wert:

$$x_i = a + \alpha_i . \quad (\text{G.8})$$

Üblicherweise werden die Eigenschaften einer Messreihe nicht aus Einzelproben bestimmt, sondern die Stichproben einer Messreihe werden zu einer Aussage zusammengefasst. Der Mittelwert setzt sich somit aus dem Mittelwert der Eigenschaft a und dem Mittelwert der zufälligen Abweichung $\bar{\alpha}$ zusammen:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = a + \bar{\alpha} \quad \text{mit} \quad \bar{\alpha} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \alpha_i . \quad (\text{G.9})$$

Auf der Grundlage dieser Messreihe lässt sich eine Aussage über das betrachtete Merkmal x machen. Es beinhaltet die Größen Mittelwert a , Mittelwert der zufälligen Abweichung $\bar{\alpha}$ und systematische Abweichung δ :

$$x = (a + \bar{\alpha}) + \delta . \quad (\text{G.10})$$

Die Varianz σ_α^2 ist ein Maß für die Schwankung des betrachteten Merkmals der Eigenschaft x infolge zufälligen Charakters. Weiterhin verändert der Wert σ_δ das vorliegende Merkmal durch systematische Ungenauigkeiten. Das betrachtete Merkmal streut daher um:

$$\sigma_x = \sqrt{\sigma_\alpha^2/n + \sigma_\delta^2} . \quad (\text{G.11})$$

G.3 Bewertung des Ansatzes zur Berücksichtigung systematischer Fehler

• Verwendung von Zufallszahlen

Für die im Folgenden beschriebenen Untersuchungen werden Zufallszahlen verwendet. Diese werden für einen definierten, an Erfahrungswerte der Praxis angelehnten Bereich generiert. Als Parameter der Zufallszahlen dienen geometrische Größen.

Die Zufallszahlen besitzen die Nennwerte 45, 85, 125, 185 und 255 [cm], die Zufallszahlenbereiche betragen ± 5 , ± 10 und ± 20 [cm]. Der Zufallszahlenbereich definiert eine untere und obere Schranke für den Bereich, in dem die zu generierenden Zufallszahlen liegen.

Zur Darstellung des Einflusses dieser Größen werden die Mittelwerte und Standardabweichungen für die Zufallszahlen ermittelt und in den Diagrammen G.1 bis G.3 und G.4 exemplarisch abgebildet.

Hinsichtlich des Verhaltens der Mittelwerte ist festzustellen, dass gleiche Zufallszahlenbereiche in ähnlichen Streubreiten der Mittelwerte resultieren. So streuen die Mittelwerte für die Zufallszahlen 45, 185 und 255 im Bereich von $\sigma = \pm 1$ [cm]. Dieser Bereich vergrößert sich mit zunehmendem Zufallszahlenbereich. Dieses Verhalten zeigen die Werte 185 und 255 deutlich. Mit Ausnahme des Zufallszahlenbereichs ± 5 bestätigt die Zufallszahl 45 dieses Verhalten. Jedoch streuen die Mittelwerte für den Zufallszahlenbereich 20 stärker als die des Zufallszahlenbereichs ± 5 .

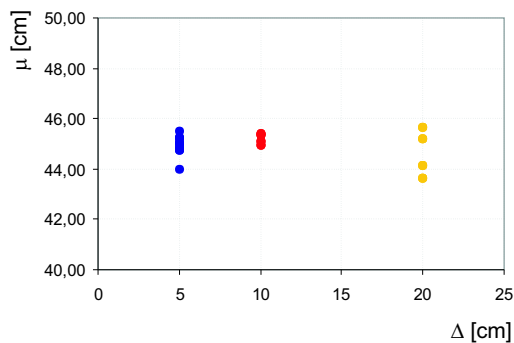


Bild G.1: Einfluss des Zufallszahlenbereichs Δ auf den Mittelwert μ der Messreihe 45

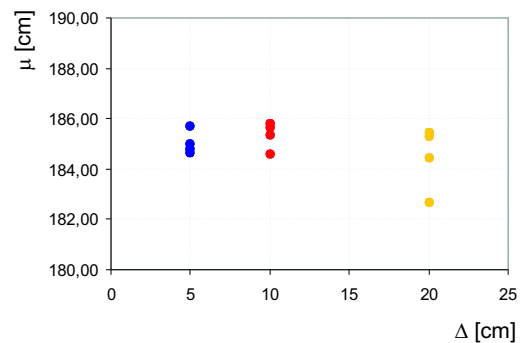


Bild G.2: Einfluss des Zufallszahlenbereichs Δ auf den Mittelwert μ der Messreihe 185

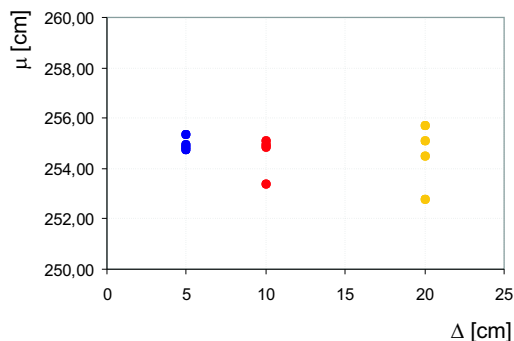


Bild G.3: Einfluss des Zufallszahlenbereichs Δ auf den Mittelwert μ der Messreihe 255

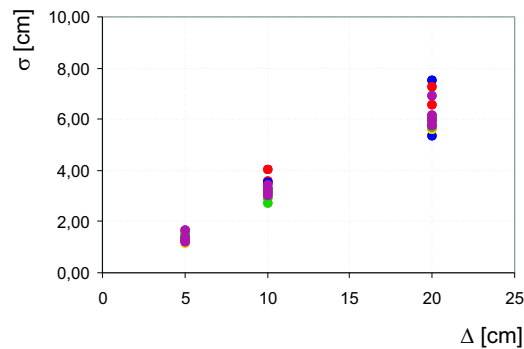


Bild G.4: Einfluss des Zufallszahlenbereichs Δ auf die Standardabweichung der Messreihen σ

Wie die Mittelwerte verhalten sich die Standardabweichungen. So nimmt die Größe der Standardabweichung mit Vergrößerung des Zufallszahlenbereichs zu (Bild G.4).

Für die weiteren Untersuchungen zum Einfluss des systematischen Fehlers wird der mittlere Zufallszahlenbereich $\Delta = \pm 10[\text{cm}]$ verwendet. So kann eine plausible Untersuchung ermöglicht und die Verfolgung allzu konservativer Ansätze vermieden werden.

• Auswirkung der systematischen Fehler auf Mittelwert, Standardabweichung und charakteristischen Wert

Allgemeines

Wie in Kapitel 8 erläutert wurde, werden folgende Ansätze für den Umgang mit systematischen Fehlern berücksichtigt:

- Berücksichtigung der systematischen Fehler,
- Bereinigen des Messwerts von den systematischen Fehlern und
- Kalibrieren der Messgeräte, um den Einfluss der systematischen Fehler zu minimieren bzw. zu eliminieren.

Die Berücksichtigung des systematischen Fehlers erfolgt dadurch, dass die vor Ort ermittelten Daten unverändert verwendet werden. Dies bedeutet, dass die Unsicherheiten, die durch die Messgeräte in den Messwerten enthalten sind, in die statistischen Momente Mittelwert und Standardabweichung und somit in die charakteristischen Werte einfließen.

Wird ein Messwert von einem systematischen Fehler bereinigt, wird der Nennwert des systematischen Fehlers aus dem Messwert eliminiert. In die Ermittlung von Mittelwert und Standardabweichung fließen die um einen Nennwert eines systematischen Fehlers verringerten Messwerte ein.

Die Kalibrierung eines Messwertes geht einher mit der Definition eines Wertes um den der Messwert durch das verwendete Messverfahren automatisiert korrigiert wird. Der Einfluss auf den Mittelwert und die Standardabweichung einer Messreihe kann so minimiert werden.

Aus der Berücksichtigung der systematischen Fehler und aus der Eliminierung der systematischen Fehler aus den Messwerten ergeben sich daher obere bzw. untere Grenzwerte der statistischen Eigenschaften Mittelwert und Standardabweichung einer Messreihe. Die Kalibrierung der Messgeräte bringt eine Minimierung des Einflusses der systematischen Fehler mit sich.

Um eine Entscheidung zum Umgang mit systematischen Fehlern in Bezug auf eine Messreihe zu unterstützen, werden die Einflüsse additiver und multiplikativer systematischer Fehler auf Mittelwert und Standardabweichung auf der Basis verteilungsfreier Variablen dargestellt.

Hierzu wurden die systematischen Fehler in Anlehnung an in Abschnitt G.3 beschriebenen Untersuchungen wie folgt definiert:

- Additiver systematischer Fehler: $\pm 5, \pm 10, \pm 20$ [cm] ,
- Multiplikativer systematischer Fehler: $\pm 1, \pm 5, \pm 10$ [%] .

Ihr Einfluss auf verschiedene Zahlenwerte für Abmessungen wurde analysiert. Die Abmessungen wurden in Anlehnung an Dimensionen von Stahlbetonüberbauten mit 45, 85, 125, 185 und 255 [cm] gewählt.

Die Zufallszahlen wurden generiert mit dem Zufallszahlenbereich der systematischen Fehlergröße ± 10 cm.

Für die im Folgenden dargestellten Einflüsse der additiven und multiplikativen systematischen Fehler wird vorausgesetzt, dass die in die statistischen Momente einfließenden Fehler für alle verwendeten Stichproben einer Messreihe gleiche Werte annehmen.

Einfluss eines additiven systematischen Fehlers

Die gültige Definition des Mittelwerts einer Messreihe μ_x lautet:

$$\mu_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i .$$

Wird x_i als Summe aus einem tatsächlichen Messwert x_i^* und einem systematischen Fehler Δ_x berechnet, ergibt sich folgende Formulierung:

$$x_i = x_i^* + \Delta_x .$$

Für den Mittelwert μ_x ergibt sich unter Substitution von x_i :

$$\mu_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i^* + \Delta_x) = \frac{1}{n} \cdot [\sum_{i=1}^n x_i + n \cdot \Delta_x] = \mu_x^* + \Delta_x . \quad (\text{G.12})$$

Hierbei wird vorausgesetzt, dass der systematische Fehler für alle einfließenden Stichproben gleich ist. Ein additiver systematischer Fehler vergrößert bzw. verkleinert den tatsächlichen Mittelwert μ_x^* um seinen Zahlenwert Δ_x . Sein Einfluss auf die Standardabweichung ist nachstehend beschrieben.

Allgemein berechnet sich die Standardabweichung σ_x unter Berücksichtigung eines additiven systematischen Fehlers Δ_x wie folgt (vgl. Gleichung 4.11, Kapitel 4):

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x)^2} .$$

Setzt man in diese Gleichung den bereinigten Mittelwert unter Berücksichtigung des systematischen Fehlers und die Messwerte ein, ergibt sich folgender Sachverhalt:

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n ((x_i^* + \Delta_x) - (\mu_x^* + \Delta_x))^2} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i^* - \mu_x^*)^2} . \quad (\text{G.13})$$

Diese Gleichung zeigt, dass die Standardabweichung in ihrer Größe durch einen additiven systematischen Fehler nicht beeinflusst wird.

Dieses Verhalten wird durch die nachstehend dargestellten Diagramme bestätigt.

Der Einfluss des additiven systematischen Fehlers auf den Mittelwert einer Messreihe nimmt mit zunehmender Größe der Bezugsvariable ab (vgl. Bild G.5). Die Standardabweichung ist nahezu unabhängig vom Zahlenwert der Messgröße. Der Variationskoeffizient nimmt mit zunehmender Größe der Bezugsgröße ab (vgl. Bild G.6). Dies liegt in der Formulierung des Variationskoeffizienten begründet; hier fließt der Mittelwert im Nenner, die Standardabweichung im Zähler ein.

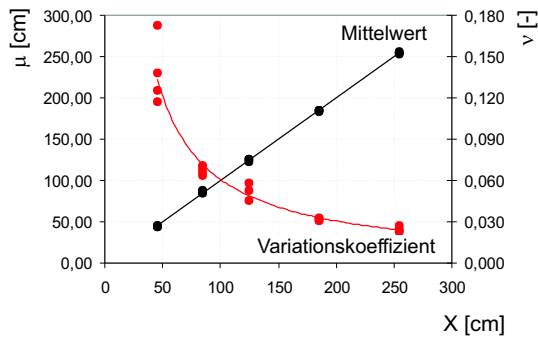


Bild G.5: Einfluss der Größe des additiven systematischen Fehlers auf den Mittelwert μ und den Variationskoeffizienten ν in Abhängigkeit der Messgröße X

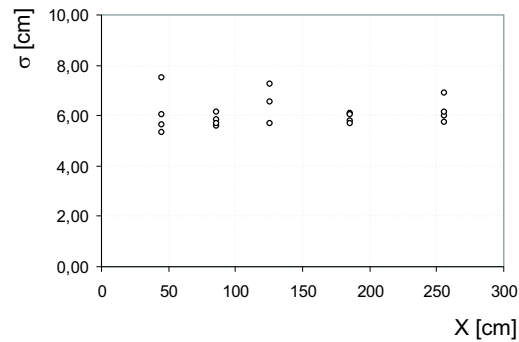


Bild G.6: Einfluss der Größe des additiven systematischen Fehlers auf die Standardabweichung σ in Abhängigkeit der Messgröße X

Weiterhin wurde der Einfluss der Anzahl der Zufallszahlen auf den Mittelwert, die Standardabweichung und den Variationskoeffizienten untersucht. Wie den Bildern G.7 bis G.9 zu entnehmen ist, sind die statistischen Eigenschaften (nahezu) unabhängig von der Anzahl der Zufallszahlen.

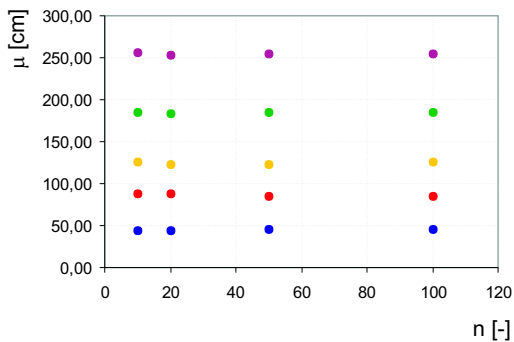


Bild G.7: Einfluss der Anzahl der Zufallszahlen n auf den Mittelwert μ

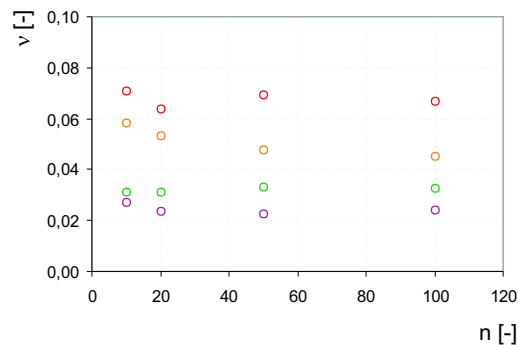


Bild G.8: Einfluss der Anzahl der Zufallszahlen n auf den Variationskoeffizienten ν

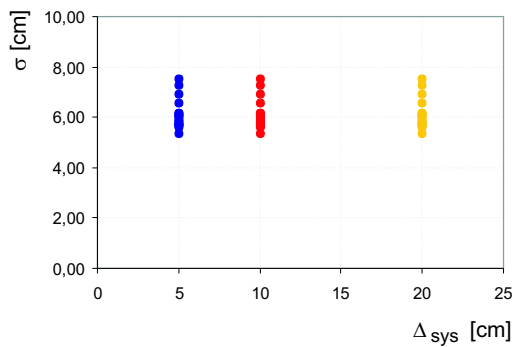


Bild G.9: Einfluss der Größe der systematischen Fehlers Δ_{sys} auf die Standardabweichung σ

Einfluss eines multiplikativen systematischen Fehlers

Für den Einfluss eines multiplikativen systematischen Fehlers auf den Mittelwert und die Standardabweichung gelten nachstehend dargestellte Zusammenhänge

Der Messwert x_i setzt sich aus dem Ist-Wert der Messgröße x_i^* und dem multiplikativen systematischen Fehler Δ_x zusammen:

$$x_i = x_i^* \cdot \Delta_x .$$

Der Mittelwert einer Messreihe μ_x ergibt sich zu:

$$\mu_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i^* \cdot \Delta_x = \Delta_x \cdot \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i^* = \mu_x^* \cdot \Delta_x . \quad (\text{G.14})$$

Wie aus der voranstehenden Gleichung zu erkennen ist, wird der tatsächliche Mittelwert μ_x^* um die Größe des systematischen Fehlers Δ_x verändert. Er ist weiterhin unabhängig von der Anzahl der Stichproben n .

Für die Standardabweichung σ_x gilt:

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i^* \cdot \Delta_x - \mu_x^* \cdot \Delta_x)^2} = \Delta_x \cdot \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i^* - \mu_x^*)^2} = \Delta_x \cdot \sigma_x^* . \quad (\text{G.15})$$

Im Gegensatz zur Standardabweichung bei einem additiven systematischen Fehler wird die Standardabweichung durch den relativen, systematischen Fehler beeinflusst. Hier wird ebenfalls davon ausgegangen, dass der systematische Fehler für alle einfließenden Stichproben denselben Wert hat. Die Größe des Anteils des systematischen Fehlers Δ_x an der Standardabweichung ist unabhängig von der Anzahl der verwendeten Stichproben n .

Bei multiplikativen systematischen Fehlern sind sowohl der Mittelwert μ_x^* als auch die Standardabweichung σ_x^* um den Fehler verändert.

Die zuvor beschriebenen theoretischen Zusammenhänge werden in den Diagrammen G.10 bis G.14 grafisch abgebildet.

Die Größe des Fehlers hinsichtlich der Mittelwerte ist unabhängig von der Anzahl der Zufallszahlen. Aufgrund eines kleinen Zahlenwerts des systematischen Fehlers im Verhältnis zur Größe der Stichprobe, ist sein Einfluss auf die Mittelwerte in Abhängigkeit von der Anzahl der Stichproben gering.

Die Größe der Standardabweichung zeigt die Tendenz mit zunehmender Anzahl von Stichproben geringer zu werden (Bild G.12). Sie ist unabhängig vom gewählten Zufallszahlenbereich und nahezu unabhängig vom Zahlenwert der Messgröße (vgl. Diagramm G.11).

Der Variationskoeffizient nimmt - unabhängig von der Größe des systematischen Fehlers - mit zunehmendem Nennwert der Messgröße ab. Dieses Verhalten ist plausibel, da der Mittelwert der Messgröße μ für die Ermittlung der Variationskoeffizienten $\nu = \sigma/\mu$ im Nenner einfließt und die Größe der Standardabweichung σ nahezu unabhängig vom Zahlenwert der Messgröße ist. Der Zahlenwert des Variationskoeffizienten ist jedoch von der Größe des systematischen Fehlers unabhängig, da er sowohl im Nenner als auch Zähler der Formulierung des Variationskoeffizienten einfließt, und somit in der Gleichung entfällt.

In Diagramm G.14 sind das Verhalten der Mittelwerte und das der Variationskoeffizienten in Abhängigkeit der Nennwerte der Messgröße einander gegenübergestellt.

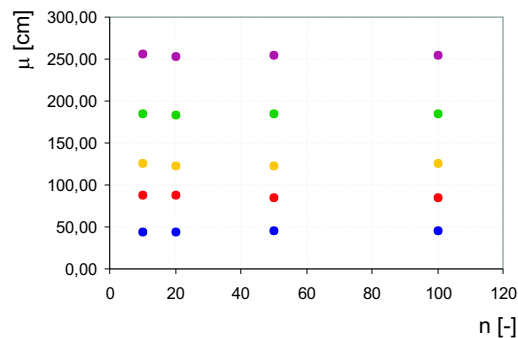


Bild G.10: Mittelwerte der Stichproben μ in Abhängigkeit der Anzahl der Zufallszahlen n

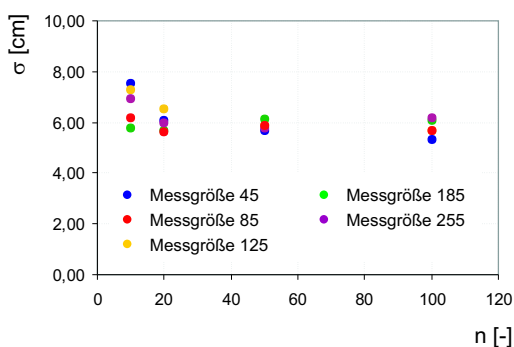


Bild G.11: Standardabweichung σ in Abhängigkeit der Anzahl der einfließenden Stichproben n für multiplikative systematische Fehler

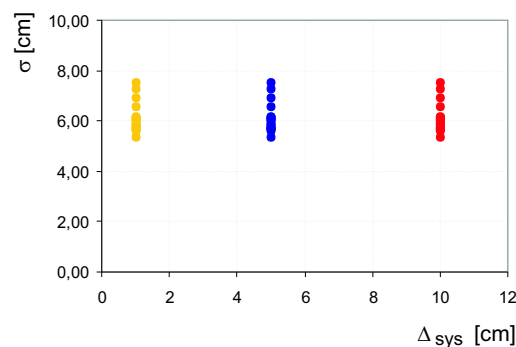


Bild G.12: Standardabweichung σ in Abhängigkeit des Zufallszahlenbereichs Δ_{sys} für multiplikative systematische Fehler

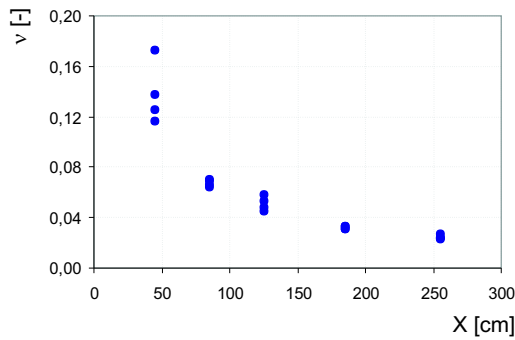


Bild G.13: Variationskoeffizienten ν in Abhängigkeit der Größe des Nennwerts der Messgröße X

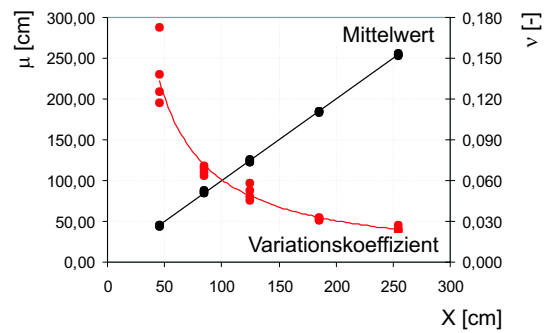


Bild G.14: Gegenüberstellung der Mittelwerte μ und der Variationskoeffizienten ν in Abhängigkeit der Nennwerte der Messgrößen X

• **Einfluss der Berücksichtigung der systematischen Unsicherheiten**

Nachstehend werden der Einfluss der Eliminierung der systematischen Fehler aus Stichproben und die damit einhergehende Veränderung der Mittelwerte, Standardabweichungen, Variationskoeffizienten und charakteristischen Werten beschrieben. Hierzu wurden die in Abschnitt G.3 beschriebenen Ansätze verfolgt.

Um ihren Einfluss darzustellen wurden die Standardabweichung in den Größen von ± 5 , $\pm 7,5$ und ± 10 [cm] verwendet. Die additiven systematischen Fehler wurden mit Größen von ± 5 , ± 10 und ± 20 [cm] simuliert. Die multiplikativen systematischen Fehler haben Größen von ± 1 , ± 5 und ± 10 [%].

Werden additive systematische Fehler entsprechend der beschriebenen Ansätze berücksichtigt, ergeben sich obere bzw. untere Grenzwerte für die Berücksichtigung und Eliminierung der systematischen Fehler aus den Messwerten.

Wird der Mittelwert von einem additiven systematischen Fehler bereinigt, verschiebt sich lediglich der Mittelwert um die Größe des systematischen Fehlers bzw. um den Mittelwert der systematischen Fehler, vgl. Bild G.15. Der Mittelwert vergrößert seinen Zahlenwert additiv um die Größe des systematischen Fehlers.

Der Variationskoeffizient verhält sich entgegen dem Mittelwert. So wird der Zahlenwert des Variationskoeffizienten bei größer werdendem Mittelwert geringer und umgekehrt. Zudem wird der Wert des Variationskoeffizienten umso geringer, je größer der systematische Fehler ist (vgl. Diagramm G.17). Die Standardabweichung kann hierbei unberücksichtigt bleiben, da ihr Wert unabhängig vom additiven systematischen Fehler ist.

Wird der Einfluss eines additiven systematischen Fehlers auf den Messwert durch Kalibrierung des Messgeräts verringert, entspricht dies der Vorgehensweise des Eliminierens des Fehlers. Bei der Kalibrierung wird jedoch ein Wert für den systematischen Fehler im Gerät voreingestellt und ist im Messwert und den daraus resultierenden statistischen Momenten bereits berücksichtigt. Die Größe des additiven systematischen Restfehlers δ_{res} ermittelt sich aus der Subtraktion des eingestellten Werts für den systematischen Fehler δ_{cal} von dem Nennwert des systematischen Fehlers δ_{nom} :

$$\delta_{res} = \delta_{nom} - \delta_{cal} . \tag{G.16}$$

Sein Einfluss verhält sich analog zu dem des Nennwerts des systematischen Fehlers, er verändert den Zahlenwert jedoch nur gering im Vergleich zu dem des Nennwerts.

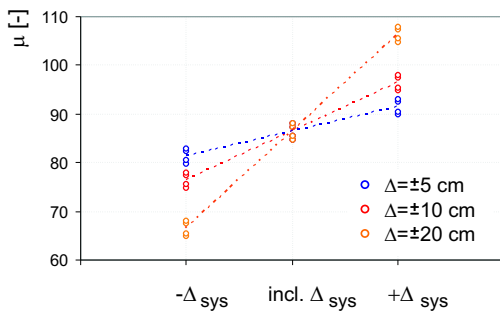


Bild G.15: Mittelwert μ in Abhängigkeit der Größe des additiven systematischen Fehlers Δ_{sys}

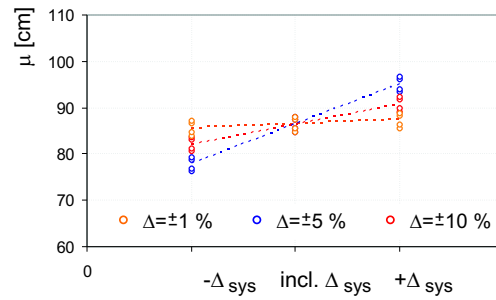


Bild G.16: Mittelwert μ in Abhängigkeit der Größe des multiplikativen systematischen Fehlers Δ_{sys}

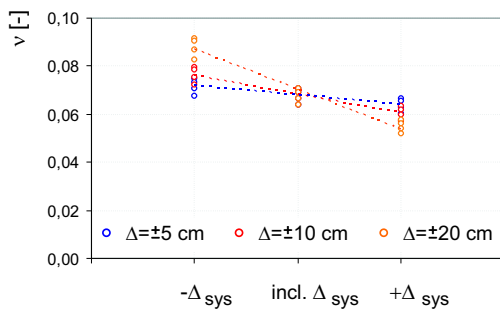


Bild G.17: Variationskoeffizient ν in Abhängigkeit der Größe des additiven systematischen Fehlers Δ_{sys}

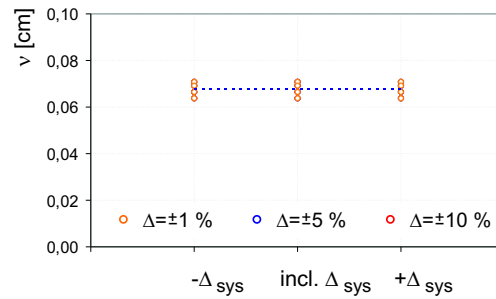


Bild G.18: Variationskoeffizient ν in Abhängigkeit der Größe des multiplikativen systematischen Fehlers Δ_{sys}

Für eine unabhängige Betrachtung des Einflusses additiver systematischer Fehler werden die Ergebnisse in bezogenen Werten dargestellt. Hierbei werden die bereinigten Werte zu den unbereinigten Werten ins Verhältnis gesetzt.

Das Synonym *Bezogene Werte* steht für:

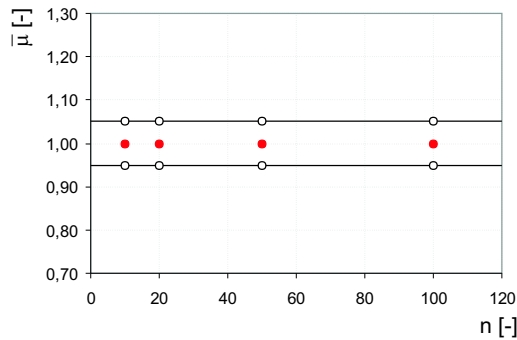
- Bezogener Mittelwert: $\bar{\mu} = \frac{\text{Unbereinigter Mittelwert}}{\text{Bereinigter Mittelwert}}$,
- Bezogener Fraktilwert: $\bar{p} = \frac{\text{Unbereinigter Fraktilwert}}{\text{Bereinigter Fraktilwert}}$.

Wird ein additiver Fehler aus den Messwerten eliminiert, so wird der Mittelwert einer Messreihe um den Zahlenwert des Fehlers vergrößert oder verkleinert, abhängig von dem Vorzeichen des Fehlers. Der Mittelwert der bereinigten Messwerte liegt um den absoluten Fehler, dargestellt als Anteil des unbereinigten Wertes, über bzw. unter dem unbereinigten Wert.

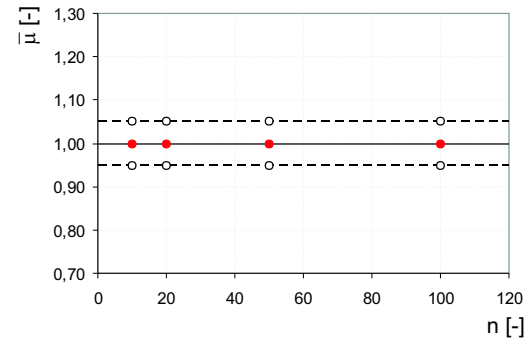
Der Einfluss eines additiven systematischen Fehlers auf den bezogenen Mittelwert aus bereinigtem zu unbereinigtem Mittelwert wird in Bild G.19 am Beispiel eines additiven Fehlers der Größe $\Delta = \pm 10 \text{ cm}$ dargestellt.

Der Einfluss eines multiplikativen systematischen Fehlers auf den Mittelwert verhält sich wie ein additiver systematischer Fehler. So vergrößert er den Mittelwert einer Messreihe um seine Größe unabhängig von der Anzahl der einfließenden Stichproben (vgl. Gleichung G.14). In Bild G.20 ist das zuvor beschriebene Verhalten für einen multiplikativen systematischen Fehler der Größe $\Delta = \pm 5\%$ dargestellt.

Ist das Vorzeichen des systematischen Fehlers bekannt, kann der Messwert durch Korrektur dem Ist-Wert so angepasst werden, dass beide eine sehr gute Übereinstimmung zeigen. Ist das Vorzeichen der systematischen Fehler nicht bekannt, so kann aus der Korrektur des Messwerts eine deutliche Abweichung zwischen Messwert und Ist-Wert resultieren.



○ Bereinigte Messwerte
 - - - Trend der bereinigten Messwerte
 — Ist-Wert



● Unbereinigte Messwerte
 - - - Trend der unbereinigten Messwerte

Bild G.19: Abweichung der Mittelwerte μ infolge Berücksichtigung der additiven systematischen Fehler

Bild G.20: Abweichung der Mittelwerte μ infolge Berücksichtigung der multiplikativen systematischen Fehler

Zur Ermittlung des Ist-Werts der Standardabweichung einer Messreihe, deren Stichproben durch additive systematische Fehler verfälscht sind, ist es ausreichend, die Stichproben der Messreihe zu verwenden. Von einer Berücksichtigung der Messfehler kann abgesehen werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Standardabweichung von additiven systematischen Fehlern unberührt bleibt (vgl. Gleichung G.13). Fließt ein multiplikativer systematischer Fehler in eine Stichprobe ein, so ist der Einfluss des systematischen Fehlers von der Anzahl der einfließenden Stichproben unabhängig. Die Standardabweichung wird wie der Mittelwert linear um die Größe des systematischen Fehlers verändert (vgl. Gleichung G.15).

Der Einfluss der systematischen Fehler auf die charakteristischen Werte p zeigen folgende Gleichungen:

- Additiver Fehler:

$$p_{add} = \mu \pm k \cdot \sigma + \Delta_x , \tag{G.17}$$

- Multiplikativer Fehler:

$$p_{mult} = \mu \cdot \Delta_x \pm k \cdot \sigma \cdot \Delta_x . \tag{G.18}$$

Ein additiver systematischer Fehler verschiebt die Lage des charakteristischen Werts um seine Größe. Die Streuung, d.h. der Abstand des Fraktils vom Mittelwert der Verteilung, wird durch einen systematischen Fehler nicht verändert.

Ein multiplikativer systematischer Fehler verschiebt die Lage des charakteristischen Werts. Zudem vergrößert bzw. verkleinert er den Abstand zwischen Fraktil und Mittelwert um seinen Wert.

Die Diagramme G.21 bis G.24 zeigen den Einfluss additiver und multiplikativer Fehler auf die charakteristischen Werte auf der Grundlage bezogener Fraktile.

Für die Untersuchung des Einflusses der systematischen Fehler auf den Fraktilwert werden der Sollwert des Fraktilwertes, d.h. der Fraktilwert ohne systematische Fehler, den Fraktilwerten mit systematischen Fehlern gegenübergestellt. Die auf diese Weise berechneten, bezogenen Fraktile werden in Abhängigkeit der betrachteten Standardabweichung und des betrachteten systematischen Fehlers über den Nennwert der Messgröße abgetragen.

Der Einfluss des additiven systematischen Fehlers nimmt mit zunehmender Größe des Nennwertes der Messgröße ab (vgl. Bild G.21 und G.22). Dies wird durch nachstehende Gleichungen belegt:

$$\bar{p} = \frac{p}{p^*} = \frac{\mu + \Delta_x \pm k \cdot \sigma}{\mu \pm k \cdot \sigma} = \frac{\mu (1 + \Delta_x/\mu \pm k \cdot \nu)}{\mu (1 \pm k \cdot \nu)} = \frac{\Delta_x/\mu + 1 \pm k \cdot \nu}{1 \pm k \cdot \nu} . \quad (\text{G.19})$$

Als Grenzwert ergibt sich:

$$\lim_{\mu \rightarrow \infty} (p^*) = 1,0 . \quad (\text{G.20})$$

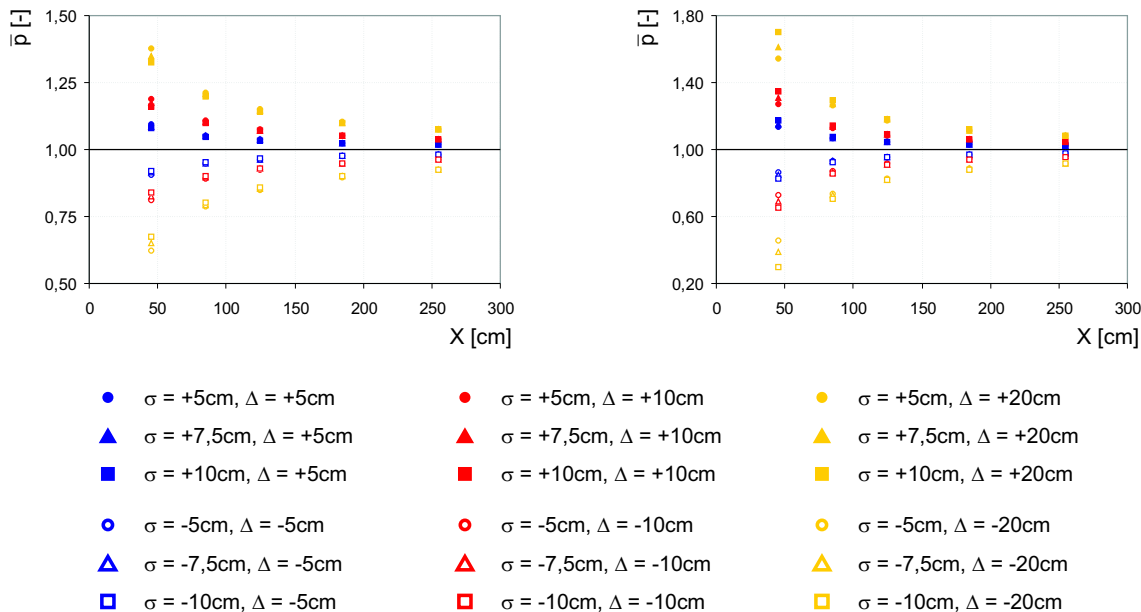


Bild G.21: Bezogene obere Fraktilwerte \bar{p} in Abhängigkeit der Messgröße X für variierende Standardabweichungen σ und variierende, additive systematische Fehler Δ

Bild G.22: Bezogene untere Fraktilwerte \bar{p} in Abhängigkeit der Messgröße X für variierende Standardabweichungen σ und variierende, additive systematische Fehler Δ

Für den Einfluss eines multiplikativen systematischen Fehlers gilt folgender Zusammenhang:

$$\bar{p} = \frac{\mu \cdot \Delta_x \pm k \cdot \sigma \cdot \Delta_x}{\mu \pm k \cdot \sigma} = \frac{\Delta_x \cdot (\mu \pm k \cdot \sigma)}{\mu \pm k \cdot \sigma} = \Delta_x . \quad (\text{G.21})$$

Die Gleichung zeigt deutlich, dass der durch den multiplikativen systematischen Fehler veränderte Fraktilwert unabhängig von der Größe des Nennwertes der Messgröße ist. Im bezogenen Fraktilwert spiegelt sich daher nur die Größe des systematischen Fehlers wider.

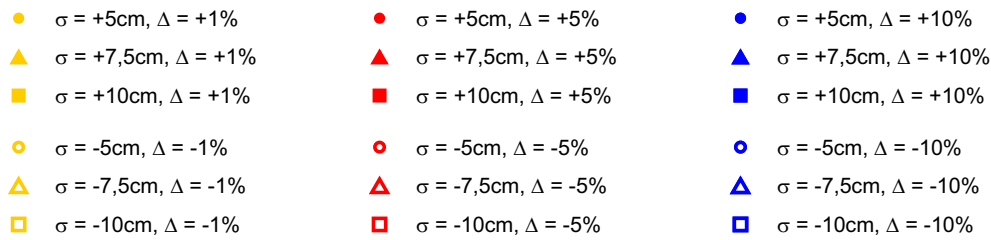
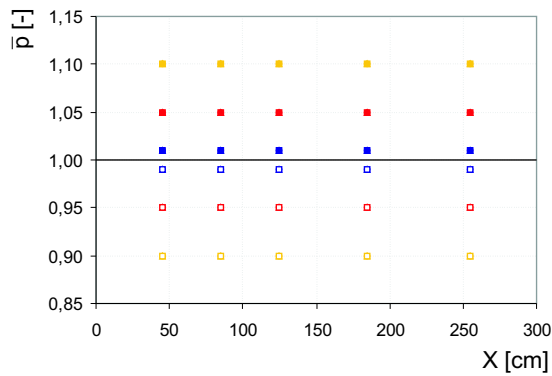


Bild G.23: Bezogene obere Fraktile \bar{p} in Abhängigkeit der Messgröße X für variierende Standardabweichungen σ und variierende, multiplikative systematische Fehler Δ

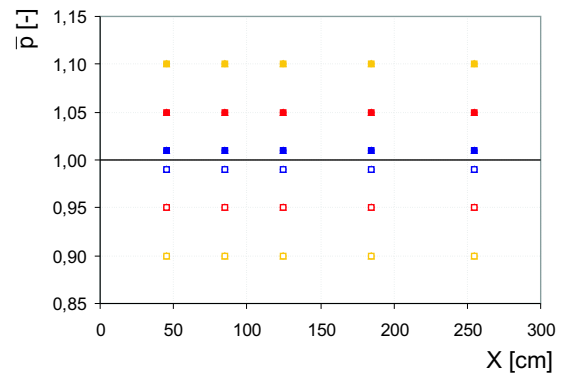


Bild G.24: Bezogene untere Fraktile \bar{p} in Abhängigkeit der Messgröße X für variierende Standardabweichungen σ und variierende, multiplikative systematische Fehler Δ

Als *obere Fraktile* werden 95%-Fraktile, als *untere Fraktile* 5%-Fraktile bezeichnet. Die Grundlagen zur Fraktileberechnung sind in Kapitel 4, Abschnitt 4.1.3 beschrieben.

• Einfluss auf die Biegetragfähigkeit

Im Rahmen einer Parameterstudie wurden die die Tragfähigkeit maßgeblich beeinflussenden Parameter identifiziert. Hierzu wurden Überbauten von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken mit Platten- bzw. Plattenbalkenquerschnitt verwendet.

Die Ergebnisse dieser Studie dienen als Grundlage für die qualitative Bewertung des Einflusses der systematischen Fehler auf die Biegetragfähigkeit einer Struktur. Des Weiteren zeigen sie die Notwendigkeit, welche der tragfähigkeitsrelevanten Parameter möglichst genau identifiziert werden müssen und für welche eine geringere Genauigkeit ausreichend ist. Zu beachten ist, dass die im Weiteren dargestellten, absoluten Zahlenwerte nur für die im Beispiel untersuchte Struktur gelten.

Untersucht wurden folgende Eigenschaften:

Geometrische Eigenschaften und Bewehrungseigenschaften:

- Bauteilbreite,
- Bauteilhöhe,
- Bewehrungslage,
- Bewehrungsquerschnittsfläche,

Materialeigenschaften:

- Betondruckfestigkeit und
- Betonstahlfestigkeit bzw. Elastizitätsmodul.

Die Diagramme G.25 bis G.29 zeigen die wesentlichen Ergebnisse der Untersuchung.

Wie zu erwarten war, hat ein Fehler bei der Identifizierung der Bauteilbreite auf die Ermittlung der Tragfähigkeit einen geringen Einfluss. So beträgt die Abweichung in der Tragfähigkeit weniger als $\Delta M_{Rd} = 2\%$ für eine Abweichung der Bauteilbreite von $\Delta b \in [-0,5\%; 1\%]$ (vgl. Bild G.25).

Bei der Betrachtung des Einflusses der Abweichung der Konstruktionshöhe Δh von der vorhandenen, bleibt die statische Höhe unverändert. Hier ist ein geringer Einfluss auf die Tragfähigkeit zu erkennen. Für eine Abweichung der Konstruktionshöhe von $\Delta h \in [-5\%; 5\%]$ ergibt sich eine Änderung der Tragfähigkeit von maximal $\Delta M_{Rd} \approx 2,5\%$ (vgl. Diagramm G.26).

Unsicherheiten bzw. Fehler in der Ermittlung der statischen Höhe Δd , dargestellt durch die Lage der Bewehrung, wirken sich deutlich in einer Abweichung der Tragfähigkeit ΔM_{Rd} aus. So bringt eine Abweichung der statischen Höhe für einen Bereich von $\Delta d \in [-5\%; 5\%]$ eine Abweichung der Tragfähigkeit ebenfalls von $\Delta M_{Rd} \in [-5\%; 5\%]$ mit sich. Wie für einen gleichbleibenden tragfähigkeitsrelevanten Parameter zu erwarten, ist der Zusammenhang zwischen Änderung der statischen Höhe und der Änderung der Tragfähigkeit linear. Die Ergebnisse zeigt Diagramm G.27.

In Diagramm G.28 wird der Einfluss der Biegezugbewehrung und der Einfluss der Gesamtbewehrung, d.h. Biegezug- und Biegedruckbewehrung, auf die Tragfähigkeit dargestellt. Beide zeigen nahezu den gleichen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Dies resultiert aus einem untergeordneten Einfluss der Biegedruckbewehrung auf die Querschnittstragfähigkeit in diesem Beispiel.

Der Zusammenhang zwischen der Abweichung der Biegebewehrung und der Tragfähigkeit ist auch in diesem Beispiel linear. Der Einfluss der Bewehrungsmengen auf die Tragfähigkeit ist bedeutender als der der statischen Höhe. So ergibt sich für eine Abweichung der Biegezugbewehrung von $\Delta A_s \in [-25\%; 25\%]$ eine Abweichung der Tragfähigkeit von $\Delta M_{Rd} \in [-25\%; 25\%]$.

Im Vergleich zur Betonstahlfestigkeit hat die Betongüte einen nur untergeordneten Einfluss auf die Querschnittstragfähigkeit M_{Rd} wie Diagramm G.29 zeigt. Hier sind die Abweichungen der Tragfähigkeiten über die Abweichungen der Betongüten Δf_{ck} dargestellt. (Bezugswert für die Abweichungen sind die in der betrachteten Struktur vorhandenen Eigenschaften.) Der Einfluss der Betongüte äußert sich auch für große Abweichungen - in diesem Beispiel ca. 200% - nur unwesentlich. Die Werte der Tragfähigkeit streuen im Mittel im Bereich von $M_{Rd} \in [-4\%; +5\%]$ (vgl. hierzu auch Diagramm G.26). Im Gegensatz dazu ist die Änderung der Querschnittstragfähigkeit proportional zu Änderung der Betonstahlgüte. Die Reduzierung der Streckgrenze von 500N/mm^2 auf 220N/mm^2 resultiert in einer Verringerung der Streckgrenze des Betonstahls um $|220/500 - 1| = 0,56 = 56\%$. Dieser Zahlenwert wird durch die Änderung der Querschnittstragfähigkeit M_{Rd} bestätigt.

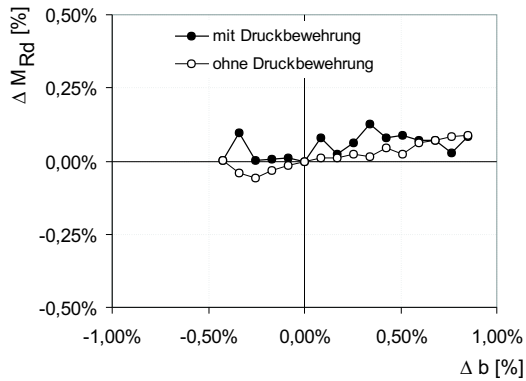


Bild G.25: Änderung der Tragfähigkeit ΔM_{Rd} infolge Änderung der Bauteilbreite Δb

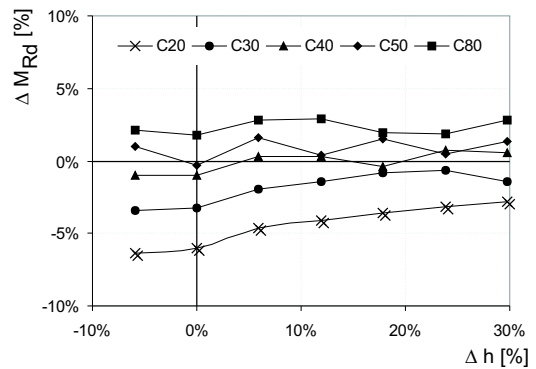


Bild G.26: Änderung der Tragfähigkeit ΔM_{Rd} infolge Änderung der Bauteilhöhe Δh

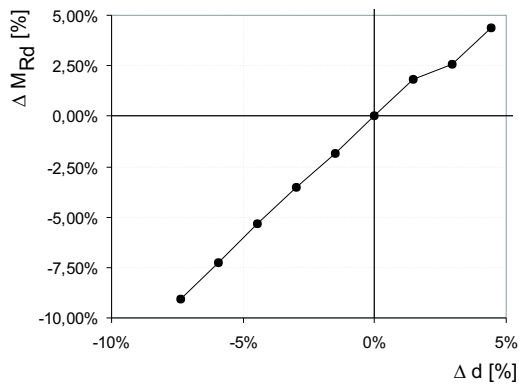


Bild G.27: Änderung der Tragfähigkeit ΔM_{Rd} infolge Änderung der Bewehrungslage Δd

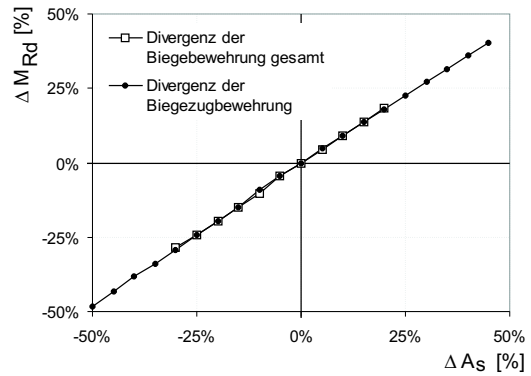


Bild G.28: Änderung der Tragfähigkeit ΔM_{Rd} infolge Änderung des Bewehrungsquerschnitts ΔA_s

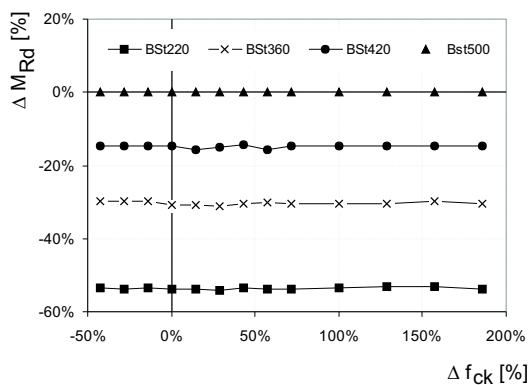


Bild G.29: Änderung der Tragfähigkeit ΔM_{Rd} infolge Änderung der Betongüte Δf_{ck} für verschiedene Betonstahlfestigigkeiten

• Zusammenfassung und Konsequenz

- Zur Darstellung der systematischen Fehler wurden sie in zwei Kategorien eingeteilt:
 - in additive systematische Fehler und
 - in multiplikative systematische Fehler.
- Als Umgang mit den systematischen Werten wurden folgende Ansätze vorgeschlagen:
 - Berücksichtigen der systematischen Fehler,
 - Eliminieren der systematischen Fehler aus den Messwerten und
 - Kalibrieren der Messgeräte zur Minimierung des Einflusses der systematischen Fehler.
- Um den Einfluss der systematischen Fehler auf die Stichproben, den daraus ermittelten Eigenschaften von Messreihen und somit auf die charakteristischen Werte zu analysieren und zu bewerten, wurden Studien auf der Grundlage von Zufallszahlen durchgeführt. Weiterhin wurden die vorgeschlagenen Ansätze für den Umgang mit den systematischen Fehlern analysiert und ihr Einfluss auf die Parameter Mittelwert, Standardabweichung und charakteristischen Wert dargestellt. Auf der Grundlage der Querschnittstragfähigkeit wird eine Analyse durchgeführt, um die erforderliche Sorgfalt und Genauigkeit während der Ermittlung der tragfähigkeitsrelevanten Parameter zu bewerten.
- Ein additiver systematischer Fehler wirkt sich auf den Mittelwert einer Messreihe, jedoch nicht auf die Standardabweichung einer Messreihe aus. Der Mittelwert wird - unter Voraussetzung der Gleichheit des systematischen Fehlers für alle einfließenden Stichproben - um die Größe des systematischen Fehlers verändert. Für veränderliche Werte des systematischen Fehlers wird der Mittelwert um den Anteil des mittleren Wertes des systematischen Fehlers vergrößert bzw. verkleinert. Der Variationskoeffizient einer Messreihe mit systematischem Fehler ist geringer, als derjenige der gleichen Messreihe ohne systematischen Fehler. Die Größe des einfließenden, systematischen Fehlers ist von der Anzahl der verwendeten Stichproben unabhängig.
- Ein multiplikativer systematischer Fehler vergrößert bzw. verkleinert den Mittelwert und die Standardabweichung einer Messreihe um seinen Zahlenwert, auch hier wird vorausgesetzt, dass der Fehler für alle einfließenden Stichproben denselben Wert annimmt. Für veränderliche Werte des systematischen Fehlers wird der Mittelwert bzw. die Standardabweichung um den mittleren Wert des systematischen Fehlers verändert. Folglich ist der Variationskoeffizient von der Größe des multiplikativen systematischen Fehlers unabhängig. Der Zahlenwert des einfließenden, systematischen Fehlers ist von der Anzahl der verwendeten Stichproben unabhängig.
- Liegt ein additiver Fehler vor, so kann der Mittelwert einer Messreihe von ihm bereinigt werden, indem der Mittelwert des systematischen Fehlers um diesen vergrößert bzw. verkleinert wird. Der Einfluss des Fehlers auf den charakteristischen Wert wird mit zunehmender Größe des Mittelwerts der Messreihe und gleich bleibendem Fehler geringer.
- Fließt ein multiplikativer Fehler in die Eigenschaften einer Messreihe ein, so können Mittelwert und Standardabweichung von ihm bereinigt werden. Hierzu sind beide um den Zahlenwert des Fehlers zu verändern. Folglich wird auch der charakteristische Wert um den Zahlenwert des multiplikativen Fehlers vergrößert bzw. verkleinert.

- Im Rahmen der Bereinigung kann vereinfacht der Nennwert des Fehlers berücksichtigt werden. Hierbei zeigen Ist-Wert und bereinigter Wert eine gute Übereinstimmung. Kommt es dazu, dass das Vorzeichen des Fehlers unbekannt ist und werden die Werte dennoch bereinigt, kann dies zu sehr konservativen bzw. sehr optimistischen Ergebnissen führen.
- Der Einfluss der tragfähigkeitsrelevanten Parameter auf die Querschnittstragfähigkeit ergab sich auf der Grundlage einer Parameterstudie wie folgt. (Die nachstehend absolut dargestellten Ergebnisse sind trivial und in Abhängigkeit des betrachteten Beispiels zu sehen):
 - Eine Änderung der Querschnittsbreite hat einen geringen Einfluss auf die Tragfähigkeit.
 - Eine Änderung der Konstruktionshöhe bei einer gleich bleibenden, statischen Höhe hat ebenfalls einen geringen Einfluss auf die Querschnittstragfähigkeit.
 - Die Änderung der statischen Höhe hat einen großen Einfluss auf die Querschnittstragfähigkeit.
 - Ebenso verhält es sich mit dem Einfluss der Bewehrungsquerschnittsfläche.
 - Ist die Betondruckfestigkeit die die Tragfähigkeit limitierende Größe, so zeigt sich ein deutlicher Einfluss auf die Tragfähigkeit.
 - Stellt die Bewehrung den die Tragfähigkeit begrenzenden Parameter dar, so hat die Betondruckfestigkeit nur einen geringen Einfluss, wohingegen der Betonstahlfestigkeit die Tragfähigkeit deutlich beeinflusst.

→ Unter Berücksichtigung der Sensitivität der Querschnittstragfähigkeit gegenüber definierten Parametern sind den Ergebnissen von Messungen hinsichtlich des Einflusses von systematischen Fehlern besonderes Augenmerk zu widmen:

- Statische Höhe der Struktur,
- Bewehrungsquerschnitt in der Biegezugzone und
- Betonstahleigenfestigkeitswerte.

Im Falle der genannten Parameter sollten die Messwerte - sofern systematische Fehler die Eigenschaften der Messreihe beeinflussen - auf der sicheren Seite liegend eliminiert werden. Dies ist vor allem dann erforderlich, wenn der systematische Fehler einen bedeutenden Einfluss auf die Eigenschaften besitzt.

Die Betondruckfestigkeit sollte ebenfalls möglichst genau ermittelt werden, vor allem für den Fall, dass die Betondruckfestigkeit die tragfähigkeitsrelevante Materialeigenschaft darstellt. Im Vergleich zur Notwendigkeit der genauen Ermittlung der Bewehrungseigenschaften hat sie jedoch eine untergeordnete Rolle.

→ Wird von der Eliminierung der Fehler abgesehen, so sollten die verwendeten Messgeräte kalibriert werden. Der Wert zur Kalibrierung kann auf der Grundlage von Erfahrungswerten und Vergleichsmessungen festgelegt werden. Alternativ steht hier die Messung mit zusätzlichen Geräten mit einem geringeren systematischen Fehler zur Verfügung.

→ Auf das Vorzeichen der systematischen Fehler ist besonderes Augenmerk zu legen. Eine Korrektur der Eigenschaften einer Messreihe mit falsch angenommenem Vorzeichen kann zu deutlichen Abweichungen der korrigierten Parameter gegenüber den am Bauwerk vorhandenen Ist-Werten führen. Diese Abweichungen können sich sowohl optimistisch als auch

konservativ auf die Eingangsparameter und folglich auf die Querschnittstragfähigkeit und zulässige veränderliche Last auswirken. Für den Fall, dass das Vorzeichen unsicher ist, ist der konservative Ansatz zu verfolgen.

G.4 Bewertung des Ansatzes zur Berücksichtigung zufälliger Fehler

Zur Ermittlung der tragfähigkeitsrelevanten Parameter einer Struktur, ist das Bauwerk in Messbereiche einzuteilen. Die Messbereiche wiederum werden in Teilbereiche unterteilt, denen in Messungen Stichproben der jeweiligen Tragwerkseigenschaft entnommen werden (vgl. Bild G.30). Die Informationen bzw. Stichproben, die in den Teilbereichen bestimmt werden, werden in einem Messergebnis zusammengefasst und durch Mittelwert und Standardabweichung der durchgeführten Messreihe beschrieben. Die Zusammenfassung der Mittelwerte und Standardabweichungen der Teilbereiche ergibt die betrachtete Eigenschaft des Messbereichs.

Die Messbereiche sind derart festzulegen bzw. zu wählen, dass sie als Referenzstelle des betrachteten Parameters geeignet sind. So ist beispielsweise die Betonüberdeckung und die resultierende Bewehrungslage der Biegezugbewehrung für die Ermittlung der statischen Höhe in der Biegezugzone einer Struktur an der Stelle der maßgeblichen Biegemomentenreaktion zu bestimmen.

Die Stichproben, die je Teilbereich aufgenommen werden, werden mit gleicher Wichtung berücksichtigt, für die Entnahmestelle als konstant und ihre Lage als deterministisch erachtet (Bild G.32). Des Weiteren werden die Messergebnisse sowie die Eigenschaft des Messbereichs über die Tiefe des Messbereichs als gleich bleibend angesehen. Dies ist insofern plausibel, als dass Festigkeitswerte, die mittels zerstörender Versuche bestimmt werden, verschmierte Werte über die Länge des Versuchskörpers darstellen, so zum Beispiel die Betondruckfestigkeit auf der Grundlage von Bohrkernen und die Betonstahlfestigkeit auf der Grundlage von Zugproben. Eigenschaften, die an der Oberfläche der Struktur aufgenommen werden, z.B. die Betondruckfestigkeit mit Hilfe des Schmidt'schen Rückprallhammers und die Betonstahlfestigkeit mittels des Stahlhärtemessgeräts, werden ebenfalls über die Tiefe des Teilbereichs und die des Messbereichs als unveränderlich erachtet.

Das Messergebnis wird entsprechend den Darstellungen der Bilder G.30 und G.31 dem Zentrum des Teilbereichs zugeordnet.

Zur Bewertung der Messergebnisse sind die Stichproben und die daraus gewonnenen Ergebnisse hinsichtlich des Einflusses ihrer Lage (=Entnahmestelle der Stichprobe) und ihrer Anzahl zu analysieren. Hierzu wurden in Anlehnung an durchgeführte Messungen Zufallszahlen erzeugt. Entsprechend Bild G.32 werden die Messbereiche in gleichflächige Teilbereiche eingeteilt zur Ermittlung der Eigenschaften großflächiger Bereiche. Zur Ermittlung der Eigenschaften, für die Messbereiche mit einer geringen Abmessung vorliegen, wie z.B. im Fall der Ermittlung der Betonstahlfestigkeitswerte, in äquidistante Teilbereiche. In Anlehnung an die Vorgehensweise in der Praxis liegen oftmals nur in einzelnen Teilbereichen Informationen vor. Bild G.30 zeigt das Szenario *unvollständige Informationen in einem Messbereich*. Werden in einem Messbereich nicht

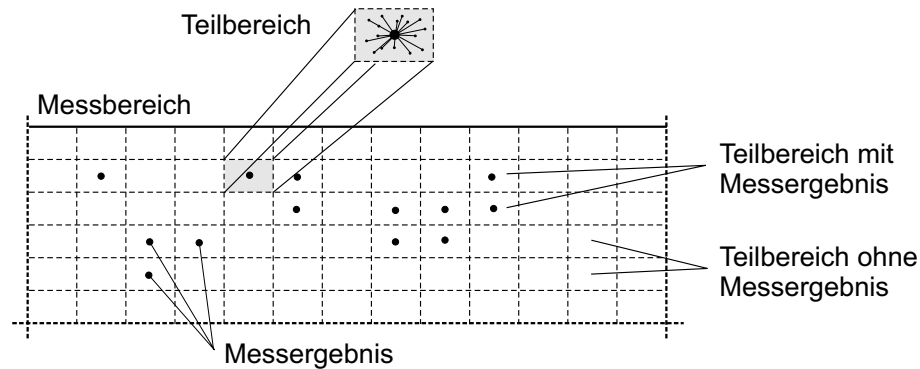


Bild G.30: Darstellung der Einteilung des Messbereichs in Teilbereiche und Lage der Messergebnisse (in Anlehnung an [86])

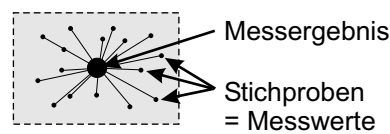


Bild G.31: Schematische Darstellung der Stichproben und dem daraus resultierenden Messergebnis je Teilbereich

allen Teilbereichen Informationen zugeordnet, werden für die Ermittlung der Eigenschaft des Messbereichs zwei Vorgehensweisen unterschieden:

- Zum einen wird die Eigenschaft des Messbereichs aus den zur Verfügung stehenden Messergebnissen der Teilbereiche bestimmt.
- Zum anderen wird den Teilbereichen, in denen keine Informationen vorliegen, ein Wert zugeordnet, der aus den Ergebnissen der benachbarten Teilbereiche auf der Grundlage der (multiplen) linearen Regression generiert ist.

Aus den auf diese Weise gewonnenen Werten wurde der Mittelwert bestimmt und mit dem Mittelwert verglichen, der sich unter Vernachlässigung der Lage der Messwerte als *verschmierter* Wert infolge der Einzelwerte unter Berücksichtigung der Anzahl der Messungen einstellt.

Darüber hinaus werden die Messergebnisse in Hinblick auf die Anzahl der gewonnenen Informationen bewertet.

Grundlage der Untersuchungen waren Messungen an den Versuchskörpern, die in Kapitel 7 detailliert beschrieben wurden. In den Messungen wurden u.a. die Breite, die Höhe, die Länge der Versuchskörper sowie die Betonüberdeckung und die Materialfestigkeitswerte für Beton und Betonstahl ermittelt. Die Daten zu den ermittelten Werten sind im Anhang, Abschnitt E.2 dargestellt.

Die betrachteten Parameter wurden mittels verschiedener Messverfahren unterschiedlicher systematischer Fehler ermittelt. Im Rahmen der im Folgenden beschriebenen Untersuchung wird daher angenommen, dass die Ergebnisse der Messungen nur unwesentlich durch die systematischen Fehler beeinflusst sind, so dass deren Berücksichtigung entfällt.

Zur Untersuchung des Einflusses der Anzahl und Lage der einfließenden Stichproben und Messergebnisse wurden den Messbereichen unterschiedlich viele, gemessene Messergebnisse zugeordnet und gegebenenfalls durch generierte bzw. ermittelte Zufallszahlen ergänzt.

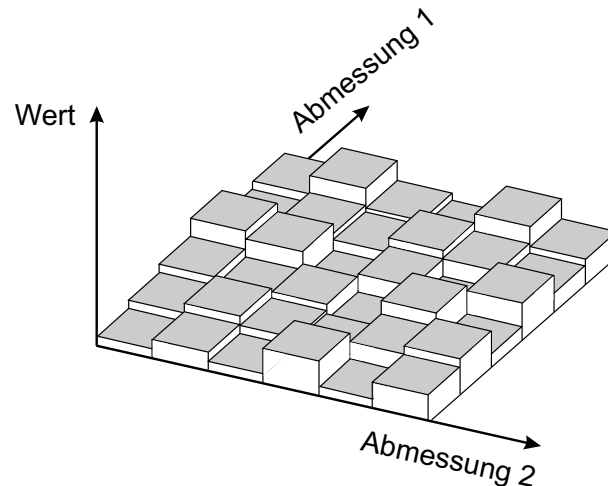


Bild G.32: Schematische Darstellung der Lage und Größe von Messergebnissen in einem Teilbereich

Die Ergänzung fehlender Informationen erfolgt auf der Grundlage der multiplen Regression. Wie in Kapitel 4, Abschnitt 4.2 beschrieben, erlaubt die multiple Regression die lineare Interpolation zwischen mehreren, benachbarten Werten. Hierbei wird für den Messbereich die gewonnene Information als konstant vorausgesetzt (vgl. Bild G.32). Dazu muss die Linearität im Werkstoff gewährleistet sein, d.h. es wird ein homogener Werkstoff zugrunde gelegt. Die Homogenität ist nur in Hinblick auf die Werkstoffeigenschaften von Interesse. Beim Werkstoff Betonstahl kann ausreichend genau - unabhängig von der Modellebene - ein homogener Werkstoff vorausgesetzt werden. Der Werkstoff Beton wird nur auf der Makroebene als homogener Werkstoff angesehen. Da diese für die Nachberechnung zugrunde gelegt wird, ist die Linearität gewährleistet.

• Einfluss der Lage der Messbereiche und Teilbereiche

Lage der Messbereiche

Wie bereits voran beschrieben, sind die tragfähigkeitsrelevanten Parameter an denen für sie maßgeblichen Stellen am Brückenüberbau zu bestimmen. Die zur Bestimmung eines Parameters maßgebliche Stelle wird als Messbereich bezeichnet.

Die Messbereiche orientieren sich an den maximalen bzw. minimalen Biegemomenten der Struktur (vgl. Tabelle G.2).

Tabelle G.2: Lage der maximalen bzw. minimalen Biegemomente in Abhängigkeit des Brückensystems und der relevanten Stelle

	Feldbereich	Stützbereich
Einfeldträger	$0,5 \cdot l$	-
Mehrfeldträger		
- Randfeld	$0,4 \cdot l$	l
- Mittenfeld	$0,5 \cdot l$	0 bzw. l
l	Stützweite des Überbaus bzw. des betrachteten Feldes	

Für die Ermittlung der Biegetragfähigkeit werden lediglich die Messbereiche betrachtet, in denen tragfähigkeitsrelevante Parameter ermittelt werden.

Tragfähigkeitsrelevante Messbereiche und Parameter sind im Weiteren:

- Biegezugzone zur Bestimmung der Bewehrungsquerschnittsfläche, der Betonüberdeckung als Grundlage für Festlegung der statischen Höhe sowie der Festigkeitseigenschaften Festigkeitswert bzw. Elastizitätsmodul,
- Betondruckzone zur Ermittlung der Betondruckfestigkeitswerte.

Die Bewehrungseigenschaften können auf der Grundlage örtlichen Freilegens der Biegezugbewehrung und mittels Messung der Betonstahldehnungen bestimmt werden. Für das örtliche Freistimmen ist es ausreichend die Stelle der maximalen Biegemomente zu identifizieren. Für die Messung der Betonstahldehnungen bietet es sich an, die Rissbilder an den maßgebenden Querschnittsrändern zu sichten und zu identifizieren.

Für die Kontrolle der Rissbilder in den Feldquerschnitten ist der untere Querschnittsrand zu beachten, für die Untersuchung der Rissbilder im Bereich der Stützen, der obere Querschnittsrand. Da über der Stütze die Rissbilder oftmals durch den Asphalt verdeckt sind, kann alternativ der Randbereich des Stützenquerschnitts betrachtet werden. In wie fern ein örtliches Aufstemmen der Asphaltsschicht zur Sichtung der Risse zielführend ist, ist im Einzelfall zu entscheiden. Die Definition der Länge des Messbereichs erfolgt im Einzelfall auf der Grundlage der Struktur und der sich ergebenden Biegemomente infolge Einwirkungen. Die für die Ermittlung der statischen Höhe relevante Höhe des Messbereichs ist im Einzelfall festzulegen.

Die Messbereiche, in denen die Betondruckfestigkeit bestimmt wird, sollten den Messbereichen zur Feststellung der Bewehrungseigenschaften der Biegezugzone in der Länge angeglichen werden. Sie befindet sich am der Biegezugzone gegenüberliegenden Querschnittsrand. Ihre Höhe kann näherungsweise über die Länge der Risse der Biegezugzone abgeschätzt werden.

Die geometrischen Daten wie Bauteilbreiten und Bauteilhöhe sind an mehreren Stellen zu ermitteln, um den Zahlenwert der Abmessung auf der Grundlage einer repräsentativen Stichprobe zu ermitteln. Referenzstellen hierfür werden nicht explizit angegeben.

Lage der Teilbereiche

Liegen in Teilbereichen - partiell oder vollständig - Informationen zu der betrachteten Eigenschaft vor, fließen - wie bereits dargestellt - die vorhandenen Stichproben in die Ergebnisermittlung ein. Die ermittelte Eigenschaft besitzt einen gemittelten Charakter und ist somit von der Lage der Teilbereiche unabhängig.

Die Lage der Teilbereiche beeinflusst die Eigenschaft des Messbereichs dann, wenn nicht in allen Teilbereichen Messergebnisse vorliegen und die Messbereiche ohne Messergebnisse durch interpolierte Werte ergänzt werden.

• Einfluss der Anzahl der Teilbereiche und der vorhandenen Messwerte

Zur Untersuchung des Einflusses der Anzahl der Teilbereiche und der vorhandenen Messwerte wurden die Messbereiche in 5, 10 und 20 gleichflächige Teilbereiche eingeteilt.

Für die Untersuchungen wurden Messwerte gegebenenfalls durch Zufallszahlen unterschiedlicher Zufallszahlenbereiche ergänzt. Bei Verwendung von Zufallszahlen wird der Zufallszahlenbereich in der Untersuchung berücksichtigt. In Anlehnung an die zuvor beschriebenen Untersuchungen wurden die Zufallszahlen für die Bereiche ± 5 , ± 10 und ± 20 [cm] generiert.

Neben der Ergänzung vorhandener Messwerte wurde der Einfluss des Stutzens auf die Ergebnisse von Messreihen untersucht. Hierbei wird davon ausgegangen, dass die Messreihe keine Ausreißer enthält. Das Stutzen von Messreihen erfolgt für folgende Anteile der verwendeten Messergebnisse

an der Anzahl der gewonnenen Stichproben am Bauwerk für 25, 50, 75 sowie 30 und 60 [%] der vorliegenden Messwerte.

Der Einfluss der untersuchten Parameter erfolgt auf der Grundlage der dimensionslosen Darstellung der Ergebnisse. Hier wird das Verhältnis der Anzahl der Stichproben und die Anzahl der Teilbereiche in Abhängigkeit der bezogenen Mittelwerte der Messergebnisse dargestellt. Von einer Darstellung der zugehörigen Standardabweichungen wird in der Regel abgesehen, da die zur Verfügung stehenden Datensätze eine belastbare Aussage nicht ermöglichen.

Zur Untersuchung des Einflusses der Anzahl der Teilbereiche und der Anzahl der Messwerte werden folgende Ansätze unterschieden:

- Verwendung des vollständigen Datensatzes der ermittelten Messwerte und
- Verwendung eines partiellen Datensatzes.

Anzahl der Teilbereiche

Wie bereits erläutert hat die Anzahl der Teilbereiche nur dann Einfluss, wenn Ergebnisse in Teilbereichen, in denen keine Informationen vorliegen, durch Werte, d.h. durch interpolierte bzw. extrapolierte Werte ergänzt werden. Hier ist die ermittelte Eigenschaft von der Anzahl und dem Zahlenwert der einfließenden Informationen sowie von der Lage der Informationen abhängig.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen verhalten sich analog zu den Ergebnissen, die in Abschnitt *Anzahl der Messwerte* ausführlich dargelegt werden. Hier ist zu berücksichtigen, dass die Güte der Zufallszahlen einen wesentlichen Einfluss hat.

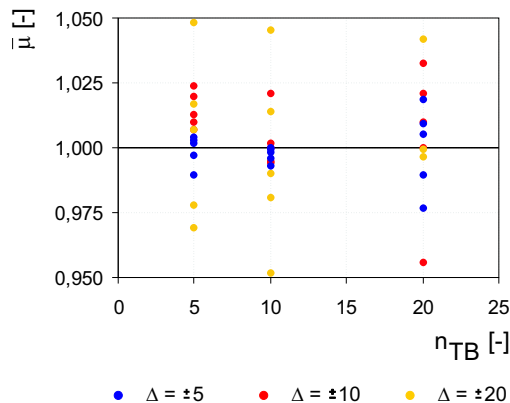


Bild G.33: Änderung der bezogenen Mittelwerte $\bar{\mu}$ in Abhängigkeit der Anzahl der Teilbereiche n_{TB} unter Verwendung von 3 Stichproben und Berücksichtigung aus verschiedenen Zufallszahlenbereichen ergänzter Daten

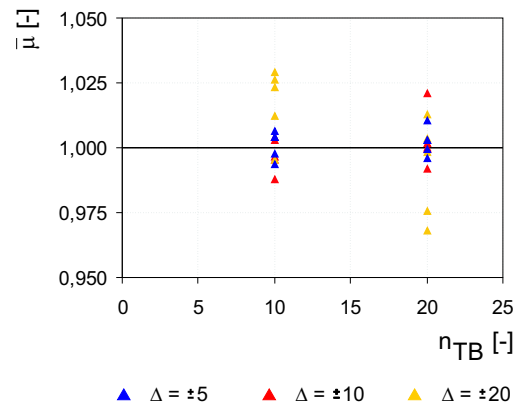


Bild G.34: Änderung der bezogenen Mittelwerte $\bar{\mu}$ in Abhängigkeit der Anzahl der Teilbereiche n_{TB} unter Verwendung von 5 Stichproben und Berücksichtigung aus verschiedenen Zufallszahlenbereichen ergänzter Daten

In den Diagrammen G.33 und G.35 werden die bezogenen Mittelwerte $\bar{\mu}$ in Abhängigkeit der Anzahl der Teilbereiche n_{TB} für verschiedene Zufallszahlenbereiche Δ und für eine unterschiedliche Anzahl verwendeter Stichproben n dargestellt.

Für eine Anzahl von Stichproben von $n = 3$ ergibt sich ein Maximalwert für die Abweichung des bezogenen Mittelwertes von $\bar{\mu} = 5\%$. Für eine Stichprobenanzahl von $n = 5$ beträgt der

Maximalwert der Abweichung $\bar{\mu} = 3\%$.

Die Größe der Zufallsbereiche Δ zeigt einen deutlichen Einfluss auf die Abweichung der gewonnenen Mittelwerte μ . Die Anzahl der Teilbereiche zeigt einen weniger starken Einfluss. Bei einer geringen Anzahl der Stichproben streuen die Ergebnisse der Teilbereiche stärker, als bei einer größeren Anzahl von Stichproben. Für eine größere Anzahl an verwendeten Stichproben, aus denen die Messergebnisse ermittelt werden, streuen die Messergebnisse - auch unter Berücksichtigung der Zufallsbereiche - (deutlich) geringer als bei einer geringen Anzahl von Stichproben. In dem hier gezeigten Beispiel liegt die mittlere Abweichung des bezogenen Mittelwertes für eine geringe Anzahl von Stichproben unter 5%. Für eine größere Anzahl von Stichproben beträgt die Abweichung der Messergebnisse ca. 2,5% und nähert sich mit zunehmender Anzahl einem Wert 0 (vgl. Diagramm in Bild G.35). Für eine Anzahl von $n = 20$ beträgt die Abweichung des bezogenen Mittelwertes noch etwa 1%.

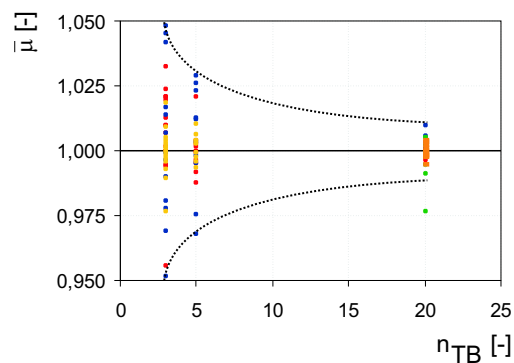


Bild G.35: Änderung der bezogenen Mittelwerte $\bar{\mu}$ in Abhängigkeit der Anzahl der Teilbereiche n_{TB} in Abhängigkeit der Anzahl der Stichproben und Berücksichtigung aus verschiedenen Zufallszahlenbereichen ergänzter Daten

Die Abweichung zwischen verschmiertem Mittelwert, d.h. dem Mittelwert, der aus den Messwerten ermittelt wurde, und dem Mittelwert unter Verwendung gemischter Informationen (Messwerte und interpolierte Werte) beträgt maximal 5%. Dieser Wert repräsentiert nicht den Mittelwert der Einzelabweichungen, sondern die maximalen Werte dieser Simulation und ist für eine geringe Stichprobenanzahl gültig. Mit zunehmender Anzahl der Stichproben, nahezu unabhängig von der Anzahl der Teilbereiche, kann die Streuung auf 3% (Einzelwert) reduziert werden. Bild G.36 zeigt Mittelwerte für die Streuung der Mittelwerte. Hier beläuft sich die Abweichung auf ca. 2,5% und ist somit nahezu unabhängig vom Verhältnis der Anzahl der Stichproben und der Anzahl der Teilungen.

Anzahl der Messwerte

Vollständige Verwendung von Datensätzen

Für diese Untersuchungen erfolgt keine Zuordnung des Messwertes zu einer bestimmten Lage des Messwerts. Die Ermittlung des Messergebnisses eines Teilbereichs und die Ermittlung der Eigenschaft des Messbereichs geht einher mit der *Verschmierung* der Messwerte und Messergebnisse über einen Messbereich.

Mit einer zunehmenden Anzahl von Stichproben wächst die Aussagewahrscheinlichkeit, dass der berechnete Mittelwert der Messreihe mit dem Mittelwert der Grundgesamtheit übereinstimmt. Die statistischen Eigenschaften Mittelwert und Standardabweichung verhalten sich wie im An-

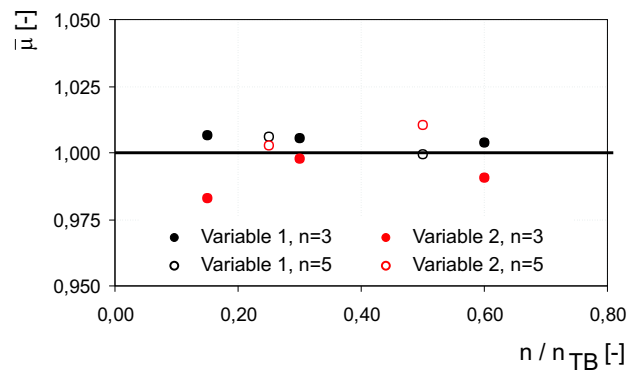


Bild G.36: Bezogene Mittelwerte $\bar{\mu}$ in Abhängigkeit einer unterschiedlichen Anzahl von Stichproben für unterschiedlich viele Teilbereiche in einem Messbereich

hang, Abschnitt F.2 bereits detailliert dargestellt wurde. Daher wird von einer Beschreibung der Zusammenhänge an dieser Stelle abgesehen.

Partielle Verwendung von Datensätzen

Die Diagramme G.37 und G.38 zeigen die Ergebnisse der Untersuchungen zum Einfluss des Stützens von Messreihen. Dargestellt sind die Ergebnisse als bezogene Werte aus Mittelwert der ungestützten Messreihe zum Mittelwert der gestützten Messreihe.

In der Untersuchung, deren Ergebnisse Diagramm G.37 dargestellt sind, wurden die Mittelwerte der Eigenschaften der Versuchskörper, die ausführlich in Kapitel 7 beschrieben sind, verwendet. Ausgewertet wurde der Einfluss der Verwendung von partiellen Informationen. Die Anteile wurden für 30% und 60% der vorliegenden Informationen ausgewertet. Diagramm G.37 zeigt die Abweichung der Mittelwerte infolge Verwendung des partiellen Datensatzes von den Nennwerten der Mittelwerte gemäß Tabelle 7.1, Kapitel 7.

Die Streuung der Mittelwerte ist wesentlich vom betrachteten Parameter abhängig. Die Geometriedaten Breite b , Konstruktionshöhe h und Gesamtlänge l der Versuchskörper streuen nur wenig. Deutliche Abweichungen gegenüber den Nennwerten zeigen die Betonüberdeckung c_{nom} und die Materialfestigkeitswerte für Beton f_{ck} und Betonstahl f_{yk} . Die größten Abweichungen zeigen die Betondruckfestigkeit sowie die Betonstahlstreckgrenze mit ca. 4% vom Nennwert, die Abweichung der Betonüberdeckung vom Nennwert beträgt 2,5%. Ein Einfluss des Anteils der verwendeten Messwerte wird nicht deutlich.

Bei der Begründung der Ergebnisse ist zu beachten, dass die Größe der Abweichung des Ist-Wertes vom Nennwert und die Größe der Nennwerte einen wesentlichen Einfluss haben.

Die verhältnismäßig großen Abweichungen des Ist-Wertes vom Nennwert der Materialfestigkeitswerte und der Betonüberdeckung ist darauf zurückzuführen, dass die Abweichung im Verhältnis zum Nennwert groß sind.

Die großen Abweichungen der Materialeigenschaften von ihren Nennwerten lässt sich dadurch erklären, dass die in den Versuchskörpern vorhandenen Festigkeitswerte eine größere Abweichung als in der Bemessung prognostiziert aufweisen. Während der Bemessung Nennwerte der Materialeigenschaften zugrunde gelegt werden, wird für die Nachberechnung der Ist-Wert der Materialeigenschaft - in einen Fraktilwert umgerechnet - verwendet.

Im Fall der Betonüberdeckungen c_{nom} liegen die Nennwerte gemäß Tabelle 7.1 zwischen 2cm und

10cm, die Abweichungen entsprechend Tabelle E.4 im Bereich von 3% bis 30%.

Die in Diagramm G.37 dargestellten Ergebnisse basieren auf Messreihen ohne Ausreißer.

Diagramm G.37 zeigt Ergebnisse von Untersuchungen auf der Grundlage von Messreihen, die nicht von Ausreißern bereinigt sind. Das Stutzen von stark streuenden Messreihen beeinflusst daraus abgeleitete Eigenschaften. Die Streuung (Standardabweichung) einer Messreihe wird durch Stutzen verringert, die Größe der Mittelwerte bleibt nahezu unberührt (vgl. hierzu Diagramm G.38). In Diagramm G.38 sind die Ergebnisse von Messreihen zur Bestimmung der Betonstahlgüte, aufgezeichnet an bestehenden Brücken, dargestellt. Die Ausreißer der Messreihen wurden durch Stutzen aus den Messreihen ausgeschlossen. Der Anteil der Stichproben, um den die Messreihen gestutzt wurden, liegt zwischen 10% und 50%. Die Messreihen beinhalten in der Regel 10 Stichproben.

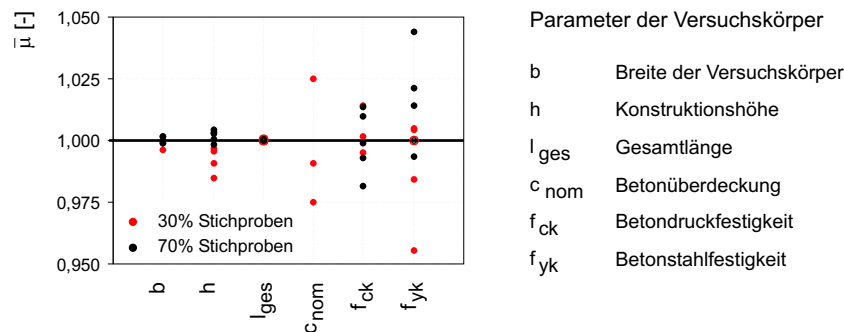


Bild G.37: Einfluss der Verwendung partieller Datensätze auf die Mittelwerte $\bar{\mu}$ der Eigenschaften der Versuchskörper aus Kapitel 7

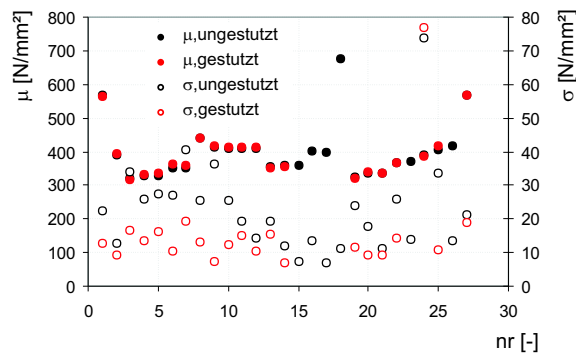


Bild G.38: Änderung des Mittelwertes μ und der Standardabweichung σ von Messreihen nr durch Ausschluss von Ausreißern

• Streuung des Bewehrungsquerschnitts infolge Streuung der Eingangsdaten

Auf der Grundlage des Fehlerfortpflanzungsgesetzes nach GAUSS können die zufälligen Abweichungen der Eingangsparameter ermittelt werden. Die Variationskoeffizienten werden entsprechend der Ergebnisse der Untersuchungen der Versuchskörper unter Berücksichtigung der Literaturwerte angesetzt. Nachstehende Tabelle G.3 beschreibt die zufälligen Eigenschaften der Eingangsparameter.

Um den Variationskoeffizienten der Bewehrungsquerschnittsfläche zu ermitteln, wurde der Einfluss der zufälligen (statistischen) Eigenschaften der einfließenden Parameter untersucht. Hierzu wurden die einfließenden Parameter auf der Grundlage der Ergebnisse der Versuche, die in Kapitel 7 detailliert beschrieben sind, modelliert und in der nachstehenden Berechnungsgleichung (entspricht Gleichung 7.8) berücksichtigt:

$$A_s = \frac{\Delta M_Q}{z \cdot \Delta \varepsilon \cdot E_s} \cdot$$

Die Eigenschaften der Eingangsparameter sind in Tabelle G.3 dargestellt. Sowohl die Mittelwerte als auch die Standardabweichungen wurden aus den Messungen während der Versuche ermittelt. Darüber hinaus wurden sie mit den in der Literatur beschriebenen Werten verglichen. Sie zeigen eine gute Übereinstimmung (vgl. Kapitel 2).

Tabelle G.3: Modellierung der Eingangsdaten

Parameter	Einheit	Mittelwert	Standardabweichung	Quelle
ΔQ	[kN]	10 – 200	± 2	Literatur, Messungen
e	[m]	0,44	$\pm 0,01$	Literatur, Messungen
ζ	[-]	0,90	-	Literatur, Berechnungen
d	[m]	d_{nom}	$\pm 0,015$	Literatur, Messungen
z	[m]	z	$\pm \sqrt{\zeta} \cdot d$	Messungen, Berechnungen
$\Delta \varepsilon_s$	[$\mu m/m$]	$f^T(\varepsilon_s)$	-	Regressionsgeraden gemäß Kapitel 7
E_s	[N/mm ²]	200.000 – 213.700	-	Norm, Messwert

Die Ergebnisse wurden für die Feldmitte und den Bereich der Lasteinleitung ausgewertet. Zur grafischen Darstellung wurde der resultierende Variationskoeffizient ν_{A_s} über die Änderung der Versuchslast ΔQ und der daraus resultierenden Änderung des Biegemomentes ΔM_Q abgetragen. Die Diagramme G.39 und G.40 zeigen den Zusammenhang zwischen der Änderung der Versuchslast ΔQ und dem Variationskoeffizienten der Bewehrungsquerschnittsfläche ν_{A_s} für die Feldmitte und den Bereich der Lasteinleitung, die Diagramme G.41 und G.42 den Zusammenhang zwischen der Änderung des Biegemomentes infolge Versuchslast ΔM_Q und dem Variationskoeffizient der Bewehrungsquerschnittsfläche ν_{A_s} für die Feldmitte und den Bereich der Lasteinleitung.

Den Diagrammen ist zu entnehmen, dass sich der Variationskoeffizient sowohl in Feldmitte als auch im Bereich der Lasteinleitung dem Grenzwert $\nu_{A_s} \approx 0,05$ asymptotisch nähert.

Zur dimensionslosen Darstellung des Zusammenhangs zwischen der Änderung der Versuchslast und dem Variationskoeffizient wurde das Verhältnis aus Änderung der Versuchslast zur zulässigen Last im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit $\Delta Q/Q_{SLs}$ ermittelt und auf der Abszisse aufgetragen.

Von der Darstellung des Zusammenhangs zwischen dem Verhältnis aus Änderung des Biegemomentes infolge Versuchslast und dem zulässigen Biegemoment im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit $\Delta M_Q/M_{Q,SLs}$ und dem Variationskoeffizient ν_{A_s} wird abgesehen, da es sich in die-

sem Fall um eine äquivalente Schreibweise handelt:

$$\frac{\Delta M_Q}{M_{Q,SLS}} = \frac{\Delta Q \cdot e}{Q_{SLS} \cdot e} = \frac{\Delta Q}{Q_{SLS}} .$$

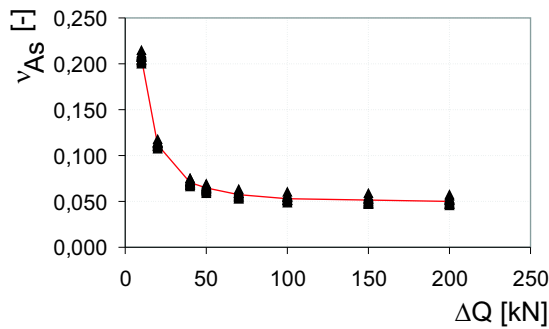


Bild G.39: Variationskoeffizienten der Bewehrungsquerschnittsfläche ν_{As} in Abhängigkeit der Änderung der Versuchslast ΔQ für die Feldmitte

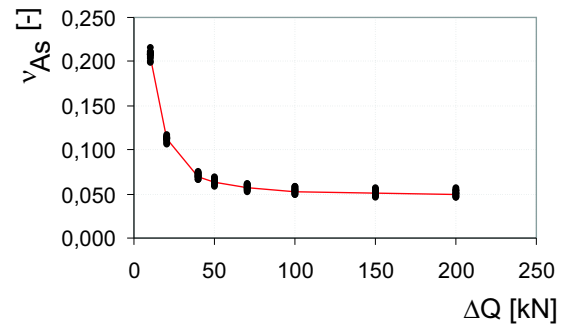


Bild G.40: Variationskoeffizienten der Bewehrungsquerschnittsfläche ν_{As} in Abhängigkeit der Änderung der Versuchslast ΔQ für den Bereich der Lasteinleitung

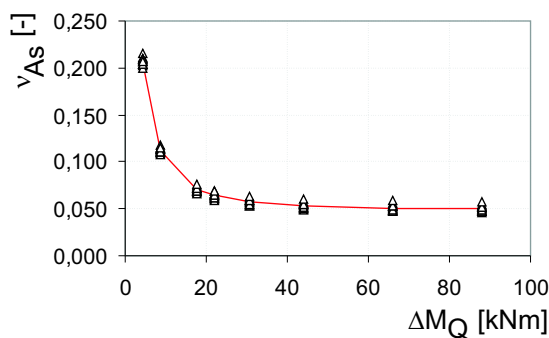


Bild G.41: Variationskoeffizienten der Bewehrungsquerschnittsfläche ν_{As} in Abhängigkeit der Änderung des Biegemoments infolge der Versuchslast ΔM_Q für die Feldmitte

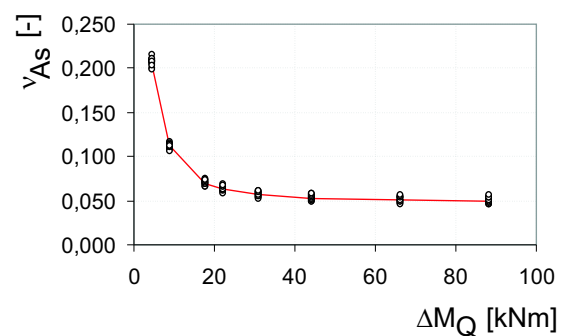


Bild G.42: Variationskoeffizienten der Bewehrungsquerschnittsfläche ν_{As} in Abhängigkeit der Änderung des Biegemoments infolge der Versuchslast ΔM_Q für den Bereich der Lasteinleitung

Aus den Diagrammen G.43 und G.44 geht hervor, dass die Variationskoeffizienten im Bereich von Bewehrungsgraden von ca. 0,5% etwa um den Faktor 1,5 gegenüber den Variationskoeffizienten für Bewehrungsgrade ab 1% abweichen. Des Weiteren steigt der Variationskoeffizient der zufälligen Unsicherheiten, je geringer das Verhältnis aus Versuchslast ΔQ und Gebrauchslast Q_{SLS} ist. Der Grenzwert $\nu_{As} = 0,05$ wird für ein Verhältnis $\Delta Q/Q_{SLS} \approx 0,5$ erreicht. Der Zusammenhang zwischen dem Anteil der Versuchslast an der Gebrauchslast und dem Variationskoeffizienten kann für Querschnitte ab einem Bewehrungsgrad von 1% durch nachstehend dargestellte Zusammenhänge für die Feldmitte und den Bereich der Lasteinleitung abgebildet werden. Hierbei werden Bewehrungsgrade von weniger als 1% nicht berücksichtigt.

Die Bestimmungsgleichung der Regression für die Ergebnisse in Feldmitte lautet:

$$\frac{\Delta Q}{Q_{SLS}} \in [0; 0,5[\quad \rightarrow \quad \nu_{As}\left(\frac{\Delta Q}{Q_{SLS}}\right) = 0,029 \cdot x^{-0,69} ,$$

$$\frac{\Delta Q}{Q_{SLS}} \in [0,5; 1,0] \rightarrow \nu_{As}\left(\frac{\Delta Q}{Q_{SLS}}\right) = 0,05 \text{ .}$$

Die Bestimmungsgleichung der Regression für die Ergebnisse im Bereich der Lasteinleitung lautet:

$$\frac{\Delta Q}{Q_{SLS}} \in [0; 0,48[\rightarrow \nu_{As}\left(\frac{\Delta Q}{Q_{SLS}}\right) = 0,032 \cdot x^{-0,59} \text{ ,}$$

$$\frac{\Delta Q}{Q_{SLS}} \in [0,48; 1,0] \rightarrow \nu_{As}\left(\frac{\Delta Q}{Q_{SLS}}\right) = 0,05 \text{ .}$$

Die Streuung der Bewehrungsquerschnittsfläche infolge zufälliger Eigenschaften werden mit einem Variationskoeffizienten $\nu_{As} = 0,05$ berücksichtigt. Dieser deckt in der Formulierung des modifizierten Teilsicherheitsbeiwertes γ_ϵ die modellbedingten Streuungen ab.

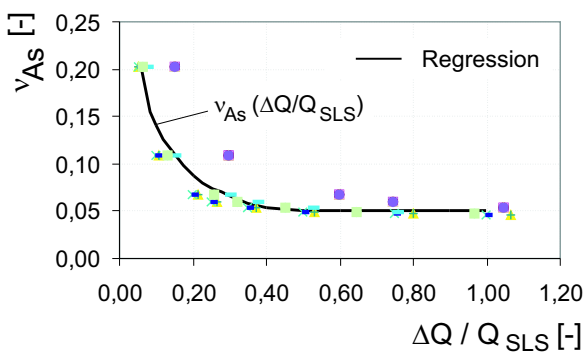


Bild G.43: Resultierender Variationskoeffizient der Bewehrungsquerschnittsfläche ν_{As} in Abhängigkeit des Verhältnisses Änderung der Versuchslast ΔQ zu Gebrauchslast Q_{SLS} in Feldmitte

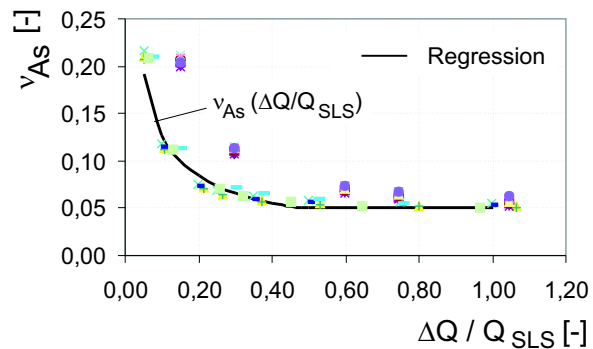


Bild G.44: Resultierender Variationskoeffizienten der Bewehrungsquerschnittsfläche ν_{As} in Abhängigkeit des Verhältnisses Änderung der Versuchslast ΔQ zu Gebrauchslast Q_{SLS} im Bereich der Lasteinleitung

• Zusammenfassung und Konsequenz

Nachfolgend werden die zufälligen Unsicherheiten und ihr Einfluss auf die tragfähigkeitsrelevanten Parameter zusammengefasst und daraus Aspekte abgeleitet, die im Rahmen dieser Arbeit Berücksichtigung finden.

- Um den Einfluss zufälliger Eigenschaften auf die Eigenschaften von tragfähigkeitsrelevanten Eigenschaften zu analysieren, wird das Bauwerk in Messbereiche und Teilbereiche eingeteilt. Als Messbereiche werden diejenigen Bereiche definiert, in denen die Eigenschaft, d.h. die statistischen Momente eines tragfähigkeitsrelevanten Parameters, repräsentativ ermittelt werden kann. Die Messbereiche werden in Abhängigkeit des betrachteten tragfähigkeitsrelevanten Parameters festgelegt. Die Messbereiche werden in Teilbereiche eingeteilt. Sie stellen diejenigen Bereiche dar, denen die Messwerte entnommen werden.
- Zur Bewertung der Informationen, die im Rahmen von Messungen an Versuchskörpern und Bauwerken gewonnen wurden, werden sie hinsichtlich der Lage der Messbereiche und der Lage der Teilbereiche unterschieden.
Die Lage des Messbereichs fließt insofern in die Bewertung der Messwerte und Messergebnisse ein, als dass die Messbereiche in Abhängigkeit der betrachteten Parameters festgelegt

werden und zur Bestimmung der Eigenschaften des jeweiligen Parameters einzuhalten sind. Der Einfluss der Lage der Teilbereiche ist nur insofern von Interesse, wenn Informationen durch interpolierte bzw. extrapolierte Werte ergänzt werden. Hier sind die Ergebnisse der Eigenschaften maßgeblich von den ergänzten Werten abhängig. Die Ergebnisse müssen jedoch in Zusammenhang mit den Ergebnissen zur Untersuchung des Einflusses der Anzahl der Teilbereiche gesehen werden.

- In den Untersuchungen zum Einfluss der Anzahl der Teilbereiche und der Anzahl der Messwerte wurden Messwerte durch interpolierte und extrapolierte Werte ergänzt. Die Diskrepanz zwischen dem Nennwert des Mittelwertes und den generierten Mittelwerten ist von der Anzahl der betrachteten Teilbereiche abhängig. Der Einfluss des gewählten Zufallszahlenbereichs wurde durch die Berücksichtigung von verschiedenen großen Bereichen berücksichtigt.

Die Darstellung des Verhältnisses aus Anzahl der Stichproben (=Messwerte), und Anzahl der Teilbereiche zeigt für die untersuchten Fälle eine geringe Abweichung. Hier wurden die in einem Messbereich zur Verfügung stehenden Informationen vollständig verwendet.

In der Untersuchung zum Einfluss der verwendeten Messwerte wurde hinsichtlich der vollständigen und der partiellen Verwendung eines Datensatzes unterschieden. Bei der Verwendung des vollständigen Datensatzes wird die Eigenschaft des Messbereichs beeinflusst (vgl. auch Anhang, Abschnitt F.2).

Die Verwendung von partiellen Datensätzen entspricht dem Ausschluss von Messwerten aus der Messreihe. Der Ausschluss von Messwerten erfolgte in dieser Untersuchung auf der Grundlage des Stützens. Werden Ausreißer aus Messreihen entfernt, so bleiben die Mittelwerte der Eigenschaften nahezu unberührt, die Standardabweichung wird stark beeinflusst, in der betrachteten Untersuchung verringert. Liegen Messreihen ohne Ausreißer vor, beeinflusst die Reduzierung des Datensatzes die Eigenschaften der betrachteten Parameter nur unwesentlich.

- Auf der Grundlage des in Kapitel 7 vorgestellten Konzepts zur Verifizierung von Bewehrungsmengen wurden die Streuung der Bewehrungsquerschnitte infolge der zufälligen Eigenschaften der Eingangsdaten validiert. Die zur Untersuchung erforderlichen Eingangsparameter wurden auf der Grundlage von Literaturdaten und Messwerten generiert. Für kleine Änderungen der Versuchslast und den daraus resultierenden Biegemomenten nimmt der Variationskoeffizient der Bewehrungsquerschnittsfläche große Werte an. Der Variationskoeffizient nähert sich mit zunehmender Änderung der Versuchslast und dem Biegemoment asymptotisch einem Wert von $\nu_{As} = 0,05$.

Zur dimensionslosen Bewertung wurde der Einfluss der Streuung des Bewehrungsquerschnitts über den bezogenen Wert aus Versuchslast Q zur zulässigen Auflast im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit Q_{SLS} dargestellt. Ab einem Verhältnis von ca. $Q/Q_{SLS} = 40\%$ kann die Streuung des Bewehrungsquerschnitts mit $\nu_{As} = 0,05$ beschrieben werden.

- Zur Reduzierung des Stichprobenumfangs wurden die Messreihen gestutzt. Es hat sich gezeigt, dass die Standardabweichung von Messreihen mit Ausreißern durch Stutzen gezielt verändert werden können. Im Falle von Messreihen ohne Ausreißer hat das Stutzen wenig Einfluss auf die Ergebnisse. Liegen in einer Messreihe Ausreißer vor, sollten diese mittels wissenschaftlichen Ansätzen (vgl. Literatur [9], [75], [95] u.a.) identifiziert und aus der Messreihe ausgeschlossen werden.
- Die erforderliche Anzahl der zu betrachtenden Teilbereiche je Messbereich wird auf der Grundlage der Ergebnisse der hierzu durchgeführten Untersuchungen und in Anlehnung

an die Tabelle B.3 zu $n_{erf} = 20$ definiert. Liegt eine geringere Anzahl an Stichproben vor, so haben Untersuchungen eine Abweichung der Mittelwerte von etwa 3% ergeben. Auf dieser Grundlage ist die Unsicherheit infolge einer geringen Stichprobenanzahl durch einen Vorfaktor von $\eta = 1,05$ berücksichtigen, für eine Stichprobenanzahl $n \geq 20$ mit $\eta = 1,0$.

→ Die Streuungen infolge statistischer Eigenschaften der Eingangsparameter zur Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit und der daraus resultierenden zulässigen veränderlichen Einwirkung auf der Grundlage von Bewehrungsquerschnittsflächen, die auf der Grundlage von Betonstahldehnungen verifiziert wurden, werden mit einem Variationskoeffizienten von $\nu_{Versuch} = 0,05$ berücksichtigt.