

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung

Abteilung Straßenbau

Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)

Diese Richtlinie wurde durch die Unterarbeitsgruppe „Nachrechnungsrichtlinie“ erstellt:

Gero Marzahn (Obmann)	Landesbetrieb Straßenbau NRW; Gelsenkirchen
Heinz-Hubert Benning	Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS); Bonn
Sebastian Böning	Bauhaus-Universität Weimar; Weimar
Daniel Dunkelberg	Technische Universität München; München
Gerhard Hanswille	Bergische Universität Wuppertal; Wuppertal
Josef Hegger	Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen (RWTH); Aachen
Wolfram Jäger	Technische Universität Dresden, Dresden
Alexander Karakas	Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen (RWTH); Aachen
Markus Loch	Technische Universität Kaiserslautern; Kaiserslautern
Sufang Lü	Landesbetrieb Straßenbau NRW; Gelsenkirchen
Stefan Matschaß	Landesbetrieb Bau Sachsen-Anhalt; Magdeburg
Reinhard Maurer	Technische Universität Dortmund; Dortmund
Thomas Mayer	Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST); Bergisch Gladbach
Olaf Mertzsch	Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg-Vorpommern; Rostock
Winfried Neumann	Ruhrberg-Ingenieurgemeinschaft; Hagen
Christiane Ritter	Senatsverwaltung für Stadtentwicklung Berlin; Berlin
Jürgen Schnell	Technische Universität Kaiserslautern; Kaiserslautern
Udo Schölch	Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen; Wiesbaden
Tilman Zichner	König und Heunisch Planungsgesellschaft; Frankfurt/Main
Konrad Zilch	Technische Universität München; München

und in der Arbeitsgruppe „Schwerverkehr“ gespiegelt:

Karl Goj (Obmann)	Oberste Baubehörde im bayerischen Staatsministerium des Innern; München
Heinz-Hubert Benning	Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS); Bonn
Martin Ernsing	Amt für Straßen und Verkehr; Bremen
Barbro Hauff	Ministerium für Umwelt, Naturschutz und Verkehr; Stuttgart
Rolf Kaschner	Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST); Bergisch Gladbach
Frank Kühn	Niedersächsische Landesbehörde für Straßenbau und Verkehr; Hannover
Sufang Lü	Landesbetrieb Straßenbau NRW; Gelsenkirchen
Gero Marzahn	Landesbetrieb Straßenbau NRW; Gelsenkirchen
Stefan Matschaß	Landesbetrieb Bau Sachsen-Anhalt; Magdeburg
Olaf Mertzsch	Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg-Vorpommern; Rostock
Wolf-Michael Nitzsche	Oberste Baubehörde im bayerischen Staatsministerium des Innern; München
Volker Richter	Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein; Kiel
Christiane Ritter	Senatsverwaltung für Stadtentwicklung Berlin; Berlin
Udo Schölch	Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen; Wiesbaden

Inhaltsverzeichnis

1	Geltungsbereich und Grundlagen	7
2	Normative Verweise	7
2.1	Grundsätzliches	7
2.2	Normen und Technisches Regelwerk	8
3	Begriffe	8
4	Konzept der Nachrechnungsrichtlinie	10
4.1	Allgemeines	10
4.2	Nachweisführung	10
4.3	Nachweisarten und Bewertungskriterien	12
4.3.1	Rechnerischer Nachweis	12
4.3.2	Bewertung auf Grundlage des Bauwerkzustands (Qualitative Bewertung)	13
4.3.3	Experimentelle Tragfähigkeitsermittlung	13
4.3.4	Bewertung der Nachrechnungsergebnisse	13
5	Anforderungen an die Nachrechnung	13
6	Bestandserfassung	14
6.1	Grundlagen und notwendige Unterlagen	14
6.2	Zustandserfassung	14
7	Ablauf der Nachrechnung	15
7.1	Ablaufdiagramm zur Nachrechnung	15
7.2	Inhalt und Gliederung der Nachrechnung (Empfehlung)	16
8	Auswertung der Ergebnisse der Nachrechnung	17
8.1	Bewertung	17
8.2	Machbarkeitsstudie zur Bauwerksertüchtigung	17
9	Dokumentation	17
10	Grundlagen der Tragwerksberechnung	18
10.1	Einwirkungen	18
10.1.1	Allgemeines	18
10.1.2	Vertikale Verkehrseinwirkung	18
10.1.3	Horizontale Verkehrseinwirkung	22
10.1.4	Verkehrseinwirkung zur Nachweisführung gegen Ermüdung	22
10.2	Teilsicherheitsbeiwerte	25
10.3	Grundlagen der Schnittgrößenermittlung	26

11	Werkstoffkennwerte (Rechenwerte)	28
11.1	Allgemeines	28
11.2	Rechenwerte für Beton	28
11.3	Rechenwerte für Betonstahl	31
11.4	Rechenwerte für Spannstahl	36
11.5	Rechenwerte für Baustahl, Verbindungs- und Verbundmittel	43
11.6	Rechenwerte für Verbindungsmittel im Stahlbau	43
11.7	Rechenwerte für Verbundmittel im Stahlverbundbau	45
11.8	Hertzsche Pressung und Lagerbauteile	45
11.9	Rechenwerte für Mauerwerk	46
12	Betonbrücken	49
12.1	Allgemeines	49
12.2	Schnittgrößenermittlung	50
12.2.1	Allgemeines	50
12.2.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	50
12.2.3	Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT)	52
12.3	Ergänzende Regelungen zum Sicherheitskonzept	52
12.3.1	Allgemeines	52
12.3.2	Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite	52
12.3.3	Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite	53
12.4	Rechnerischer Nachweis der Tragfähigkeit	54
12.4.1	Allgemeines	54
12.4.2	Stufe 1	54
12.4.3	Stufe 2	54
12.4.3.1	Grundlagen	54
12.4.3.2	Biegung mit Längskraft	55
12.4.3.3	Querkraft	55
12.4.3.4	Torsion	57
12.4.4	Stufe 3	58
12.4.5	Stufe 4	58
12.5	Rechnerischer Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	58
12.5.1	Allgemeines	58
12.5.2	Stufe 1	58
12.5.3	Stufe 2	58
12.5.4	Stufe 3	58
12.5.5	Stufe 4	59
12.6	Qualitative Bewertung der Gebrauchstauglichkeit	59
12.7	Nachweis gegen Ermüdung	59

12.7.1	Allgemeines	59
12.7.2	Wöhlerlinien	60
12.7.3	Stufe 1	60
12.7.4	Stufe 2	60
12.7.5	Stufe 3	62
12.7.6	Stufe 4	62
12.8	Ankündigungsverhalten für Brücken	62
13	Stahl- und Stahlverbundbrücken	63
13.1	Allgemeines	63
13.2	Schnittgrößenermittlung	63
13.3	Ergänzende Regelungen zum Sicherheitskonzept	63
13.3.1	Allgemeines	63
13.3.2	Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite	63
13.3.3	Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite	64
13.4	Querschnittsklassifizierung und Querschnittswiderstände	64
13.5	Verbindungsmitel, Schweißnähte und Anschlüsse	65
13.6	Verbundsicherung und Verbundmittel	66
13.6.1	Allgemeines	66
13.6.2	Kopfbolzendübel und Bolzendübel	66
13.6.3	Blockdübel	67
13.6.4	Blockdübel in Kombination mit Schlaufenankern	68
13.7	Rechnerischer Nachweis der Tragfähigkeit	70
13.7.1	Allgemeines	70
13.7.2	Stufe 1	70
13.7.3	Stufe 2	70
13.7.4	Stufe 3	70
13.7.5	Stufe 4	71
13.8	Rechnerischer Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	71
13.8.1	Allgemeines	71
13.8.2	Stufe 1	71
13.8.3	Stufe 2	71
13.8.4	Stufe 3	71
13.8.5	Stufe 4	71
13.9	Qualitative Bewertung der Gebrauchstauglichkeit	71
13.10	Nachweis gegen Ermüdung	72
13.10.1	Allgemeines	72
13.10.2	Stufe 1	72
13.10.3	Stufe 2	74
13.10.4	Stufe 3	75

13.10.5	Stufe 4	75
14	Brücken aus Mauerwerk	75
14.1	Allgemeines	75
15	Nachrechnung von Gründungen	76
16	Brückenlagern und Fahrbahnübergänge	76
16.1	Allgemeines	75
16.2	Rechnerischer Nachweis	75
16.2.1	Stufe 1	75
16.2.2	Stufe 2	75
16.2.3	Stufe 3	76
16.2.4	Stufe 4	76
17	Materialkennwerte aus Werkstoffuntersuchungen	76
17.1	Allgemeines	76
17.2	Hinweise zu Werkstoffuntersuchungen	78
17.2.1	Beton	78
17.2.2	Betonstahl	78
17.2.3	Spannstahl	78
17.2.4	Baustahl	79
17.2.5	Mauerwerk	79
17.2.6	Baugrund	81
17.3	Ermittlung von charakteristischen Materialkennwerten	81
17.3.1	Beton	81
17.3.2	Betonstahl	82
17.3.2.1	Zuordnung von Eigenschaftswerten	82
17.3.2.2	Bewertung von Betonstählen	83
17.3.3	Spannstahl	83
17.3.4	Baustahl	84
17.3.5	Mauerwerk	85
17.3.6	Baugrund	87
Anlage 1	Verkehrliche Kompensationsmaßnahmen	A1-1
Anlage 2	Ergebniszusammenstellung	A2-1
Anlage 3	Normen und Technisches Regelwerk	A3-1
Anlage 4	Ermittlung der Verkehrszusammensetzung	A4-1
Anlage 5	Übersicht zu Ertüchtigungsmaßnahmen	A5-1

1 Geltungsbereich und Grundlagen

- (1) Diese Richtlinie gilt im Rahmen der Bauwerkserhaltung für die Bewertung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Straßenbrücken, die nicht nach aktuellem Normungsstand geplant und errichtet wurden.
- (2) Diese Richtlinie gilt nicht für
 - die Nachrechnung von neu errichteten Bauwerken, die fehlerhaft geplant oder ausgeführt wurden;
 - die Nachrechnung geringfügiger und örtlich begrenzter Änderungs-, Ergänzungs- und/oder Verstärkungsmaßnahmen im Rahmen von Erhaltungsmaßnahmen, die lediglich dem Erhalt der bisherigen Tragsicherheit dienen;
 - für Einzelnachweise im Rahmen der Genehmigung von Schwertransporten.
- (3) Die rechnerischen Nachweise im Rahmen der Nachrechnung nach dieser Richtlinie erfolgen im Regelfall nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept (Teilsicherheitskonzept).
- (4) Die Nachrechnungsrichtlinie eröffnet dem erfahrenen Planer und Ingenieur durch spezielle Regelungen oder Vorgaben einen erweiterten Handlungsrahmen und bietet die Möglichkeit, die Reserven des Tragwerks und der Baustoffe stärker auszunutzen, ohne das nach DIN EN 1990 geforderte Zuverlässigkeitsniveau einzuschränken. Sie entbindet ihn nicht von einer selbstständigen Bewertung der Ergebnisse, die nach wie vor eine verantwortungsvolle Ingenieuraufgabe darstellt.
- (5) Geeignete verkehrliche Nutzungsaufgaben oder verkehrliche Nutzungseinschränkungen können die Einwirkungen aus Verkehr beeinflussen. Die erforderlichen Maßnahmen werden in dieser Richtlinie jedoch nicht im verkehrsrechtlichen Sinne geregelt, sondern sind im Einzelfall durch die zuständigen Verkehrsbehörden festzulegen. Hinweise hierzu werden in Anlage 1 gegeben.
- (6) Sofern die bisherige Brückeneinstufung bzgl. Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit nicht nachgewiesen werden kann, sind mögliche Auswirkungen auf eine vorhandene MLC-Einstufung gemäß STANAG 2012 zu überprüfen.

2 Normative Verweise

2.1 Grundsätzliches

- (1) Neben der Richtlinie sind als mitgeltende Bestimmungen, soweit einschlägig, zu beachten
 - Regelungen und Anweisungen des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (ARS, RS etc.);

- Regelungen und Anweisungen der Obersten Straßenbaubehörden der Länder¹⁾ oder deren nachgeordneten Dienststellen;
- Bauaufsichtlich eingeführte technische Bestimmungen (Normen, allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen, europäisch technische Zulassungen etc.).

Soweit nichts anderes geregelt ist, sind die jeweils gültigen Fassungen zu beachten.

- (2) Bei Widersprüchen in Regelwerken wird, soweit bauaufsichtliche Bereiche oder sonstige weisungsabhängige Zuständigkeiten der Straßenbauverwaltung betroffen sind, durch die Obersten Straßenbaubehörden der Länder entschieden.

2.2 Normen und Technisches Regelwerk

- (1) Die Richtlinie nimmt Bezug auf Normen, Richtlinien und weitere technische Regelwerke. Bei undatierten Verweisen gilt immer die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokumentes; bei datierten Verweisen gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe.
- (2) Die Anlage 3 gibt eine Übersicht über die für die Anwendung dieser Richtlinie bedeutsamen Normen und technischen Regelwerke.

3 Begriffe

- (1) Es gelten die Begriffe nach DIN 1055-100 bzw. DIN EN 1990.
- (2) In der Richtlinie werden darüber hinaus folgende speziellen Begriffe verwendet

- **Nutzungsauflagen**

Aus den Ergebnissen der Nachrechnung können Nutzungsauflagen resultieren. Zum Beispiel können Defizite in der Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks die Tragfähigkeit nachhaltig negativ beeinflussen (z.B. verbleibende unzulässig breite Risse), sodass neben Kompensationsmaßnahmen auch zeitliche Nutzungseinschränkungen erforderlich werden können, sofern und solange keine geeigneten Gegenmaßnahmen getroffen werden. Resultieren aus den Nutzungsauflagen spezielle Anweisungen für die Bauwerksprüfung, sind diese in Prüfanweisungen festzuhalten.

Mit Ablauf dieser vorläufig eingeschränkten Nutzungsdauer soll unter Anwendung dieser Richtlinie eine erneute Bewertung des Bauwerks im Rahmen einer Nachrechnung erfolgen oder ggf. im Anschluss eine weitergehende Ertüchtigung, eine Erneuerung oder andere Maßnahme bis hin zum Abbruch des Bauwerks durchgeführt werden.

¹⁾ Es ist jeweils die der beauftragenden Straßenbauverwaltung zugeordnete Oberste Straßenbaubehörde gemeint.

- **Rechnerische Restnutzungsdauer**

Die rechnerische Restnutzungsdauer ist jene Zeitdauer, die sich unter den rechnerischen Annahmen zu den Nachweisen der Ermüdungssicherheit ergibt.

- **Instandsetzung**

Eine Instandsetzung ist die Summe baulicher Maßnahmen größeren Umfangs, die der Wiederherstellung des planmäßigen Zustandes eines Bauwerks oder seiner Bauteile dienen.

- **Ertüchtigung**

Unter Ertüchtigung sind bauliche Maßnahmen zu verstehen, die eine Tragfähigkeitsverbesserung über den Ursprungszustand hinaus beinhalten, um das angestrebte Ziellastniveau zu erreichen.

- **Globales Sicherheitskonzept**

Die Sicherheitsanforderungen auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite werden zusammenfassend durch einen globalen Sicherheitsbeiwert berücksichtigt.

- **Teilsicherheitskonzept**

Das den Nachweisen zugrunde gelegte semiprobabilistischen Sicherheitskonzept basiert auf Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite.

- **Ziellastniveau**

Unter Ziellastniveau LM-Ziel ist jenes Verkehrslastmodell zu verstehen, welches der Nachrechnung und ggf. einer nachfolgenden Ertüchtigung als vertikale Verkehrseinwirkung zu Grunde gelegt wird. Es wird bestimmt durch die Verkehrsstärke und die Verkehrszusammensetzung unter Berücksichtigung einer prognostizierten Verkehrsentwicklung. Eine Reduzierung des Ziellastniveaus in Abhängigkeit von der Nutzungsdauer ist nicht zulässig.

- **Nachweisklasse**

In der abschließenden Bewertung wird das Bauwerk in die Nachweisklasse A, B oder C eingruppiert. Die Nachweisklasse gibt an, wie die Nachweisführung erfolgte und ob sich daraus Nutzungseinschränkungen für das Bauwerk ergeben. Dabei ist von Bedeutung, in welcher Stufe der Nachrechnung die Nachweise erbracht und welche Modifizierungen in den Nachweisen selbst zum Ansatz gebracht wurden. Entsprechende Regelungen zur Eingruppierung sind den Nachweisen beigelegt.

- **Kompensationsmaßnahmen**

Kompensationsmaßnahmen sind Maßnahmen, die die weitere verkehrliche Nutzung eines Bauwerks bei gegebener Tragfähigkeit sicherstellen. Es wird zwischen verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen und kompensierenden Überwachungsmaßnahmen am Bauwerk unterschieden.

Zu den verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen sind vorrangig verkehrliche Nutzungsaufgaben oder verkehrliche Nutzungseinschränkungen, z.B. eine LKW-Gewichtsbeschränkung, ein LKW-Überholverbot, eine Geschwindigkeitsbe-

schränkung, Ummarkierung von Fahrstreifen auf dem Bauwerk, Sperrung und Einengung von Fahrstreifen auf dem Bauwerk etc., zu zählen.

Zu den kompensierenden Überwachungsmaßnahmen am Bauwerk gehören die Einrichtung permanenter Kontrollmechanismen, z.B. die Einrichtung eines Monitoringverfahrens, oder die Ergreifung zusätzlicher bzw. ergänzender Maßnahmen der Bauwerksprüfung nach DIN 1076, z.B. verringerte Prüfabstände.

4 Konzept der Nachrechnungsrichtlinie

4.1 Allgemeines

- (1) Diese Richtlinie dient dem Ziel, die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Straßenbrücken insbesondere unter Berücksichtigung des gestiegenen Verkehrsaufkommens und der Fortentwicklung der Bautechnik realistisch zu beurteilen.
- (2) Diese Richtlinie ist erforderlich, weil die Bewertung bestehender Straßenbrücken nicht ausschließlich nach den aktuellen Regelwerken für Brückenneubauten erfolgen kann. Bei der Bewertung von Bestandsbauwerken sind folgende Aspekte zu beachten
 - die seinerzeitigen Regelungen und Vorschriften (Einwirkungen, Werkstoffe, Konstruktion und Ausführung);
 - das verwendete Tragsystem und die Kenntnis der verbauten Werkstoffe (so dass die streuenden Einflussgrößen besser eingegrenzt und durch angepasste Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend abgebildet werden können);
 - der aktuelle Bauwerkszustand;
 - die bisher in der Praxis gesammelten Erfahrungen zu Tragwerksart, Querschnittsform, Bauverfahren etc.

Erst aus der Gesamtheit aller gewonnenen Erkenntnisse kann ein zutreffendes Urteil für das betrachtete Einzelbauwerk abgegeben werden.

4.2 Nachweisführung

- (1) Bei der Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken nach dieser Richtlinie handelt es sich um ein gestuftes Verfahren, bei dem die Nachweisführung und ggf. der Untersuchungsaufwand am Bauwerk unter Berücksichtigung der Sicherheitsanforderungen modifiziert werden. Die Modifikationen können sowohl die Einwirkungs- und die Widerstandsseite als auch die rechnerischen Nachweise und Bauwerksuntersuchungen selbst betreffen.
- (2) Im gestuften Verfahren der Nachweisführung für das maßgebende Ziellastniveau werden unterschieden

- Die **Stufe 1** umfasst eine ausschließliche Nachweisführung nach den DIN-Fachberichten 102 bis 104 bzw. nach den Eurocodes DIN EN 1992 bis 1994 und 1996. Für Mauerwerk gilt für die Nachweisführung DIN 1053-100.
- Die **Stufe 2** berücksichtigt spezielle, die Stufe 1 ergänzende Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie.
- Die **Stufe 3** berücksichtigt am Bauwerk ermittelte Messergebnisse. Im Regelfall finden die Messungen unter einer Probelast im Gebrauchslastbereich statt und betreffen Tragwerksverformungen an kritischen Stellen und Dehnungsmessungen an ausgewählten Bauteilen.

Durch die Messung erfasst man das tatsächliche Tragverhalten unter Gebrauchslasten und erhält Hinweise für eine realistischere Beschreibung des Bauwerkverhaltens. Die Stufe 3 kann der Validierung des gewählten Tragmodells dienen, ist jedoch wegen des besonderen Aufwands nur im Sonderfall und in Abstimmung mit den Obersten Straßenbaubehörden der Länder anzuwenden.

- Die **Stufe 4** schließt wissenschaftliche Methoden zum Nachweis ausreichender Tragsicherheit ein, wie z.B. spezielle geometrisch und physikalisch nichtlineare Verfahren. Der Nachweis ausreichender Tragsicherheit darf ggf. durch direkte Ermittlung der rechnerischen Versagenswahrscheinlichkeit mit Hilfe probabilistischer Methoden geführt werden. Die Stufe 4 kann mit den Stufen 2 und 3 kombiniert werden, ist jedoch nur im Sonderfall und in Abstimmung mit den Obersten Straßenbaubehörden der Länder anzuwenden.
- (3) In der Regel kann bei der Nachrechnung davon ausgegangen werden, dass die Bestands- und Ausführungsunterlagen mit dem ausgeführten Bauwerk übereinstimmen, sofern keine gegenteiligen Hinweise aus der Bauwerksprüfung oder aus anderen Quellen bekannt sind. Dennoch hat sich der bewertende Ingenieur von der Plausibilität der Planunterlagen zu überzeugen.
 - (4) Der aktuelle Bauwerkszustand ist in der Nachrechnung zu berücksichtigen.
 - (5) Die rechnerischen Nachweise sind nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept (Teilsicherheitskonzept) zu erbringen.
 - (6) Die Nachrechnung umfasst sowohl die Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT) einschließlich der Ermüdung als auch die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG).
 - (7) Bei Betonbrücken darf abweichend von Absatz (5) in Abstimmung mit den Obersten Straßenbaubehörden der Länder für die Ziellastniveaus BK30/30, BK60 und BK60/30 eine Nachrechnung im globalen Sicherheitskonzept erfolgen. Die Nachweise müssen ohne Einschränkungen erfüllt sein. Dabei gilt für alle Nachweise und Einwirkungen der letzte Normenstand vor Einführung der DIN-Fachberichte im Jahr 2003. Es gilt das Mischungsverbot.

Die „Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten“ (Ausgabe 1998) und die „Hand-

lungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden“ (Ausgabe 2011) der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) sind zu beachten.

4.3 Nachweisarten und Bewertungskriterien

4.3.1 Rechnerischer Nachweis

- (1) Grundlage der Bewertung sind im Regelfall die rechnerischen Nachweise der Tragfähigkeit, der Gebrauchstauglichkeit, der Dauerhaftigkeit und der Ermüdungssicherheit auf Basis des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts (Teilsicherheitskonzept).

Sonderfälle sind im Absatz 4.2(7) geregelt.

- (2) Die Nachrechnung umfasst alle erforderlichen Nachweise für die Überbauten in Längs- und Querrichtung sowie der Lager, Fahrbahnübergangskonstruktionen, Unterbauten und Gründungen.
- (3) Für eine schnellere Bewertung der Nachrechnungsergebnisse kann es sinnvoll sein, den Auslastungsgrad für alle maßgebenden Bauteile und Nachweisquerschnitte „ i “ für die Längs- und Querrichtung des Überbaus, des Unterbaus und der Gründung sowohl für die Grenzzustände der Tragfähigkeit als auch für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit zu ermitteln und ggf. grafisch darzustellen. Der Umfang der Ermittlung der Kennwerte ist vertraglich zu vereinbaren. Der Auslastungsgrad ergibt sich zu

$$\kappa_i = E_{d,i,LM-Ziel} / R_{d,i} \quad (4.1)$$

Die Gesamtbeanspruchung $E_{d,i,LM-Ziel}$ beinhaltet das nach Abschnitt 10.1.2 definierte Ziellastniveau LM-Ziel.

Für die Sonderfälle gemäß Absatz 4.2(7) ist entsprechend zu verfahren.

- (4) Für die künftige Nutzung der nachgerechneten und ggf. ertüchtigten Bauwerke kann es sinnvoll sein, für die maßgebenden Bauteile und Nachweisquerschnitte „ i “ einen Vergleichswert in der Form

$$\eta_i = E_{d,i,LM-Ziel} / E_{d,i,LMM} \quad (4.2)$$

anzugeben. Der Umfang der Ermittlung der Kennwerte ist vertraglich zu vereinbaren.

Die Gesamtbeanspruchung $E_{d,i,LMM}$ beinhaltet das Lastmodell LMM nach Absatz 10.1.2. Es ist zwischen den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit zu unterscheiden.

Bei der Auswertung aller ermittelten Vergleichswerte η_i ist getrennt für die Längs- und die Querrichtung, die Lager und die Unterbauten sowie für das gesamte Bauwerk jeweils ein maßgebender Vergleichswert η_i anzugeben.

Für die Sonderfälle gemäß Absatz 4.2(7) ist entsprechend zu verfahren.

4.3.2 Bewertung auf Grundlage des Bauwerkzustands (Qualitative Bewertung)

- (1) Die Bewertung auf Grundlage des Bauwerkzustands stützt sich auf Ergebnisse aus der Bauwerksprüfung oder weiterer Untersuchungen am Bauwerk, die zusätzliche Bewertungskriterien für die Gebrauchstauglichkeit, die Dauerhaftigkeit und die Ermüdung liefern.
- (2) Die Ergebnisse dieser Bewertung sind bei den rechnerischen Nachweisen zu berücksichtigen.

4.3.3 Experimentelle Tragfähigkeitsermittlung

- (1) Die Bewertung der Tragfähigkeit mit Hilfe experimenteller Untersuchungen, z.B. Probelastungen, bedarf der Zustimmung durch die Obersten Straßenbaubehörden der Länder.

4.3.4 Bewertung der Nachrechnungsergebnisse

- (1) Die Nachrechnung für das maßgebende Ziellastniveau erfordert eine abschließende Bewertung und Zuordnung des Bauwerks in eine der folgenden Nachweis-klassen
 - **Nachweis-klasse A**
Es müssen sowohl die Tragfähigkeit als auch die Gebrauchstauglichkeit in der Nachrechnung gemäß Stufe 1 ohne Einschränkungen nachgewiesen sein.
 - **Nachweis-klasse B**
Es ergeben sich aus der Anwendung der Regelungen gemäß Stufe 2, 3 und 4 keine Nutzungseinschränkungen.
 - **Nachweis-klasse C**
Es ergeben sich aus der Anwendung der Regelungen gemäß Stufe 2, 3 und 4 einschränkende Nutzungsaufgaben.

5 Anforderungen an die Nachrechnung

- (1) Die Nachrechnung eines Bauwerks ist von einem in der Aufstellung von schwierigen Standsicherheitsnachweisen für Brückenbauwerke erfahrenen und kompetenten Ingenieur durchzuführen. Die Eignung ist durch Referenzen zu belegen.
- (2) Der bewertende Ingenieur hat sich vor Ort einen Überblick über den allgemeinen Bauwerkzustand zu verschaffen.

- (3) Die aufgestellte Nachrechnung ist durch die beauftragende Straßenbauverwaltung statisch-konstruktiv zu prüfen; Art und Umfang dieser Prüfung regelt sie selbst.

6 Bestandserfassung

6.1 Grundlagen und notwendige Unterlagen

- (1) Grundlage für die Nachrechnung ist eine vorhergehende Bewertung des Bauwerkszustands. Es sind alle relevanten Informationen zu Grunde zu legen und hinsichtlich ihres Einflusses auf das Tragverhalten des Bauwerks zu berücksichtigen. Folgenden Bestandsunterlagen sind – sofern vorhanden – vorrangig zu sichten
- die Bauwerksdaten, die Bauwerksakte und das Bauwerksbuch inklusive Prüfberichte;
 - die geprüften Ausführungs- und Bestandspläne, die geprüfte Bestandsstatik sowie zugehörige Prüfberichte;
 - die Unterlagen von ggf. erfolgten Nachrechnungen;
 - die Gutachten und Unterlagen zu weiteren Untersuchungen, z.B. Objektbezogene Schadensanalyse (OSA);
 - die Ausführungsunterlagen von ggf. erfolgten Instandsetzungen, Verstärkungen oder baulichen Veränderungen.
- (2) Wenn keine geprüften Bestandsunterlagen vorliegen, ist für die Nachrechnung eine komplette Bestandsaufnahme mit Überprüfung des Ist-Zustandes und Abgleich mit den zur Verfügung stehenden Planunterlagen erforderlich.

6.2 Zustandserfassung

- (1) Eine Beschreibung und Bewertung des aktuellen Bauwerkszustands bieten die Ergebnisse der letzten Hauptprüfung gemäß DIN 1076. Sofern die letzte Hauptprüfung länger als drei Jahre zurück liegt, ist ggf. eine erneute Hauptprüfung bzw. Sonderprüfung der Tragkonstruktion zu veranlassen.
- (2) Insbesondere sind die für die Bemessung maßgeblichen Abmessungen, wie z.B.
- Höhenkoordinaten;
 - Bauwerks- und Bauteilabmessungen;
 - lichte Weiten;
 - Widerlager- und Pfeilerabmessungen
- zu erfassen sowie Auffälligkeiten, wie z.B.
- Setzungsunterschiede zwischen benachbarten Stützungen;
 - Neigung von Widerlagern und Pfeilern infolge von Setzungen;

- Unplanmäßige Durchbiegungen oder Verkürzungen;
- Durchfeuchtungen und Auswaschungen;
- Risse, Verformungen und Schäden, die die Stabilität und die Tragfähigkeit der Konstruktion beeinflussen können

in ihrer Ausdehnung aufzunehmen, zu dokumentieren und der späteren Berechnung zugänglich zu machen.

- (3) In Abhängigkeit vom Erhaltungszustand des Bauwerks und dem bei der Nachrechnung zu erwartenden Detaillierungsgrad ist in Abstimmung zwischen der beauftragenden Straßenbauverwaltung und dem mit der Nachrechnung beauftragten Ingenieur festzulegen, ob zusätzlich eine OSA auf der Grundlage der "Richtlinie zur Erhaltung von Ingenieurbauten" (RI-ERH-ING) erforderlich ist. Der Detaillierungsgrad dieser Untersuchungen richtet sich nach den zu verwendenden Berechnungsannahmen.

7 Ablauf der Nachrechnung

7.1 Ablaufdiagramm zur Nachrechnung

- (1) Das Ablaufdiagramm nach Bild 7.1 zeigt das prinzipielle Vorgehen im Rahmen der Nachrechnung und die Zuständigkeiten.

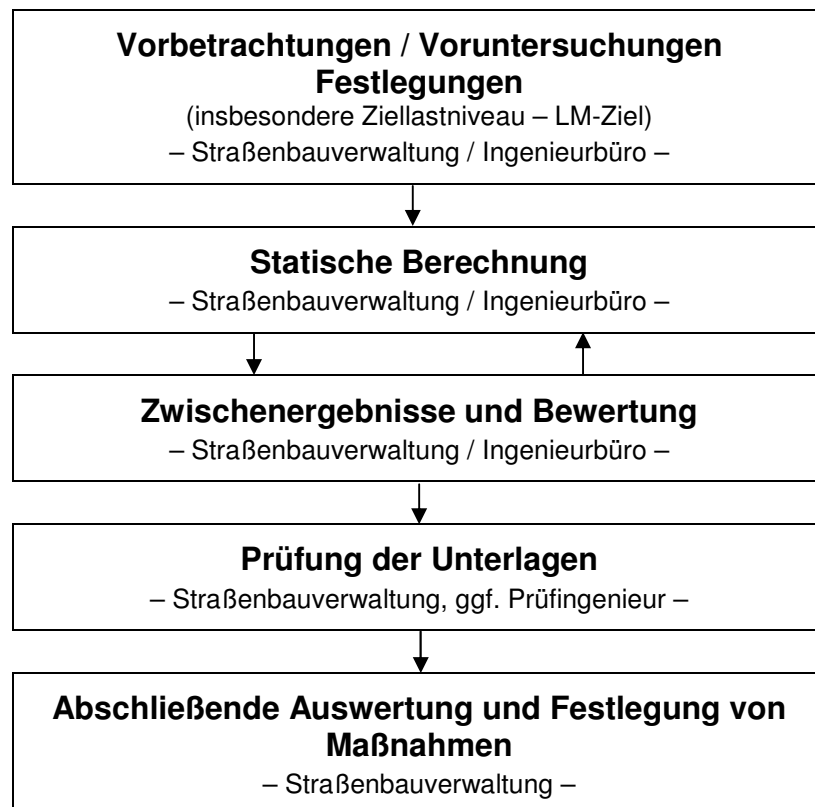


Bild 7.1 Ablaufdiagramm zur Nachrechnung

- (2) Die Aufgaben und Zielstellungen der Untersuchungen sind durch die beauftragende Straßenbauverwaltung im Ingenieurvertrag zur Nachrechnung festzulegen.

7.2 Inhalt und Gliederung der Nachrechnung

- (1) Die Nachrechnung ist gemäß ZTV-ING, Teil 1, Abschnitt 2, Nr. 1.3 aufzustellen.

- (2) Die Nachrechnung sollte wie folgt gegliedert werden (Empfehlung)

- 1 Allgemeines
 - 1.1 Gesamtinhaltsverzeichnis
 - 1.2 Beschreibung des Gesamtbauwerks
 - 1.3 Technische Vorschriften, Gutachten, Literaturhinweise, Allgemeine Programmbeschreibungen
 - 1.4 Abweichende, ergänzende und/oder zusätzliche Vorschriften
- 2 Berechnungsgrundlagen
 - 2.1 Darstellung und Beschreibung des statischen (mechanischen, rechnerischen) Systems
 - 2.2 Rechenverfahren
 - 2.3 Detaillierte Beschreibung des Montage- und/oder Herstellverfahrens
 - 2.4 Sonstiges
- 3 Tabellarische und/oder zeichnerische Darstellungen von geometrischen Größen und Zustandsgrößen
 - 3.1 Geometrische Größen, Kenngrößen für Baustoffe
 - 3.2 Einwirkende Last- und Weggrößen
 - 3.3 Berücksichtigte Lastfallkombinationen
 - 3.4 Auslastungsgrade für die maßgebenden Bauteile
 - 3.5 Sonstiges
- 4 Darstellung der Einflussflächen bzw. -linien
 - 4.1 Einflusslinien längs und quer bzw. Einflussflächen sowie Querverteilungslinien für verursachte Kraft- und Weggrößen
 - 4.2 Zustandsflächen bzw. -linien und deren umhüllende von Kraftgrößen und verursachter Weggrößen
 - 4.3 Sonstiges
- 5 Darstellung der Ergebnisse der Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeits- sowie Standsicherheitsnachweise für die einzelnen Grenzzustände in den Nachweisstellen
 - 5.1 Tragfähigkeitsnachweise
 - 5.2 Gebrauchstauglichkeitsnachweise
 - 5.3 Standsicherheitsnachweise
 - 5.4 Sonstige Nachweise
 - 5.5 Ermittlung der Auslastungsgrade κ_i
 - 5.6 Ermittlung der Vergleichswerte η_i
- 6 Ergebnistabelle nach Anlage 2
- 7 Empfehlungen zum weiteren Vorgehen
 - 7.1 Angaben über ggf. erforderliche Sofortmaßnahmen zur Sicherstellung der Tragfähigkeit
 - 7.2 Prüfanweisungen für die Bauwerksprüfung
 - 7.3 Sonstiges

8 Auswertung der Ergebnisse der Nachrechnung

8.1 Bewertung

- (1) Die Ergebnisse sind hinsichtlich der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit, Ermüdung und Dauerhaftigkeit ingenieurmäßig zu bewerten.
- (2) Erforderlichenfalls sind spezielle Prüfanweisungen einschließlich der Angabe von Detektionsbereichen für erwartete Schädigungen (z.B. Risse) für das Bauwerk zu erstellen. Diese Prüfanweisungen für die Bauwerksprüfung nach DIN 1076 sollen Auskunft über mögliche Schadensstellen und Schadensbilder sowie deren zeitliche Entwicklung (z.B. eine zu erwartende Rissbildung) geben.
- (3) Gegebenenfalls sind Sofortmaßnahmen zur Sicherstellung der Standsicherheit anzuordnen (z.B. verkehrsbeschränkende Maßnahmen gemäß Anlage 1).

8.2 Machbarkeitsstudie zur Bauwerksertüchtigung

- (1) Im Anschluss an die Nachrechnung ist durch die Straßenbauverwaltung auf der Grundlage der festgestellten und bewerteten Defizite zu entscheiden, ob eine Machbarkeitsstudie zur Bauwerksertüchtigung veranlasst werden soll.
- (2) In der Machbarkeitsstudie ist darzulegen, ob nach Durchführung der Ertüchtigungsmaßnahme alle Nachweise durchgängig erfüllt sind oder ob das Bauwerk in Teilbereichen weiterhin Defizite aufweist. Etwaige Bewehrungsdefizite oder Spannungsüberschreitungen und deren Größenordnung (Prozentangabe) sind zu nennen. Die Defizite sind ingenieurmäßig zu bewerten und deren Einfluss auf die Tragfähigkeit des Bauwerks darzulegen.
- (3) Die mit einer Ertüchtigung zu erreichende Nachweisklasse ist objektbezogen festzulegen.
- (4) Die vorgeschlagenen Ertüchtigungsmaßnahmen sind skizzenhaft darzustellen. Die Machbarkeitsstudie schließt mit einer Kostenschätzung als Grundlage für die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung nach der „Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken“ (RI-WI-BRÜ) ab.

9 Dokumentation

- (1) Die Nachrechnung ist zu dokumentieren. Die Dokumentation muss alle Unterlagen in übersichtlicher Form enthalten, die für eine Beurteilung des Nachrechnungsergebnisses erforderlich sind. Dazu gehören vorrangig
 - Bericht über eine örtliche Besichtigung (textliche und bildliche Darstellung);
 - Prüfberichte, Zustandsberichte und ggf. weiterführende Unterlagen zur Erfassung des Bauwerkszustands;

- Statische Nachweise mit allen Annahmen zu Materialeigenschaften, dem statischen System und den Belastungsannahmen.
- (2) Neben einer inhaltlichen Beschreibung und einer Zusammenstellung aller erforderlichen Unterlagen nach Absatz (1) ist darüber hinaus eine komprimierte Darstellung der Ergebnisse in Form einer Ergebnistabelle zu erstellen. In Anlage 2 sind beispielhafte Darstellungen angegeben.
 - (3) Die nach Abschnitt 4.3.1(3) ermittelten Auslastungsgrade sind für die wesentlichen Tragglieder grafisch in einer Abwicklungsansicht darzustellen.
 - (4) Eine Ausfertigung der Unterlagen zur Nachrechnung ist in der Bauwerksakte zu archivieren. Ein Auszug bzw. eine Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse, wie z.B. Ergebnistabelle nach Absatz (2), ist dem Bauwerksbuch beizulegen und im Programmsystem SIB-Bauwerke auf Teilbauwerksebene unter Dokumente im pdf-Format abzulegen. Die Nachweisklasse ist auszuweisen und in der Bauwerksdatenbank zu erfassen.

10 Grundlagen der Tragwerksberechnung

10.1 Einwirkungen

10.1.1 Allgemeines

- (1) Für alle Einwirkungen gilt DIN-Fachbericht 101. Abweichende Regelungen für die Einwirkungen infolge Verkehrs sind nachfolgend enthalten.
- (2) Aus den Bauweisen begründete Ergänzungen oder Abweichungen in den Annahmen zu den Einwirkungen (außer Einwirkungen infolge Verkehrs) sind in den Abschnitten 12 bis 14 geregelt.

10.1.2 Vertikale Verkehrseinwirkung

- (1) Als vertikale Verkehrseinwirkung wird ein Ziellastniveau LM-Ziel definiert.
- (2) Das Ziellastniveau wird durch die beauftragende Straßenbauverwaltung festgelegt.
- (3) Das Ziellastniveau richtet sich dabei zum einen nach der durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke der Fahrzeugarten des Schwerverkehrs (DTV-SV) gemäß Absatz (10) und zum anderen nach der Verkehrsart gemäß Absatz (11).
- (4) Für Brücken mit Straßenquerschnitten von zwei oder mehr Fahrstreifen in einer Fahrtrichtung (Bild 10.1) ergibt sich das Ziellastniveau gemäß Tabelle 10.1.

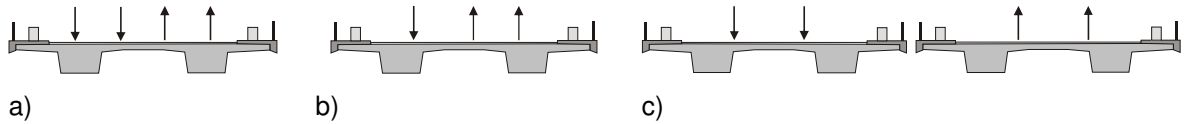


Bild 10.1 Brücken mit Straßenquerschnitten von zwei oder mehr Fahrstreifen in einer Fahrtrichtung

Tabelle 10.1 Ziellastniveau für Brücken mit Straßenquerschnitten von zwei oder mehr Fahrstreifen in einer Fahrtrichtung

		1	2	3
		Verkehrsart		
		Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Ortsverkehr
1	DTV-SV < 2.000	LM1 ¹⁾	BK60/30	BK60 ^{2) 3)}
2	2.000 ≤ DTV-SV < 20.000		LM1 ¹⁾	BK60/30
3	DTV-SV ≥ 20.000			LM1 ¹⁾

1) Alternativ zu LM1 kann LMM angesetzt werden.

2) Bei Einfeld- und Durchlaufsystemen darf für Einzelstützweiten bis zu 25 m als Ziellastniveau BK30/30 angesetzt werden.

3) Wenn durch eine genauere Verkehrsuntersuchung eine wesentlich günstigere Verkehrszusammensetzung festgestellt wird, darf als Ziellastniveau BK30/30 angesetzt werden.

(5) Für Brücken mit Straßenquerschnitten von nicht mehr als einem Fahrstreifen je Fahrtrichtung (Bild 10.2) ergibt sich das Ziellastniveau gemäß Tabelle 10.2.

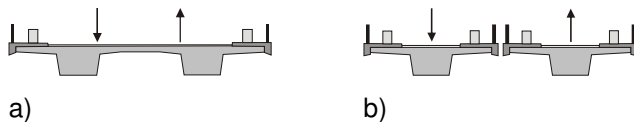


Bild 10.2 Brücken mit Straßenquerschnitten von nicht mehr als einem Fahrstreifen je Fahrtrichtung

Tabelle 10.2 Ziellastniveau für Brücken mit Straßenquerschnitten von nicht mehr als einem Fahrstreifen je Fahrtrichtung





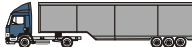

		1	2	3
		Verkehrsart		
		Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Ortsverkehr
1	DTV-SV < 2.000	BK60/30	BK60	BK30/30
2	DTV-SV ≥ 2.000	LM1 ¹⁾	BK60/30	BK60

1) Alternativ zu LM1 kann LMM angesetzt werden.

- (6) Die in Tabelle 10.1 und Tabelle 10.2 genannten Ziellastniveaus bedeuten
- LM1 Lastmodell 1 nach DIN-Fachbericht 101:2009;
 - LMM Lastmodell 1 nach zukünftigem Regelwerk DIN EN 1991-2/NA;
 - BK60/30 Brückenklasse 60/30 nach DIN 1072:1985;
 - BK60 Brückenklasse 60 nach DIN 1072:1967;
 - BK30/30 Brückenklasse 30/30 nach DIN 1072:1985.
- (7) Für Nachrechnungen von Brücken mit dem Ziellastniveau BK60/30, BK60 und BK30/30 sind die Verkehrsregellasten gemäß DIN 1072 als charakteristische Einwirkungen mit den dort angegebenen Fahrstreifenbreiten anzusetzen.
- (8) Für lokale Nachweise ist bei Ansatz des Ziellastniveaus BK30/30 eine charakteristische Einzelachslast in ungünstigster Stellung zu berücksichtigen
- a) 170 kN bei klassifizierten Straßen und Hauptwirtschaftswegen;
 - b) 130 kN bei klassifizierten Straßen und Hauptwirtschaftswegen in Verbindung mit einer verkehrlichen Nutzungseinschränkung, z.B. Achslastbegrenzung;
 - c) 130 kN bei nicht klassifizierten Straßen, z.B. Wirtschaftswege.
- Der Schwingbeiwert ist gemäß DIN 1072:1985 zu berücksichtigen.
- (9) Die Lasten der Einzelachsen des Ziellastniveaus werden gleichmäßig über die Aufstandsflächen verteilt angenommen. Die Ausrichtung und Abmessungen der Aufstandsflächen richtet sich für die Ziellastniveaus LM1 und LMM nach DIN-Fachbericht 101 bzw. DIN EN 1991-2 und für die Ziellastniveaus BK60/30, BK60 sowie BK30/30 nach DIN 1072:1985. Bei der nach Absatz (8) Anstrich a) zu berücksichtigenden Einzellast von 170 kN darf abweichend eine Aufstandsfläche gemäß DIN-Fachbericht 101 angesetzt werden.
- (10) Die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke der Fahrzeugarten des Schwerverkehrs (DTV-SV) wird durch Verkehrszählungen oder -abschätzungen beider Fahrrichtungen in Summe für den Straßenquerschnitt ermittelt. Auf Verkehrszählungen kann verzichtet werden, wenn als Ziellastniveau LM1 oder LMM angesetzt werden.
- (11) Die Verkehrsarten symbolisieren eine gewisse Verkehrszusammensetzung nach Tabelle 10.3 und dienen als Entscheidungshilfe zur Beurteilung der Verkehrseinwirkung. Dabei wird davon ausgegangen, dass der Verkehr mit hohem mehrachsigen LKW-Anteil überwiegend im überregionalen Streckennetz mit großen Entfernungen (Verkehrsart „Große Entfernung“ - Verkehrskategorie 1), der Verkehr mit relativ gleichmäßig verteiltem LKW-Anteil im regionalen Streckennetz mit Entfernungen bis zu 100 km (Verkehrsart „Mittlere Entfernung“ - Verkehrskategorie 2) und der örtliche Lieferverkehr mit einem hohen LKW-Anteil mit zwei und drei Achsen im Ortsverkehr (Verkehrsart „Ortsverkehr“ - Verkehrskategorie 3) stattfindet.
- Örtliche Gegebenheiten (z.B. Nähe zur Güterverkehrszentren, Standorte der Stein- und Schwerindustrie, offizielle Umleitungsstrecken für Bundesautobahnen,

Lichtsignalanlagen etc.) können Einflüsse auf die Bestimmung der maßgebenden Verkehrsart im Laufe eines Tages und damit auf die Festlegung der Verkehrseinwirkung LM-Ziel haben. Hinweise können die Festlegungen zur Straßenkategorie „anbaufreie Hauptverkehrsstraße (VS)“, „angebaute Hauptverkehrsstraße (HS)“ und „Erschließungsstraßen (ES)“ gemäß der „Richtlinie für die integrierte Netzgestaltung (RIN)“ geben. Sofern ungünstig wirkend, müssen diese Einflüsse berücksichtigt werden, z.B. durch eine Erhöhung der Ziellastniveaus um jeweils eine Stufe, mindestens auf BK60/30, jedoch maximal auf LM1.

Tabelle 10.3 Summarische Verkehrszusammensetzung des DTV-SV [%] zur Bestimmung der objektbezogenen Verkehrsart (Anhaltswerte)

1	2	3	4	5
Fahrzeuggruppe		Verkehrsart		
LKW	Beispielfahrzeuge	Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Ortsverkehr
LKW > 3,5 t mit 2 oder 3 Achsen ohne Anhänger	 	25	50	85
Busse				
LKW > 3,5 t mit Anhänger		75	50	15
Sattelzüge				
Andere Schwerfahrzeuge > 3,5 t				

(12) Der DTV-SV und die Verkehrszusammensetzung sind zur Festlegung eines Ziellastniveaus zwingend mit einer Verkehrsprognose zu überlagern, d.h. sowohl der DTV-SV als auch die Verkehrszusammensetzung sind fortzuschreiben. Die Verkehrsprognose ist gemäß aktuellem und vom Bund festgelegten Prognosehorizont für die planmäßige Nutzungsdauer des Bauwerks zu ermitteln. Gegenwärtig gilt für den Prognosehorizont das Prognosejahr 2025; ab 2014 gilt das Prognosejahr 2030. Je nach Nutzungszeitraum kann die Prognose linear interpoliert bzw. extrapoliert werden.

Für die Ziellastniveaus LM1 bzw. LMM kann auf eine Prognose verzichtet werden.

- (13) Für andere als in Tabelle 10.3 genannte LKW-Typen ist die Zuordnung in Abstimmung mit den Obersten Straßenbaubehörden der Länder vorzunehmen.
- (14) Für Bundesfernstraßen gilt im Regelfall die Verkehrsart „Große Entfernung“. Ausnahmen bedürfen der Zustimmung der Obersten Straßenbaubehörden der Länder.
- (15) Abweichungen vom Ziellastniveau bedürfen generell der Zustimmung der Obersten Straßenbaubehörden der Länder.
- (16) Bei wesentlichen Änderungen im Verkehrsnetz sind die der Nachrechnung zu Grunde gelegten Ziellastniveaus auf Gültigkeit bzw. Übereinstimmung mit dem

tatsächlichen Verkehr zu prüfen. Ergeben sich merkliche Abweichungen in ungünstiger Richtung, ist das gültige Ziellastniveau erneut festzulegen und eine Nachrechnung mit dem dann zutreffenden Ziellastniveau durchzuführen.

10.1.3 Horizontale Verkehrseinwirkung

- (1) Horizontale Einwirkungen aus Verkehr sind entsprechend dem Ziellastniveau anzusetzen.
- (2) Die Lasten aus Bremsen und Anfahren regeln sich für die Ziellastniveaus LM1 und LMM nach DIN-Fachbericht 101 bzw. DIN EN 1991-2 und für die Ziellastniveaus BK60/30, BK60 sowie BK30/30 nach DIN 1072:1985. Sie sind als charakteristische Werte anzusetzen.

Als Mindestwert der charakteristischen Bremskraft dürfen bei klassifizierten Straßen 288 kN^2) und bei nicht klassifizierten Straßen, z.B. Wirtschaftswege, 200 kN nicht unterschritten werden.

- (3) Zentrifugallasten sollten in der Regel nur in den Auflagerachsen angesetzt werden. Die Festlegung als charakteristische Werte erfolgt für alle Ziellastniveaus entsprechend den Vorgaben nach DIN-Fachbericht 101 bzw. DIN EN 1991-2.



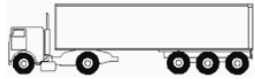


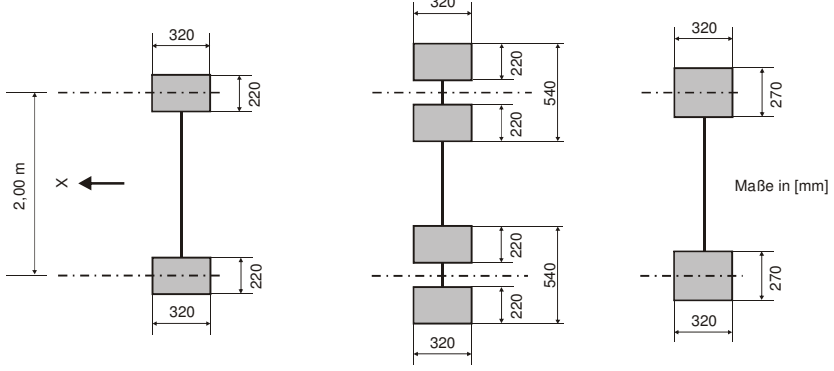
10.1.4 Verkehrseinwirkung zur Nachweisführung gegen Ermüdung

- (1) Der Nachweis gegen Ermüdung ist mit dem Ermüdungslastmodell 3 nach DIN-Fachbericht 101 bzw. DIN EN 1991 unter Berücksichtigung der Regelungen der DIN-Fachberichte 102 bis 104 bzw. DIN EN 1992 bis 1994 zu führen.
- (2) Alternativ darf der Nachweis gegen Ermüdung durch direkte Berechnung der Schädigung D nach den DIN-Fachberichten 102 bis 104 unter
 - a) Ansatz eines modifizierten Ermüdungslastmodells 4 (ELM4) analog DIN EN 1991-2 mit den nachfolgenden Regelungen nach den Absätzen (3) bis (8) geführt werden oder
 - b) Berücksichtigung objektspezifischer Untersuchungen, ggf. komplettiert durch Messungenerfolgen.
- (3) Das modifizierte ELM 4 besteht aus fünf Standardlastkraftwagen, die zusammen Einwirkungen erzeugen, die dem realen Verkehr entsprechen. Die Standardfahrzeuge mit den zugehörigen Gewichten, Achsabständen und der jeweils maßgebenden Reifenart (Radaufstandsfläche) bzw. Achstyp sind in Tabelle 10.4 angegeben.
- (4) Wenn die Verkehrserhebungen zeigen, dass in Ausnahmefällen zusätzlich andere als die standardisierten Schwerfahrzeuge nach Tabelle 10.4 zu berücksichtigen sind, sind die entsprechenden Ersatzfahrzeuge und deren Prozentanteile am Ge-

²⁾ Mindestwert nach DIN-Fachbericht 101

samtverkehr in Abstimmung mit den Obersten Straßenbaubehörden der Länder festzulegen.

Tabelle 10.4 Ersatzfahrzeuge für den Nachweis der Ermüdung nach DIN EN 1991-2

1	2	3	4
Fahrzeugtyp			Rad- bzw. Achstyp
LKW	Achsabstand	Achslast	
	m	kN	
	4,50	70 130	A B
	4,20 1,30	70 120 120	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	A B C C C
Rad- und Achstyp			
	Typ A	Typ B	Typ C

- (5) Die für das Bauwerk maßgebende Verkehrskategorie wird auf der Grundlage von Tabelle 10.3 festgelegt. Davon abweichende objektspezifische Festlegungen unter Berücksichtigung von Verkehrszählungen oder -schätzungen bedürfen der Zustimmung durch die Obersten Straßenbaubehörden der Länder.
- (6) Die Anzahl N_{obs} der zu berücksichtigenden LKW pro Jahr für den Fahrstreifen 1 ergibt sich für den jeweils betrachteten Zeitraum aus den Tabellen 10.5 bis 10.7.

Auf jedem weiteren Fahrstreifen sind jeweils zusätzlich 10% von N_{obs} zu berücksichtigen. Die Überfahrten in den einzelnen Fahrstreifen sind unabhängig voneinander.

- (7) Die verschiedenen Lastkraftwagen nach Tabelle 10.4 werden in der Achse des rechnerischen Fahrstreifens 1 einzeln und getrennt berücksichtigt. Der Fahrstreifen 1 ist dabei so anzuordnen, dass sich im Nachweisquerschnitt die ungünstigsten Auswirkungen ergeben.
- (8) Das Verkehrslastmodell berücksichtigt bereits dynamische Vergrößerungen bei Annahme einer guten Belagsqualität. Im Bereich von Fahrbahnübergängen ist jedoch ein zusätzlicher Schwingbeiwert $\Delta\varphi_{\text{fat}}$ nach Gleichung (10.1) zu berücksichtigen und für alle vertikalen Verkehrseinwirkungen anzunehmen.

$$\Delta\varphi_{\text{fat}} = 1 + 0,30 \left(1 - \frac{D}{6} \right) \geq 1 \quad (10.1)$$

Dabei ist

D der Abstand (m) des Querschnitts von der Mitte des betrachteten Fahrbahnübergangs.

Tabelle 10.5 Modifiziertes Ermüdungslastmodell 4 für Verkehrskategorie 1 („Große Entfernung“)

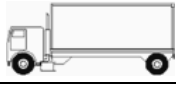
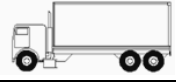
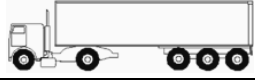
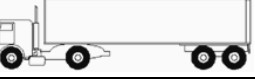

1	2	3	4	5	6
Zeitraum	bis 1950	1950 bis 1970	1970 bis 1990	1990 bis 2010	ab 2010
N_{obs} je Jahr für Fahrstreifen 1	$0,25 \cdot 10^6$	$0,5 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^6$	$2,0 \cdot 10^6$	$2,5 \cdot 10^6$
Verkehrszusammensetzung in %					
	45	30	20	20	10
	45	20	10	5	5
	-	-	20	50	60
	5	25	30	15	15
	5	25	20	10	10

Tabelle 10.6 Modifiziertes Ermüdungslastmodell 4 für Verkehrskategorie 2 („Mittlere Entfernung“)











1	2	3	4	5	6
Zeitraum	bis 1950	1950 - 1970	1970 - 1990	1990 - 2010	ab 2010
N_{obs} je Jahr für Fahrstreifen 1	$0,05 \cdot 10^6$	$0,1 \cdot 10^6$	$0,25 \cdot 10^6$	$0,5 \cdot 10^6$	$0,6 \cdot 10^6$
Verkehrszusammensetzung in %					
	60	60	50	40	40
	40	30	20	10	10
	-	-	10	30	30
	-	-	15	15	15
	-	10	5	5	5

Tabelle 10.7 Modifiziertes Ermüdungslastmodell 4 für Verkehrskategorie 3 („Ortsverkehr“)

1	2	3	4	5	6
Zeitraum	bis 1950	1950 - 1970	1970 - 1990	1990 - 2010	ab 2010
N_{obs} je Jahr für Fahrstreifen 1	$0,05 \cdot 10^6$	$0,1 \cdot 10^6$	$0,25 \cdot 10^6$	$0,5 \cdot 10^6$	$0,6 \cdot 10^6$
Verkehrszusammensetzung in %					
	90	90	90	80	80
	5	5	5	5	5
	-	-	-	5	5
	-	-	-	5	5
	5	5	5	5	5

10.2 Teilsicherheitsbeiwerte

- (1) Für Betonbrücken, Stahl- und Stahlverbundbrücken gelten für die Stufen 1, 2 und 3 die Teilsicherheitsbeiwerte der DIN-Fachberichte 101 bis 104 bzw. DIN EN 1991

bis 1994. Für Brücken aus Mauerwerk gelten die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1053-100.

Für die Stufe 4 bedarf es besonderer Festlegungen.

- (2) Abweichend dürfen für die Stufen 2 und 3 modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte nach Abschnitt 12 bis 14 berücksichtigt werden.
- (3) Zur Sicherstellung eines ausreichenden Zuverlässigkeitsniveaus dürfen abgeminderte Teilsicherheitsbeiwerte nur dann verwendet werden, wenn sie durch erweiterte Kenntnisse aus einer Bestandsaufnahme, spezielle Randbedingungen oder Kompensationsmaßnahmen, z.B. additive Sicherheitselemente, gerechtfertigt sind (Abschnitt 12.3 sowie Abschnitt 13.3).
- (4) Bei der Festlegung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für den Widerstand sind insbesondere bei älteren Brücken die Einflüsse aus größeren Streuungen der Werkstoffkennwerte zu berücksichtigen.
- (5) Erfolgt die Bestimmung der Materialfestigkeiten auf der Grundlage objektbezogener Untersuchungen, so können die Teilsicherheitsbeiwerte für den Widerstand auf der Grundlage von DIN EN 1990 in Verbindung mit dem Nationalen Anhang entsprechend den Angaben in Abschnitt 17 bestimmt werden. Ein solches Vorgehen ist stets mit den Obersten Straßenbaubehörden der Länder abzustimmen.
- (6) Für Einwirkungen aus Verkehr sind für die Stufen 1, 2 und 3 die Teilsicherheitsbeiwerte γ_Q nach Tabelle 10.8 zu berücksichtigen.

Tabelle 10.8 Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite

	1	2	4
	Lastmodell	Auswirkung	Veränderliche Einwirkungen γ_Q
1	LMM (LM1 nach DIN EN 1991-2/NA)	günstig	0
2		ungünstig	1,35
3	LM1 (DIN Fb 101)	günstig	0
4		ungünstig	1,50
5	≤ BK 60/30 (DIN 1072)	günstig	0
6		ungünstig	1,50

Zeile 1 bis 4 entspricht den Vorgaben des DIN-Fachberichts 101 bzw. DIN EN 1991-2.

10.3 Grundlagen der Schnittgrößenermittlung

- (1) Die in den geprüften Bestandsunterlagen angegebenen Schnittgrößen dürfen nur dann verwendet werden, wenn sie den in den DIN-Fachberichten 102 bis 104 enthaltenen Regelungen zu System- und Steifigkeitsannahmen und dem heutigen Stand der Technik entsprechen.

- (2) Sofern die Schnittgrößen teilweise oder vollständig neu ermittelt werden, dürfen für eine Neuberechnung die in den geprüften Bestandsunterlagen angegebenen Nennwerte der Bauwerks- und Querschnittsabmessungen zu Grunde gelegt werden, wenn aus den Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 keine signifikanten Schäden an den entsprechenden Bauwerksteilen bzw. -stellen oder sonstige Abweichungen bekannt sind und die Unterlagen zuvor auf Plausibilität geprüft wurden.
- (3) Bei der Schnittgrößenermittlung ist der aktuelle Bauwerkszustand zu beachten. Sind signifikante Schäden bekannt, z.B. infolge von Querschnittsschwächungen, übermäßige Imperfektionen in beulgefährdeten Blechen, Imperfektionen in Druckstäben von Fachwerken und Verbänden, übermäßiger Schlupf in der Verbundfuge von Stahlverbundbrücken etc., sind die daraus erwachsenden Einflüsse auf die Schnittgrößen im Rahmen der Nachrechnung aufzunehmen. In der Schnittgrößenermittlung darf zwischen den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit unterschieden werden.
- (4) Bei der Schnittgrößenermittlung sind Einflüsse aus der Herstellungsgeschichte bzw. aus dem Montagevorgang zu berücksichtigen.
- (5) Wenn aus den vorliegenden Unterlagen die Herstellungsgeschichte und der Montagevorgang nicht eindeutig hervorgehen, dürfen die Beanspruchungen aus Montagemaßnahmen ersatzweise über die Berechnung der Beanspruchungen unter dem Konstruktionseigengewicht mit Ansatz der Materialkennwerte und der Schnittgrößen aus den Bestandsunterlagen (statische Berechnung) durch Differenzbildung ermittelt werden.
- (6) Wenn sich bei der Ermittlung der Beanspruchungen aus Montagemaßnahmen nach Absatz (4) keine eindeutig zu interpretierenden Ergebnisse ergeben, sind gegebenenfalls auf der sicheren Seite liegende Abschätzungen oder durch Messwerte abgesicherte Annahmen für den Einfluss aus Montagemaßnahmen zu berücksichtigen
- (7) Wenn bei der Bauwerksprüfung nach DIN 1076 größere als in der Bestandsstatik rechnerisch angesetzte Baugrundbewegungen festgestellt worden sind, sind die Ist-Werte der Baugrundbewegungen als wahrscheinliche Baugrundbewegungen anzunehmen.
- (8) Durch genauere und realistischere Modellierung des Tragwerks für die Schnittgrößenermittlung, z.B. durch eine zutreffendere Abbildung des statischen Systems, gegenüber der Bestandsstatik können in manchen Fällen Tragfähigkeitsreserven aktiviert werden.
- (9) Insbesondere sind bei der Nachrechnung folgende Einflüsse zu prüfen
 - Modellierung des Längssystems als gekrümmter Stabzug bei einer im Grundriss gekrümmten Brücke;
 - Ansatz der mitwirkenden Plattenbreiten;
 - Berücksichtigung der Zusatzmomente in Querrichtung infolge Profilverformung;

- Einflüsse aus der Herstellungsgeschichte sowie Montage- und Bauzuständen;
- Einflüsse aus den tatsächlichen Gründungsverhältnissen bei setzungsempfindlichen Bauwerken, z.B. Gewölbebrücken.

11 Werkstoffkennwerte (Rechenwerte)

11.1 Allgemeines

- (1) Die Werkstoffe dürfen den geprüften Bestandsunterlagen oder den zur Zeit der Planung bzw. Errichtung gültigen Regelwerken entnommen werden, wenn sich eine eindeutige Zuordnung feststellen lässt und keine ergänzenden Informationen bezüglich einer möglichen Materialalterung oder anderer Abweichungen vorliegen. In diesen Fällen dürfen die im Folgenden angegebenen charakteristischen Materialkennwerte verwendet werden.

Liegen Materialprüfzeugnisse vor, dürfen diese in die Beurteilung einbezogen werden.

Wenn keine eindeutige bzw. auf der sicheren Seite liegende Zuordnung der verwendeten Materialien möglich ist oder keine bzw. nicht genügend aussagekräftige Unterlagen vorliegen, sind die Materialkennwerte der Werkstoffe experimentell an den vom Bauwerk entnommenen Proben zu ermitteln und als charakteristische Materialkennwerte anzusetzen. Die Anzahl und die Lage der Proben sind unter Beachtung statistischer Gesichtspunkte so auszuwählen, dass die Ergebnisse für das Bauwerk repräsentativ sind. Für die Ermittlung der charakteristischen Materialkennwerte gelten die Regelungen nach Abschnitt 17.

- (2) Bevor am Bauwerk Materialproben entnommen werden, sollte durch Vorbetrachtungen geklärt werden, ob die Tragfähigkeit nicht bereits mit vorhandenen oder auf der sicheren Seite liegenden angenommenen Materialkennwerten nachgewiesen werden kann.

11.2 Rechenwerte für Beton

- (1) Die charakteristische Betondruckfestigkeit $f_{ck,cyl}$ ist für Betone der Baujahre 1916 bis 1972 der Tabelle 11.1 zu entnehmen.
- (2) Für Betone von 1972 bis 2001 sind entsprechend den Betonfestigkeitsklassen die charakteristischen Druckfestigkeiten $f_{ck,cyl}$ der Tabelle 11.2 einzusetzen.
- (3) Die mechanischen Kennwerte Elastizitätsmodul und Zugfestigkeit sind anhand der Festlegungen in DIN-Fachbericht 102 aus der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} zu bestimmen.
- (4) Die Werte der charakteristischen Betondruckfestigkeiten $f_{ck,cyl}$ nach den Tabellen 11.1 und 11.2 können bei Tragwerken, die bis 1953 errichtet wurden, nur einer überschlägigen Bemessung dienen. Für eine abgesicherte Bewertung der Stand-

sicherheit sind die angegebenen charakteristischen Werkstoffkennwerte durch eine qualifizierte Bestandsaufnahme nach Abschnitt 17 zu verifizieren.

Tabelle 11.1 Zuordnung der charakteristischen Druckfestigkeit für verschiedene Betongüten und -festigkeitsklassen von 1916 bis 1972 (bzw. 1980 nach TGL) sowie eine mögliche Zuordnung in eine Festigkeitsklasse nach DIN EN 206-1

1	2	3	4
Zeitraum	Betongüte/ bzw. -festigkeitsklasse	Charakteristische Druckfestigkeit $f_{ck,cyl}$	Festigkeitsklasse nach DIN EN 206-1 (mögl. Zuordnung) ¹⁾
		N/mm ²	
1916 - 1925 DAfEB 1916	W ₂₈ = 150 kg/cm ²	8,0	C8/10
	W ₂₈ = 180 kg/cm ²	9,5	C8/10
1925 - 1932 DIN 1045:1925-09	W _{b28} = 100 kg/cm ²	5,0	-
	W _{b28} = 130 kg/cm ²	7,0	-
	W _{b28} = 180 kg/cm ²	10,0	C8/10
1932 - 1943 DIN 1045:1932-05 DIN 1045:1937-05	W _{b28} = 120 kg/cm ²	6,5	-
	W _{b28} = 160 kg/cm ²	8,5	C8/10
	W _{b28} = 210 kg/cm ²	12,0	C12/15
1943 - 1972 DIN 1045:1943-03 DIN 1045:1959-11 DIN 4227:1953-10 TGL bis 1980 TGL 0-1045:1963-04 TGL 0-1045:1973-04 TGL 0-4227:1963-05	B 120	6,5	-
	B 160	11,0	C8/10
	B 225	15,0	C12/15
	B 300	20,0	C20/25
	B 450	30,0	C30/37
	B 600	40,0	C40/50

1) Zuordnung gilt nur für die Umrechnung einer früheren Güte-/Festigkeitsklasse in eine aktuelle Festigkeitsklasse.

Tabelle 11.2 Zuordnung der charakteristischen Druckfestigkeit für verschiedene Betonfestigkeitsklassen von 1972 bis 2001 sowie eine mögliche Zuordnung in eine Festigkeitsklasse nach DIN EN 206-1

1	2	3	4
Zeitraum	Betonfestigkeitsklasse	Charakteristische Druckfestigkeit $f_{ck,cyl}$	Festigkeitsklasse nach DIN EN 206-1 (mögl. Zuordnung) ¹⁾
		N/mm ²	
1972 - 1978 DIN 1045:1972-01	Bn 50	4,0	-
	Bn 100	8,0	C8/10
	Bn 150	12,0	C12/15
	Bn 250	20,0	C20/25
	Bn 350	27,5	C25/30
	Bn 450	35,5	C35/45
	Bn 550	43,5	C40/50
1978 - 2001 DIN 1045:1978-12 DIN 1045:1988-07	B 5	4,0	-
	B 10	8,0	C8/10
	B 15	12,0	C12/15
	B 25	20,0	C20/25
	B 35	27,5	C25/30
	B 45	35,5	C35/45
	B 55	43,5	C40/50
TGL von 1980 - 1990 TGL 33411/01:1979-06	Bk 5	4,0	-
	Bk 7,5	5,5	-
	Bk 10	7,5	~C8/10
	Bk 15	11,5	~C12/15
	Bk 20	15,0	C12/15
	Bk 25	19,0	C16/20
	Bk 35	26,5	C25/30
	Bk 45	34,0	C30/37
	Bk 55	41,5	C40/50

1) Zuordnung gilt nur für die Umrechnung einer früheren Güte-/Festigkeitsklasse in eine aktuelle Festigkeitsklasse.

- (5) Bei Feststellung der charakteristischen Betondruckfestigkeit am Bauwerk $f_{ck,BW}$ nach Abschnitt 17.3.1 darf bei der Bemessung die charakteristische Druckfestigkeit wie folgt festgelegt werden

$$f_{ck} = \frac{1}{0,85} \cdot f_{ck,BW} \quad (11.1)$$

11.3 Rechenwerte für Betonstahl

- (1) Basierend auf dem 5%-Quantilwert sind als charakteristische Streckgrenze f_{yk} der Betonstähle in Abhängigkeit von Herstellungsart und –jahr sowie der zum Zeitpunkt der Herstellung gültigen Betonstahlgüten die Werte der Tabellen 11.3 anzunehmen.
- (2) In Tabelle 11.3 erfolgt auch die Zuordnung der verwendeten Betonstähle in die Duktilitätsklasse A oder B gemäß DIN-Fachbericht 102 mit Ausnahme von kaltverformten oder kaltgereckten Betonstabstählen, die vor 1972 produziert wurden.
- (3) Der Elastizitätsmodul E_S darf für alle Betonstähle mit einem Wert von 200.000 N/mm² angenommen werden.
- (4) Wenn bei Betonstählen keine eindeutige oder auf der sicheren Seite liegende Zuordnung zu den Materialeigenschaften möglich ist, sowie bei Tragwerken, die bis 1953 errichtet wurden, dienen die Angaben in Tabelle 11.3 nur der Vorbemessung. Für eine abgesicherte Bewertung der Standsicherheit eines Brückenbauwerks sind die angegebenen charakteristischen Werkstoffkennwerte durch eine qualifizierte Bestandsaufnahme nach Abschnitt 17 zu verifizieren.
- (5) Für zugelassene Betonformstähle verschiedener Zeitperioden sind in Tabelle 11.4 charakteristische Streckgrenzen als auch Zuordnungen in Duktilitätsklassen nach DIN-Fachbericht 102 angegeben. Sie dienen als Orientierung, wenn bei sehr alten Stahlbetonbrücken keine Materialkennwerte vorhanden sind oder keine eindeutige bzw. auf der sicheren Seite liegende Zuordnung zu den Materialeigenschaften möglich ist.

Tabelle 11.3 Charakteristische Streckgrenzen und Duktilitätsklassen von Betonstabstählen verschiedener Zeitperioden

1	2	3	4	5
	Betonstabstahl	Verwendungszeitraum	Charakteristische Streckgrenze f_{yk}	Duktilitätsklasse nach DIN-Fachbericht 102
Bezeichnung	Stahlbezeichnung	Jahr	N/mm ²	
Glatte Rundstähle • DIN 1000 • DIN 1612 • DIN 488	Schweißeisen	vor 1923	180 ^{1) 2)}	-
	Flusseisen; Flussstahl (Bauwerkseisen; Handelseisen)	vor 1925	220 ^{1) 2)}	B
	Flussstahl (Handelseisen: St 37, St 37.12, St 00.12)	1925-1943	220 ^{1) 2)}	B
	Betonstahlgruppe I	1943-1972	220 ²⁾	B
	BSt 220/340 GU	1972-1984	220 ²⁾	B
	hochwertiger Baustahl St 48	1925-1932	290 ^{1) 2)}	B
	hochwertiger Beton- und Baustahl St 52	1932-1943	340 ^{2) 3)}	B
	Betonstahlgruppe IIa	1943-1972	340 ^{2) 3)}	B
Glatte Rundstähle • TGL 101-054 • TGL 12530 • TGL 33403	St A-0 Betonstahl I	1965-1985	220 ²⁾	B
	St A-I Betonstahl I	1965-1990	240 ²⁾	B
	St B-IV / St B-IV S	1972-1990	490 ²⁾	-

Tabelle 11.3 (Fortsetzung 1) Charakteristische Streckgrenzen und Duktilitätsklassen von Betonstabstählen verschiedener Zeitperioden

1	2	3	4	5	
Betonstabstahl		Verwendungszeitraum	Charakteristische Streckgrenze f_{yk}	Duktilitätsklasse nach DIN-Fachbericht 102	
Bezeichnung	Stahlbezeichnung	Jahr	N/mm ²		
Betonrippenstähle • DIN 488	BSt 420/500 RU (III)	1972-1984	420	B	
	BSt 420/500 RK (III)			A	
	BSt 420 S (III)	seit 1984	420	B	
	BSt 420 S (III) verwunden			A	
	BSt 500 S (IV)			500	B
	BSt 500 S (IV) verwunden				A
Betonrippenstähle • TGL 101-054 • TGL 12530 • TGL 33403	St A-III	1965-1990	390	B	
	St T-III	1976-1985	400	B	
	St T-IV	1976-1990	490	B	
	St B-IV RDP St B-IV S-RDP	1979-1990		-	
Quergerippter Betonformstahl mit Zulassung von 1952: • QUERI-Stahl, • Ilseder-Stahl, • NORI-Stahl	Betonstahlgruppe I	1952-1963	220	B	
	Betonstahlgruppe IIa		340 ^{2) 3)}		
	Betonstahlgruppe IIIa		400 ^{2) 4)}		
	Betonstahlgruppe IVa		500 ²⁾		

Tabelle 11.3 (Fortsetzung 2) Charakteristische Streckgrenzen und Duktilitätsklassen von Betonstabstählen verschiedener Zeitperioden

1	2	3	4	5
Betonstabstahl		Verwendungszeitraum	Charakteristische Streckgrenze f_{yk}	Duktilitätsklasse nach DIN-Fachbericht 102
Bezeichnung	Stahlbezeichnung	Jahr	N/mm ²	
Rippen-Torstahl	Betonstahlgruppe IIIb	1962-1972	400 ^{2) 4)}	-
FILITON-Stahl	Betonstahlgruppe IIIb	1965-1969		
NORECK-Stahl	Betonstahlgruppe IIIb	1960-1967		
HI-BOND-A-Stahl	Betonstahlgruppe IIIa	1962-1973		B
DIROC-Stahl	Betonstahlgruppe IIIa	1964-1969		
Betonformstahl	BSt 420/500 RUS BSt 420/500 RTS	seit 1977	420	B
	BSt 500/550 RU (IV)	1973 -1984	500	B
	BSt 500/550 RK (IV)			A
	BSt 500/550 RUS BSt 500/550 RTS	1976-1984	500	B
GEWI-Stahl	BSt 420/500 RU (III)	seit 1974	420	B
	BSt 500 S (IV)	Seit 1984	500	

1) Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_s nach Abschnitt 12.3.3(2) um 10%.
 2) Unter Beachtung von Abschnitt 12.4.3.1(2)
 3) Erhöhung auf 360 N/mm² bei Stabdurchmessern ≤ 18 mm
 4) Erhöhung auf 420 N/mm² bei Stabdurchmessern ≤ 18 mm

Tabelle 11.4 Charakteristische Streckgrenzen und Duktilitätsklassen von Betonformstählen mit Zulassung verschiedener Zeitperioden

1	2	3	4	6
Betonformstahl		Verwendungszeitraum	Charakteristische Streckgrenze f_{yk}	Duktilitätsklasse nach DIN Fachbericht 102
Bezeichnung	Stahlbezeichnung	Jahr	N/mm ²	
Isteg-Stahl	min. St 37, durch Verwindung kaltverfestigt	1933-1942	340 ^{1) 2)}	-
Drillwulst-Stahl	St 52	1937-1943	340 ^{1) 2)}	B
	Betonstahlgruppe IIIa	1943-1956	340 ^{1) 2)}	
Nocken-Stahl	St 52	1937-1943	340 ^{1) 2)}	B
	Betonstahlgruppe IIIa	1943-1954	400 ^{1) 3)}	
	Betonstahlgruppe IVa	1943-1956	500 ¹⁾	
Torstahl	Torstahl 36/15	1938-1943	360 ¹⁾	-
	Torstahl 40/10	1938-1943	400 ¹⁾	
	Betonstahlgruppe IIIb	1943-1959	400 ^{1) 3)}	
Stahl Becker KG	Betonstahlgruppe IIIa	1964-1969	400 ^{1) 3)}	B
Betonformstahl vom Ring	BSt 500 WR (IV)	seit 1984	500	B
	BSt 500 KR (IV)			A
Betonstahl in Ringen mit Sonderrippung	BSt 500 WR	seit 1991	500	A

1) Unter Beachtung von Abschnitt 12.4.3.1(2)
 2) Erhöhung auf 360 N/mm² bei Stabdurchmesser ≤ 18 mm
 3) Erhöhung auf 420 N/mm² bei Stabdurchmesser ≤ 18 mm

11.4 Rechenwerte für Spannstahl

(1) Die maßgebenden Materialkennwerte für Spannstähle, z.B. die Zugfestigkeit f_p , die 0,1%-Dehngrenze $f_{p0,1}$ und die Gleichmaßdehnung ε_u bei Erreichen der Höchstlast, sind in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt und als Eingangswerte für die Bemessung als charakteristische Werte f_{pk} , $f_{p0,1k}$ und ε_{uk} festgelegt.

(2) Für Spannstähle ohne ausgeprägte Streckgrenze (kaltverformte und vergütete Stähle) galt früher in der Bemessung die 0,2%-Dehngrenze $\beta_{0,2}$ bzw. β_s als rechnerische Streckgrenze, und nicht, wie heute gefordert, die 0,1%-Dehngrenze.

Die 0,1%-Dehngrenze älterer Spannstähle kann jedoch unmittelbar grafisch aus der in der Zulassung enthaltenen Spannungs-Dehnungslinie ermittelt werden. Bei den in den Spannungs-Dehnungslinien angegebenen Werten handelt es sich bereits um charakteristische Werte, sodass die 0,1%-Dehngrenze ohne weitere Umrechnung als charakteristischer Wert $f_{p0,1k}$ übernommen werden kann.

(3) Naturharte Spannstähle weisen eine ausgeprägte Streckgrenze auf. Der Unterschied zwischen $f_{p0,1}$ und $\beta_{0,2}$ bzw. β_s ist vernachlässigbar.

(4) Der Elastizitätsmodul E_p des Spannstahls ist in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen angegeben.

(5) Angaben zur Relaxation des Spannstahls sind in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen enthalten.

(6) Bei einem Vergleich der gemessenen Dehnungen ist zu beachten, dass in älteren Zulassungen meist die Bruchdehnung (Dehnung nach dem Bruch) angegeben ist, während heute die Gleichmaßdehnung (Gesamtdehnung bei Höchstlast) als Kriterium herangezogen wird. Wird die Gleichmaßdehnung älterer Spannstähle benötigt, kann diese aus der Spannungs-Dehnungslinie in der Zulassung grafisch bestimmt werden.

(7) Abweichend von dem Hinweis in DIN 1045:1972-01 soll die Umrechnung der damals üblichen Einheit *Kilopond* [kp] in die heute verwendete Einheit *Newton* [N] für die Kennwerte des Spannstahls nicht mit einem Faktor von 10,0 m/s², sondern mit dem genaueren Wert von 9,81 m/s² erfolgen (1 kp = 9,81 N). Die Tabellen 11.5 bis 11.7 geben einen informativen Überblick über die wichtigsten in Deutschland (inkl. der ehemaligen DDR) zugelassenen Spannstähle. Bei der Nachrechnung sind jedoch stets die Zulassungen des verwendeten Spannstahls und des angewendeten Spannverfahrens zu beschaffen und zugrunde zu legen.

Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken

Tabelle 11.5 Verzeichnis der allgemein baupolizeilich zugelassenen Spannstähle und Spanndrahtlitzen (Stand 1960)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Spannstahl		Querschnittsangaben	Streckgrenze β_s bzw. $\beta_{0,2}$	Bruchfestigkeit σ_{Br}	Elastizitätsgrenze $\beta_{0,01}$	Bruchdehnung δ_{10}	technische Kriechgrenze	Elastizitätsmodul E_s	Hersteller	
Art	Bezeichnung	mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	%	N/mm ²	N/mm ²		
Warmgewalzt	St 55/85	rund; Ø 10-20	540	830	490	10	490	2,05·10 ⁵	Hüttenwerk Rheinhausen SIGMA- Spannstahl	
	St 60/90	rund; Ø 13-32	590	880	540	8	540			
	St 70/105	rund; Ø 8-12	685	1030	620		590			
Gereckt Angelassen	St 80/105	rund; Ø 15-32	780	1030	685	7	635			
Vergütet	St 125/140	rund; Ø 10-13	1225	1370	980		6	930		2,0·10 ⁵
	St 135/150	rund; Ø 7-9,5	1320	1470	1080	980				
	St 145/160	rund; Ø 5,2-6,0	1420	1570	1175	1080				
	St 145/160 ¹⁾	oval, mit u. ohne Rippen 3,0x8,0; Fe = 20 mm ² 4,2x9,0; Fe = 30 mm ² 4,3x10,0; Fe = 35 mm ² 4,5x11,0; Fe = 40 mm ²	1420	1570	1175	5	1080			
Vergütet	St 135/150	rechteckig, mit u. ohne Rippen 5,3x10,5; Fe = 50 mm ² 5,9x11,5; Fe = 60 mm ²	1320	1470	1225	5	1080	2,05·10 ⁵		Felten & Guil- leume Neptun- Spannstahl
	St 145/160 ¹⁾	rechteckig, mit u. ohne Rippen 3,0x6,7; Fe = 20 mm ² 3,8x7,6; Fe = 25 mm ² 4,0x8,4; Fe = 30 mm ² 4,7x9,5; Fe = 40 mm ²	1420	1570	1275					

Tabelle 11.5 (Fortsetzung 1) Verzeichnis der allgemein baupolizeilich zugelassenen Spannstähle und Spanndrahtlitzen (Stand 1960)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Spannstahl		Querschnittsangaben	Streckgrenze β_s bzw. $\beta_{0,2}$	Bruchfestigkeit σ_{Br}	Elastizitätsgrenze $\beta_{0,01}$	Bruchdehnung δ_{10}	technische Kriechgrenze	Elastizitätsmodul E_s	Hersteller
Art	Bezeichnung	mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	%	N/mm ²	N/mm ²	
Kaltgezogen	St 140/160	rund; Ø 4-12	1370	1570	1125	6	980	$2,05 \cdot 10^5$	Felten & Guilleaume
	St 150/170	rund; Ø 3-7,5	1470	1665	1175		1030		
	St 160/180	rund; Ø 3-4,9	1570	1765	1470		1080		
	St 150/170	rund, geriffelt; Ø 3-7,5	1470	1665	1175		980	$2,0 \cdot 10^5$	
Litze	St 140/180	2 Drähte; Draht-Ø 2-4	1370	1765	880		k.A.	$1,77 \cdot 10^5$	
	St 160/180	7 Drähte verseilt; Draht-Ø 2-4	1570	1765	1125		1080	1,95	

Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken

Tabelle 11.5 (Fortsetzung 2) Verzeichnis der allgemein baupolizeilich zugelassenen Spannstähle und Spanndrahtlitzen (Stand 1960)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Spannstahl		Querschnittsangaben	Streckgrenze β_s bzw. $\beta_{0,2}$	Bruchfestigkeit σ_{Br}	Elastizitätsgrenze $\beta_{0,01}$	Bruchdehnung δ_{10}	technische Kriechgrenze	Elastizitätsmodul E_s	Hersteller
Art		Bezeichnung	mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	%	N/mm ²	N/mm ²
Kaltgezogen	St 140/160	rund; Ø 4-10	1370	1570	1125	6	980	$2,0 \cdot 10^5$	Westfälische Drahtindustrie Hamm (Westf.) Zeus-Spannstahl
	St 150/170	rund; Ø 4-7,5	1470	1665	1225		1030		
	St 160/180	rund; Ø 3-4,9	1570	1765	1325		1080		
	St 150/170	rund, profiliert; Ø 3-7,5	1470	1665	1125		980		
	St 160/180	rund, profiliert; Ø 3-4,9	1570	1765	1225		1080		
Litze	St 160/180	7 Drähte verseilt Draht-Ø 2-4	1570	1765	1125	6	1080	$1,95 \cdot 10^5$	Westfälische Drahtindustrie Hamm (Westf.)
	St 120/160	2 oder 3 Drähte Draht-Ø 2-3	1175	1570	590-685	6	k.A.	$1,77 \cdot 10^5$	Westfälische Drahtindustrie Hamm (Westf.) Zeus-Spanndrahtlitze
	St 140/180		1370	1765					
Kaltgezogen	St 140/160	rund; Ø 4-10	1370	1570	1125	8	980	$2,05 \cdot 10^5$	Westfälische Union Hamm (Westfalen)
	St 150/170	rund; Ø 3-7,5	1470	1665	1175		1030		
	St 160/180	rund; Ø 3-4,9	1570	1765	1225		1080		
	St 180/200	rund; Ø 1,5-3	1765	1960	1325		1175		
Litze	St 160/180	7 Drähte verseilt Draht-Ø 3-4	1570	1765	1125	6	1080	$1,95 \cdot 10^5$	

1) Diese Stähle gelten als spannungsrissskorrosionsgefährdet. Bauwerke, die unter Verwendung dieser Stähle erstellt wurden, bedürfen einer gesonderten Betrachtung gemäß Abschnitt 12.8.

Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken

Tabelle 11.6 Verzeichnis der wichtigsten in Deutschland zugelassenen Spannstähle (Stand 1980)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Spannstahl		Querschnittsangaben	Streckgrenze β_s bzw. $\beta_{0,2}$	Bruchfestigkeit σ_{Br}	Elastizitätsgrenze $\beta_{0,01}$	Bruchdehnung δ_{10}	technische Kriechgrenze	Elastizitätsmodul E_s	Hersteller
Art	Bezeichnung	mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	%	N/mm ²	N/mm ²	
Warmgewalzt Gereckt Angelassen	St 835/1030	rund, glatt; Ø 26; 32; 36	835	1030	735	7	k.A.	$2,05 \cdot 10^5$	k.A.
		rund, Gewinderippen Ø 26,5; 32; 36							
	St 1080/1230	rund, glatt; Ø 26; 32; 36	1080	1230	950				
		rund, Gewinderippen Ø 26,5; 32; 36							
Vergütet	St 1325/1470	rund, Gewinderippen Ø 16	1325	1470	1175	6			
Vergütet	St 1420/1570	rund, glatt Ø 6; 7; 8; 10; 12,2; 14	1420	1570	1220				
		rund, gerippt Ø 6,2; 7,2; 8; 10; 12; 14							
		flach, gerippt 4,5x10; Fe = 40 mm ² 5,4x11; Fe = 50 mm ² 7,9x15,5; Fe = 114 mm ²							
Kaltgezogen	St 1375/1570	rund, glatt Ø 8; 9; 10; 12,2	1375	1570	1130				

Tabelle 11.6 (Fortsetzung) Verzeichnis der wichtigsten in Deutschland zugelassenen Spannstähle (Stand 1980)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Spannstahl		Querschnittsangaben	Streckgrenze β_s bzw. $\beta_{0,2}$	Bruchfestigkeit σ_{Br}	Elastizitätsgrenze $\beta_{0,01}$	Bruchdehnung δ_{10}	technische Kriechgrenze	Elastizitätsmodul E_s	Hersteller
Art	Bezeichnung	mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	%	N/mm ²	N/mm ²	
Kaltgezogen Angelassen	St 1470/1670	rund, glatt Ø 6; 6,5; 7; 7,5	1470	1670	1225	6	k.A.	$2,05 \cdot 10^5$	k.A.
		rund, profiliert Ø 5,5; 6; 6,5; 7; 7,5			1200				
	St 1570/1770	rund, glatt; Ø 5; 5,5	1570	1770	1325				
		rund, profiliert; Ø 5			1300				
Litzen Kaltgezogen Angelassen	St 1570/1770	7 Drähte verlitzt	1570	1770	1150	6		$1,95 \cdot 10^5$	
					1350				

Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken

Tabelle 11.7 Verzeichnis der wichtigsten Spannstähle aus der Produktion der ehemaligen DDR

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Spannstahl		Querschnittsangaben	Streckgrenze β_s bzw. $\beta_{0,2}$	Bruchfestigkeit σ_{Br}	Elastizitätsgrenze $\beta_{0,01}$	Bruchdehnung δ_{10}	technische Kriechgrenze	Elastizitätsmodul E_s	Hersteller
Art	Bezeichnung	mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	%	N/mm ²	N/mm ²	
Öschluss- vergütet	St 140/160 ¹⁾	oval gerippt 10,4x4,2 Fe = 35 mm ²	1370	1570	1180	7	1080	2,05·10 ⁵	VEB Industrie- federnfabrik, Zweigbetrieb Drahtwerk Finsterwalde
Warmgewalzt	St 60/90	rund, Ø 19-22, 24-28; 30; 32 mm	590	880	490	8	490	2,05·10 ⁵	VEB Stahl- und Walzwerk „Wilhelm Flo- rin“, Hennigsdorf <i>auch bezeich- net als</i> VEB Qualitäts- und Edelstahl- Kombinat, Hennigsdorf
Öschluss- vergütet bis ca. 1980	St 140/160 ¹⁾	oval gerippt 9,0x4,2 Fe = 30 mm ²	1370	1570	1180	6	1080		
		oval gerippt 10,4x4,2 Fe = 35 mm ²	1370	1570	1180	6	1080		
		oval gerippt 11,0x4,8 Fe = 40 mm ²	1370	1570	1180	6	1080		
		oval gerippt 12,0x5,5 Fe = 50 mm ²	1370	1570	1180	6	1080		
Hochtempe- ratur-Thermo- Mechanisch Behandelt (HTMB) ab ca. 1981	St 140/160 ¹⁾	oval gerippt 9,0x4,2 Fe = 30 mm ²	1370	1570	1180	5-6	1080		
		oval gerippt 10,4x4,2 Fe = 35 mm ²	1370	1570	1180	5-6	1080		
		oval gerippt 11,0x4,8 Fe = 40 mm ²	1370	1570	1180	5-6	1080		
		oval gerippt 12,0x5,5 Fe = 50 mm ²	1370	1570	1180	5-6	1080		

1) Diese Stähle gelten als spannungsrisskorrosionsgefährdet. Bauwerke, die unter Verwendung dieser Stähle erstellt wurden, bedürfen einer gesonderten Betrachtung gemäß Abschnitt 12.8.

11.5 Rechenwerte für Baustahl, Verbindungs- und Verbundmittel

- (1) Wenn keine anderen Angaben zu den charakteristischen Werten der verwendeten Werkstoffe vorliegen, dürfen für Bauwerke, die bis zum Jahr 2000 errichtet worden sind, die in der Tabelle 11.9 angegebenen Werte als charakteristische Materialkennwerte verwendet werden. Für Bauwerke die nach dem Jahr 2000 errichtet worden sind, gelten die Materialkennwerte nach DIN-Fachbericht 103.

Anmerkung: Von 1850 bis 1895 wurde überwiegend Schweiß Eisen verwendet. Bei diesem Werkstoff (Puddeleisen, Schmiedeeisen) handelt es sich um einen im teigigen Zustand gewonnenen Stahl, dessen Festigkeitswerte starken Streuungen unterworfen sind und in Längs- Quer- und Dickenrichtung stark voneinander abweichen können. Die in Tabelle 11.9 angegebenen Werte gelten nur für die Längsrichtung. Ab etwa 1890 wurde Flusseisen eingesetzt. Flusseisen wurde im Brückenbau bis etwa 1940 verwendet. Im Unterschied zum Schweiß Eisen wird Flusseisen im flüssigen Zustand gewonnen. Ab 1925 wurde neben Flusseisen auch Flusstahl verbaut.

11.6 Rechenwerte für Verbindungsmittel im Stahlbau

- (1) Für geschraubte Verbindungen gilt DIN-Fachbericht 103, II-3.3.2 und II-6.5. Es dürfen in Abhängigkeit von der Festigkeitsklasse die charakteristischen Werte der Streckgrenze und der Zugfestigkeit nach DIN-Fachbericht 103, Tabelle II-3.3.a verwendet werden.
- (2) Nietverbindungen sind in die Kategorie A nach DIN-Fachbericht 103, II-6.5.3 einzustufen. Für Niete gelten die charakteristischen Werte der Festigkeit nach Tabelle 11.8 unter Berücksichtigung der Zuordnungen zu den Grundwerkstoffen.

Anmerkung: Bauteilen aus St 52 ist ein Nietwerkstoff St 44 und Bauteilen aus St 37 ein Nietwerkstoff St 34 zugeordnet. Mit der Einführung der DIN 1073:1974-07 wurde für Bauteile aus St 37 ein Nietwerkstoff St 36 gefordert. Es wird eine experimentelle Prüfung der Zugfestigkeit des Nietwerkstoffs empfohlen.

Tabelle 11.8 Nietwerkstoffe und Zuordnung zu den Grundwerkstoffen

1	2		3
Grundwerkstoff	St 37		St 52
Nietwerkstoff	St 34 bis 1974	USt 36 ab 1974	RSt 44
Streckgrenze $f_{y,r,k}$ [N/mm ²]	205		250
Zugfestigkeit $f_{u,r,k}$ [N/mm ²]	330		440

Tabelle 11.9 Werkstoffkennwerte für Baustahl

1	2	3	4	5	6
Stahlgüte	Materialdicke max. t	Streckgrenze f_{yk}	Zugfestigkeit f_{uk}	Elastizitätsmodul E	Schubmodul G
	mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Schweißeisen und Flusseisen vor 1900		220	320	200.000	77.000
Flusseisen nach 1900 und Flusstahl		235	335	210.000	81.000
Baustahl St 37 Flusstahl St 37	$t \leq 30$	235	340	210.000	81.000
	$30 < t \leq 60$	215			
Baustahl St 48	$t \leq 30$	312	480		
Baustahl St 52	$t \leq 30$	355	490		
	$30 < t \leq 60$	335			
Baustahl St 37 ab DIN 17100 (1980)	$t \leq 40$	240	360		
	$40 < t \leq 80$	215			
Baustahl St 52 ab DIN 17100 (1980)	$t \leq 40$	355	510		
	$40 < t \leq 80$	335	470		

11.7 Rechenwerte für Verbundmittel im Stahlverbundbau

- (1) Für Kopfbolzendübel gelten die Regelungen nach DIN-Fachbericht 104. Der charakteristische Wert der Streckgrenze darf bei Bauwerken, die vor 1980 errichtet wurden, maximal mit $f_{yk} = 350 \text{ N/mm}^2$ und der charakteristische Wert der Zugfestigkeit maximal mit $f_{uk} = 450 \text{ N/mm}^2$ in Rechnung gestellt werden.
- (2) Für Bolzendübel und Verankerungsdübel nach Abschnitt 11.5 gelten bezüglich der charakteristischen Werkstoffkennwerte die Regelungen nach Absatz (1).
- (3) Für Blockdübel mit Schlaufenankern gelten für die aus Baustahl hergestellten Dübel die Werte nach Abschnitt 11.5 und für Schlaufenanker aus Betonstahl die Werte nach Abschnitt 11.3.

11.8 Hertz'sche Pressung und Lagerbauteile

- (1) Für Lagerbauteile gelten die Regelungen der Normenreihe DIN EN 1337. Für Festhaltekonstruktionen mit Gleitpaarungen Stahl - Stahl gilt DIN 4141-13:2010.
- (2) Die charakteristischen Werte zur Berechnung des Grenzdrucks σ_{Hk} nach *Hertz* sind Tabelle 11.10 zu entnehmen. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_M ist unabhängig vom Material und der Nachweisform mit $\gamma_M = 1,4$ anzunehmen. Bei beweglichen Lagern mit mehr als zwei Rollen sind die Werte für den Grenzdruck σ_{Hk} nach *Hertz* auf 85% zu ermäßigen.

Tabelle 11.10 Charakteristische Werte der *Hertz'schen* Pressung σ_{Hk} und der Grenzspannungen σ_{Rk} für Lagerbauteile

1	2	3	4	5
Werkstoff	Hertz'sche Pressung	Grenzspannungen für		
		Druck	Biegedruck	Biegezug
	σ_{Hk}	σ_{Rk}	σ_{Rk}	σ_{Rk}
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
GG 14 (GE 14.91, GE 15.90)	750	150	135	67,5
GG 18 (GE 18.91)	900	180	165	82,8
GG 22 (GE 22.91)	1.050	210	195	97,5
GS 52	1.250	270	270	270
C35N (t ≤ 16 mm)	1.200	300	300	300
C35N (16 < t ≤ 80 mm)	1.200	270	270	270
St 37	950	Werte f_{yk} nach Tabelle 11.9		
St 52	1.250			

11.9 Rechenwerte für Mauerwerk

- (1) Mauerwerk wird im Wesentlichen durch folgende mechanischen Materialkennwerte beschrieben: Dichte, Druck- und Zugfestigkeit, Schubfestigkeit, Elastizitätsmodul, Querdehnzahl und Temperaturexpansionskoeffizient. Sie hängen neben dem Material von der Art des Mauerwerks und seines Verbandes ab.

Sofern keine genaueren Materialkennwerte zu den verwendeten Steinen und Mörteln aus Materialuntersuchungen am Objekt bekannt sind, können diese auf der Grundlage von Erfahrungswerten und auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt werden. Anderenfalls sind spezifische Materialuntersuchungen durchzuführen und diese zu Grunde zu legen.

- (2) Es wird zwischen Mauerwerk aus künstlichen Steinen und Natursteinmauerwerk unterschieden. Die Dichten des Mauerwerks innerhalb der Gesteinsarten und der Mörtelarten schwanken nur wenig. Daher kann die Dichte des Mauerwerks unter Berücksichtigung der Volumenanteile von Stein und Mörtel gemäß Tabelle 11.11 und Tabelle 11.12 abgeschätzt werden.

- (3) Die Druckfestigkeit von Mauerwerk aus künstlichen Steinen wird im Wesentlichen durch die Querdehnungsdiskrepanz zwischen Mörtelfuge und Mauerstein bestimmt. Solange der Mörtel weicher als der Stein ist, fällt die Druckfestigkeit des Mauerwerks umso geringer aus, je stärker sich die Querdehnzahlen von Mauerstein und Lagerfugenmörtel unterscheiden und je dicker die Lagerfugen sind. Folglich haben sowohl die mechanischen Eigenschaften von Stein und Mörtel, aber auch die Ausführungsqualität einen bedeutsamen Einfluss auf die Mauerwerkdruckfestigkeit.

Hinsichtlich der Mauerwerksdruckfestigkeit kann auf die DIN 1053-100:2007-09 unter Beachtung der konstruktiven Regeln nach DIN 1053-1:1996-11 zurückgegriffen werden. Mit Einstufung der Mörtelfestigkeit nach Tabelle 11.12 und der vorzufindenden Mauerwerksart kann so die Mauerwerksdruckfestigkeit als 5%-Quantilwerten bestimmt werden. Nicht erfasst in den Werten sind der Dauerstandseinfluss und der Einfluss der Schlankheit, welche in der Bemessung direkt berücksichtigt werden müssen.

- (4) Die charakteristische Druckfestigkeit f_k von einschaligem Natursteinmauerwerk ergibt sich aus der Güte des Natursteinmauerwerks, der Steinfestigkeit und der verwendeten Mörtelart. Die charakteristische Druckfestigkeit von Natursteinen, die für tragende Bauteile eingesetzt sind, muss dabei Mindestwerte einhalten, um in der Tragfähigkeitsbemessung ein Steinversagen sicher ausschließen zu können.

Je nach Klassifizierung des Natursteinmauerwerks in vier Güteklassen N1 bis N4 gibt DIN 1053-100 Werte für die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit f_k an. Nicht erfasst in den Werten sind der Dauerstandseinfluss und der Einfluss der Schlankheit, welche in der Bemessung direkt berücksichtigt werden müssen.

Tabelle 11.11 Mittelwerte der Rohdichte, Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul von Steinen

1	2	3	4
Steinart	Rohdichte	Druckfestigkeit	E-Modul
	kg/dm ³	N/mm ²	kN/mm ²
Basalt, Malaphyr	2,7 ... 3,2	250 ... 400	40 ... 120
Diorit, Gabbro, Dolerit	2,8 ... 3,1	170 ... 300	50 ... 90
Diabas	2,8 ... 2,9	180 ... 250	55 ... 70
Granit	2,5 ... 2,8	160 ... 300	10 ... 100
Syenit	2,5 ... 3,0	160 ... 300	10 ... 100
Porphyr, Porphyrit, Andesit	2,0 ... 2,8	20 ... 490	10 ... 140
Basaltlava	2,2 ... 2,5	80 ... 150	20 ... 40
Quarzporphyr (Rhyolith)	2,5 ... 2,8	180 ... 300	
Quarz, Quarzit, Grauwacke	2,6 ... 2,7	150 ... 300	40 ... 130
Quarzitische Sandsteine	2,6 ... 2,7	120 ... 200	30 ... 60
Sonstige Quarzsandsteine	2,0 ... 2,6	30 ... 180	6 ... 50
Dichte Kalksteine, Dolomite	2,6 ... 2,9	80 ... 180	20 ... 100
Sonstige Kalksteine, -konglomerate	1,7 ... 2,6	20 ... 90	7 ... 25
Travertin	2,4 ... 2,5	20 ... 60	4 ... 20
Vulkanische Tuffsteine	1,8 ... 2,0	5 ... 25	6 ... 40
Gneis, Granulit	2,3 ... 3,0	160 ... 280	10 ... 80
Amphibolit	2,7 ... 3,1	170 ... 280	50 ... 80
Serpentinit	2,6 ... 2,9	140 ... 250	40 ... 70
Tonschiefer	2,6 ... 2,8	60 ... 170	15 ... 50
Mauerziegel, weich	1,7 ... 1,9	4 ... 8	1 ... 5
Mauerziegel, mittelhart	1,9 ... 2,1	8 ... 15	5 ... 10
Mauerziegel, hart	2,0 ... 2,2	15 ... 30	10 ... 15
Klinker	2,1 ... 2,3	30 ... 50	15 ... 20

Tabelle 11.12 Mittelwerte der Rohdichte, Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul von Fugenmörteln

1	2	3	4
Mörtelart	Rohdichte	Druckfestigkeit	E-Modul
	kN/m ³	N/mm ²	kN/mm ²
Kalkmörtel	15 ... 17	0,2 ... 0,5	0,4 ... 1,0
Kalktrassmörtel	17 ... 19	0,5 ... 2	1,0 ... 2,0
Kalkzementmörtel	18 ... 20	2 ... 8	2,0 ... 6,0
Zementmörtel	20 ... 22	8 ... 20	6,0 ... 10

- (5) Die charakteristischen Zug- und Biegezugfestigkeiten f_{x1} und f_{x2} sowohl von Mauerwerk aus künstlichen Steinen als auch von Natursteinmauerwerk sind in DIN 1053-100 geregelt.

- (6) Die charakteristischen Schubfestigkeiten f_{vk} sowohl von Mauerwerk aus künstlichen Steinen als auch von Natursteinmauerwerk sind in DIN 1053-100 geregelt.
- (7) Die Verformungskennwerte für Mauerwerk, z.B. Elastizitätsmodul, Kriech- und Schwindbeiwerte, können stark streuen. Neben den Baustoffeigenschaften von Stein und Mörtel sowie den Erhärtungsbedingungen spielt auch die Ausführungsqualität des Mauerwerks und sein Zustand eine entscheidende Rolle.

Vereinfacht kann der Elastizitätsmodul von Mauerwerk gemäß DIN 1053-100 in Relation zur Mauerwerkdruckfestigkeit ermittelt werden.

- (8) Die Querdehnzahl von Mauerwerk variiert mit der verbauten Stein- und Mörtelart, aber auch mit der Art des Mauerwerksverbands. Die Mauerwerksverbände für Natursteinmauerwerk sind in DIN 1053-1:1996-11 definiert. Richtwerte für die Querdehnzahl von Mauerwerk können Tabelle 11.13 entnommen werden.

Tabelle 11.13 Richtwerte für Querdehnzahlen von Mauerwerk

1	2
Mauerwerksart	Querdehnzahl
Mauerwerk aus festen Natursteinen <i>(Basalt, Diorit, Quarzit, quarzitischer Sandstein, dichter Kalkstein, fester Granit ...)</i>	
Quadermauerwerk	0,05
Schichtenmauerwerk	0,10
Bruchsteinmauerwerk	0,15
Mauerwerk aus mittelfesten Natursteinen <i>(weicher Granit, Syenit, Porphyrit, Basaltlava, Kalkstein, Amphibolit, Serpentin ...)</i>	
Quadermauerwerk	0,15
Schichtenmauerwerk	0,18
Bruchsteinmauerwerk	0,20
Mauerwerk aus weichen Natursteinen <i>(weicher Kalkstein, Kalksteinkonglomerat, weicher Sandstein, Tuffstein, Schiefer ...)</i>	
Quadermauerwerk	0,23
Schichtenmauerwerk	0,24
Bruchsteinmauerwerk	0,25
Mauerwerk aus künstlichen Mauersteinen	
Klinkermauerwerk	0,15
Ziegelmauerwerk	0,22

- (9) Als Wärmedehnzahlen von Mauerwerk dürfen die Werte der Tabelle 11.14 verwendet werden.

Tabelle 11.14 Anhaltswerte für Wärmedehnzahlen von Steinen

1	2	3
Steinart	Grenzwerte	Mittelwert
	$10^{-6} \cdot K^{-1}$	$10^{-6} \cdot K^{-1}$
Quarzite, Kieselschiefer	11,0 ... 12,5	11,8
Serpentinit	3 ... 8	5,5
Gneis	2 ... 7	4,5
Granit	3 ... 8	6
Syenit	5,5 ... 8,5	6,5
Diorit	2 ... 7	4
Gabbro	1 ... 5	3
Quarzporphyr (Rhyolith)	3 ... 8	6
Basalt	1 ... 5	3
Diabas	2 ... 5	3,5
Quarzitischer Sandstein	10,5 ... 12,0	11,8
Sonstiger Sandstein	10,0 ... 12,5	11,0
Dichter Kalkstein, Dolomit	3,5 ... 8,0	6,0
Travertin	4 ... 8	6,0
Ziegel	5,0 ... 6,0	5,5

12 Betonbrücken

12.1 Allgemeines

- (1) Grundlage für die Nachrechnung von Betonbrücken ist im Allgemeinen der DIN-Fachbericht 102.
- (2) Darüber hinaus enthält dieser Abschnitt der Nachrechnungsrichtlinie ergänzende Regelungen für die Anwendung von DIN-Fachbericht 102 bei der Beurteilung von Bestandsbauwerken.
- (3) Bei Tragwerken bzw. Bauteilen von Betonbrücken des Bestands können ihre Eigenschaften durch Untersuchungen und Messungen am Bauwerk sowie die Entnahme von Proben genauer bestimmt werden als in der Phase der Bemessung von Neubauten. Dies gilt insbesondere für die Eigenlasten und die Materialkennwerte der Baustoffe.
- (4) Bei den Tragwerken bzw. Bauteilen – insbesondere schlecht einsehbare Bauteile – sind jedoch auch ungünstige Einflüsse (Korrosion, Ermüdung, Verschleiß, Alterung etc.) in die Beurteilung mit einzubeziehen.
- (5) Für die Beurteilung der Tragsicherheit ist auch von Bedeutung, ob das Versagen duktil oder spröde erfolgt.

12.2 Schnittgrößenermittlung

12.2.1 Allgemeines

- (1) Für die Nachweise der Stufe 1 sind die Schnittgrößen nach DIN-Fachbericht 102 zu ermitteln.
- (2) Der Schnittgrößenermittlung für die Nachweise in den Stufen 2 und 3 dürfen darüber hinaus die Angaben in den Abschnitten 12.2.2 und 12.2.3 zu Grunde gelegt werden.
- (3) Für die Stufe 4 sind gesonderte Regelungen erforderlich.

12.2.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT)

- (1) Die Schnittgrößen sind i.d.R. mit linear-elastischen Verfahren ggf. mit begrenzter Umlagerung nach DIN-Fachbericht 102 zu ermitteln.
- (2) Eine Abminderung der Zwangsschnittgrößen (Biege- und Torsionsmomente, Querkräfte) in Überbauten, die nach linear-elastischer Berechnung im Zustand I ermittelt wurden, darf entsprechend den nachfolgenden Angaben vorgenommen werden. Voraussetzung für die Abminderung bei Spannbetontragwerken ist ein ausreichender Verbund der Spannglieder

a) Temperaturänderung

Die linear-elastisch ermittelten Zwangsschnittgrößen (Biege- und Torsionsmomente, Querkräfte) infolge der charakteristischen Temperatureinwirkungen ΔT_M und ΔT_N nach DIN-Fachbericht 101 auf der Grundlage der Steifigkeiten nach Zustand I dürfen bei Durchlaufträgern und üblichen³⁾ Rahmenbrücken infolge der Rissbildung im Beton ohne genaueren Nachweis auf 40% abgemindert werden.

Eine darüber hinausgehende Abminderung ist bei ausreichender Duktilität der linear-elastisch nach Zustand I ermittelten Zwangsschnittgrößen durch Ausnutzung der plastischen Verformungsfähigkeit möglich. Dafür muss das Verhältnis x/d in dem Querschnitt bestimmt werden, in dem unter der Systemtraglast das Versagen durch Erreichen der Grenzdehnung eintritt (i.d.R. Stützquerschnitt unter M_{Rd}).

Der Abminderungsfaktor η_u (Bild 12.1) zur Berücksichtigung des Steifigkeitsabfalls infolge Rissbildung und plastischer Verformungen darf vereinfacht wie folgt bestimmt werden

$$\eta_u = 0,4 \cdot \frac{x/d}{0,56} \leq 0,4 \quad (12.1)$$

Die Bemessung im GZT erfolgt dann für die mit η_u abgeminderten linear-elastisch nach Zustand I ermittelten Zwangsschnittgrößen.

³⁾ Bauwerke der Schwierigkeitsklasse 1 nach der Richtlinie für integrale Bauwerke.

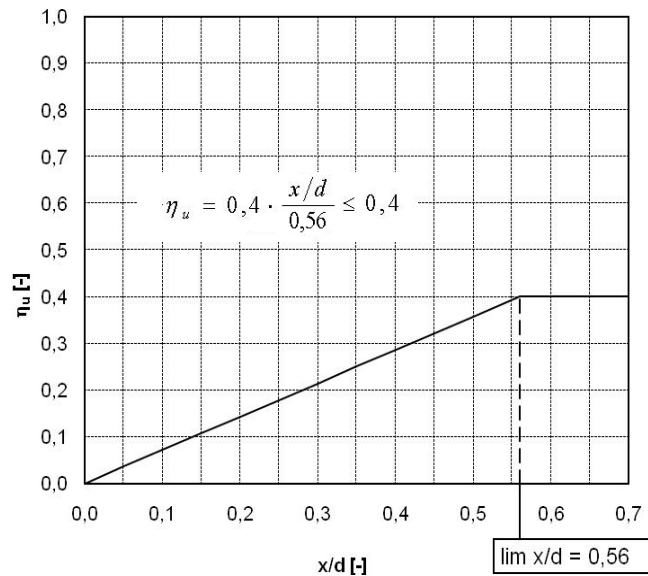


Bild 12.1 Abminderungsfaktor η_u für den Zwang bei Durchlaufträgern und üblichen Rahmen bis zum Erreichen der Systemtraglast (x/d : bezogene Druckzonenhöhe in den Stützquerschnitten unter M_{Rd} ; bei mehreren Stützquerschnitten gilt der größte Wert)

b) Stützensenkungen

Der Abbau der Zwangsschnittgrößen infolge unterschiedlicher Stützensenkungen durch Rissbildung darf analog der Zwangabminderung bei Temperaturänderung berücksichtigt werden.

Ohne genaueren Nachweis dürfen die Zwangsschnittgrößen pauschal auf 40% infolge Rissbildung abgemindert werden.

Ein Abbau der Zwangsschnittgrößen infolge Kriechen des Betons darf zusätzlich berücksichtigt werden.

c) Anheben des Überbaus zum Lagerwechsel

Für das Anheben des Überbaus zum Lagerwechsel darf davon ausgegangen werden, dass dieses immer nur in einzelnen Achsen erfolgt. Die nach Zustand I ermittelten Zwangsschnittgrößen infolge Anhebens des Überbaus dürfen zur Berücksichtigung eines Steifigkeitsabfalls durch Rissbildung auf 60% abgemindert werden.

d) Schwinden

Bei der Ermittlung der Zwangsschnittgrößen ist der Mittelwert der Schwinddehnung nach DIN-Fachbericht 102 um den Faktor 1,35 zu vergrößern.

Der Zwangabbau durch Kriechen und Rissbildung darf berücksichtigt werden. Für die Einflüsse aus Rissbildung darf analog zu a) vorgegangen werden.

- (3) Bei einfeldrigen Stahlbetonrahmen entsprechend der Schwierigkeitsklasse 1 nach der Richtlinie für integrale Bauwerke brauchen Zwangsschnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit im Allgemeinen nicht berücksichtigt zu werden.
- (4) Alternativ zu den oben angeführten Näherungen dürfen in Stufe 4 bei überwiegender Biegebeanspruchung die Schnittgrößen nach dem nichtlinearen Verfahren (γ_R -Verfahren) auf der Grundlage der Mittelwerte der Baustofffestigkeiten und realitätsnaher Rechenmodelle ermittelt werden.

12.2.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

- (1) Für Spannbetonbrücken erfolgt die Ermittlung der Schnittgrößen aus direkten und indirekten Einwirkungen auf der Grundlage einer linear-elastischen Berechnung.
- (2) Für Stahlbetonbrücken darf darüber hinaus der Abbau der Zwangsschnittgrößen durch eine Rissbildung berücksichtigt werden, wenn ein entsprechender Nachweis geführt wird. Dies gilt auch für den Abbau der Zwangbeanspruchung durch Rissbildung für nicht vorgespannte Bauteile in Spannbetonbrücken.

12.3 Ergänzende Regelungen zum Sicherheitskonzept

12.3.1 Allgemeines

- (1) Es gelten die Aussagen des Abschnitts 10.2. Für die Nachweise in den Stufen 2 und 3 dürfen darüber hinaus modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte nach Abschnitt 12.3.2 und 12.3.3 angesetzt werden. Für die Stufe 4 sind gesonderte Regelungen erforderlich.

12.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite

(1) **Eigenlast**

Ist die Eigenlast durch repräsentative und ausreichende Messungen der Bauteildicken und Bestimmung der Wichten des bewehrten Betons unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bewehrungsgehalts genauer bekannt, dürfen die Schnittgrößen mit der so ermittelten Eigenlastverteilung bestimmt werden. Der Teilsicherheitsbeiwert für die ständigen Einwirkungen aus Eigenlast γ_G darf in diesem Fall wie folgt angesetzt werden

$$\gamma_G = 1,20 \quad \text{ständige Einwirkungen aus Eigenlasten} \quad (12.2)$$

Die Messwerte sind zu dokumentieren.

(2) **Einwirkungen aus Stützensenkung**

Die Bemessung im GZT erfolgt für die nach Abschnitt 12.2.2 ermittelten und abgeminderten Zwangsschnittgrößen infolge unterschiedlicher Stützensenkung, ggf.

auf Basis der gemessenen tatsächlichen Setzung, mit folgendem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,set}$

$$\gamma_{G,set} = 1,0 \quad \text{Stützensenkung} \quad (12.3)$$

(3) **Anheben des Überbaus zum Auswechseln von Lagern**

Die nach Zustand I ermittelten Zwangsschnittgrößen infolge Anhebens des Überbaus zum Auswechseln von Lagern dürfen nach Abschnitt 12.2.2 abgemindert werden. Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,Anh}$ ist wie folgt anzunehmen

$$\gamma_{G,Anh} = 1,0 \quad \text{Anheben des Überbaus zum Lagerwechsel} \quad (12.4)$$

(4) **Temperaturänderung**

Die Bemessung im GZT erfolgt für die nach Abschnitt 12.2.2 ermittelten und abgeminderten Zwangsschnittgrößen mit folgendem Teilsicherheitsbeiwert γ_Q und Kombinationsbeiwert ψ_0

$$\gamma_Q = 1,35 \quad \text{Temperatureinwirkungen} \quad (12.5)$$

$$\psi_0 = 0,8 \quad \text{Kombinationsbeiwert für die Temperatureinwirkung} \quad (12.6)$$

(5) **Zwang aus Schwinden**

Bei der Bemessung im GZT ist der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,cs}$ wie folgt anzunehmen

$$\gamma_{G,cs} = 1,0 \quad \text{Schwinden} \quad (12.7)$$

12.3.3 Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite

- (1) Für den Betonstahl darf abweichend von Abschnitt 10.2 der Teilsicherheitsbeiwert γ_s bei vorwiegender Biegebeanspruchung wie folgt angesetzt werden

unter Berücksichtigung von $\Delta d_s = \pm 2 \text{ cm}$ (12.8)

$$\gamma_s = 1,05$$

Das einzurechnende Differenzmaß Δd_s ist in Bezug auf den statisch wirksamen Hebelarm ungünstig wirkend anzunehmen.

- (2) Bei Stählen, die vor 1943 produziert und als Betonstahlbewehrung verwendet wurden, ist der Teilsicherheitsfaktor γ_s zusätzlich mit dem Faktor 1,1 zu multiplizieren

ren. Bei hochwertigen Betonstählen (St 52) und Betonformstählen mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung, die in den zuvor genannten Zeitraum fallen, ist dies nicht notwendig.

- (3) Für den Spannstahl darf abweichend von Abschnitt 10.2 der Teilsicherheitsbeiwert γ_s bei vorwiegender Biegebeanspruchung wie folgt angesetzt werden

$$\text{unter Berücksichtigung von } \Delta d_p = \pm 1 \text{ cm} \quad (12.9)$$
$$\gamma_s = 1,10$$

Das einzurechnende Differenzmaß Δd_p ist in Bezug auf den statisch wirksamen Hebelarm ungünstig wirkend anzunehmen.

12.4 Rechnerischer Nachweis der Tragfähigkeit

12.4.1 Allgemeines

- (1) Der rechnerische Nachweis der Tragfähigkeit bestehender Betonbrücken erfolgt, falls erforderlich, in mehreren Stufen nach Abschnitt 4.2. Dabei werden zusätzlich aus Untersuchungen am Bauwerk gewonnene Zusatzinformationen, verfeinerte Rechenmodelle und modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte als ergänzende Regelungen in die Nachrechnung einbezogen.

12.4.2 Stufe 1

- (1) Die Schnittgrößenermittlung und die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgen nach DIN-Fachbericht 102.

12.4.3 Stufe 2

12.4.3.1 Grundlagen

- (1) Die Einwirkungen sind zur Schnittgrößenermittlung entsprechend Abschnitt 10.3 zu berücksichtigen. Für den Nachweis der Tragwiderstände dürfen modifizierte Bemessungsmodelle (Abschnitte 12.4.3.3 und 12.4.3.4) angewendet werden.
- (2) Bei glatten Betonstählen und Betonformstählen ist deren von DIN-Fachbericht 102 abweichendes Verbundverhalten beim Nachweis der Endverankerung zu berücksichtigen. Als Bemessungswerte der Verbundspannung dürfen für glatte Stäbe bei guten Verbundbedingungen die Werte der Tabelle 12.1 verwendet werden; bei nur mäßigen Verbundbedingungen sind die Werte nach Tabelle 12.1 mit dem Faktor 0,7 zu multiplizieren.

Sofern eine nicht vorwiegend ruhende Belastung zu berücksichtigen ist, dürfen die Werte der Tabelle 12.1 generell nur mit ihrem 0,85-fachen Betrag in Rechnung gestellt werden; die Verbundbedingungen sind separat zu erfassen.

Die günstige Wirkung von Endhaken darf für die Verankerung berücksichtigt werden.

Tabelle 12.1 Bemessungswert der Verbundspannung glatter Stäbe f_{bd} bei guten Verbundbedingungen

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
f_{ck} [N/mm ²]	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{bd} [N/mm ²]	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7

Diese Werte ergeben sich mit $\gamma_c = 1,5$ aus folgender Formel

$$f_{bd} = 0,36 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{1}{\gamma_c}$$

12.4.3.2 Biegung mit Längskraft

- (1) Die Nachweise erfolgen nach DIN-Fachbericht 102, II-4.3.1.

12.4.3.3 Querkraft

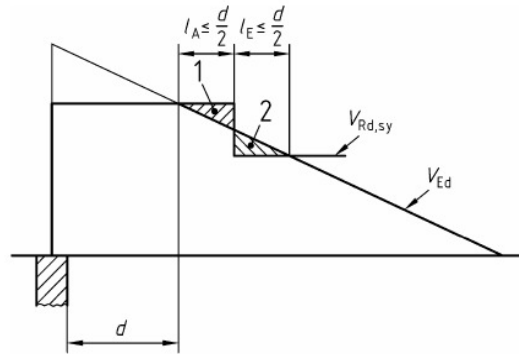
- (1) Die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft ist nach DIN-Fachbericht 102, II-4.3.2 durchzuführen.
- (2) Der Druckstrebenwinkel darf nach Gleichung (12.13) in Anlehnung an DIN 4227:1988 bis auf den dort angegebenen Grenzwert $\tan \theta = 0,4$ abgemindert werden

$$\frac{4}{7} \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \sigma_{cd} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,c} / V_{Ed}} \leq 2,5 \quad (12.10)$$

- (3) Bei Betonbrücken ohne Schrägrisse oder mit vorhandenen Schrägrissbreiten $w \leq 0,2$ mm (Spannbeton) bzw. $w \leq 0,3$ mm (Stahlbeton) und einer vorläufig eingeschränkten Nutzungsdauer von bis zu 20 Jahren (Nachweisklasse C) darf der Druckstrebenwinkel wie folgt angesetzt werden

$$\frac{4}{7} \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \sigma_{cd} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,c} / V_{Ed}} \leq 3,0 \quad (12.11)$$

- (4) Wird die Querkraftbewehrung für die Querkraftgrenzlinie aus den ungünstigen Verkehrslaststellungen entsprechend der Einflusslinien nachgewiesen, ist die Mindestbewehrung für Querkraft nach DIN-Fachbericht 102, II-5.4.2.2 nicht erforderlich.
- (5) Bei Betonbrücken darf die Deckung der erforderlichen Querkraftbewehrung entlang der Bauteillängsachse gemäß Bild 12.2 entsprechen. Die vorläufig eingeschränkte Nutzungsdauer beträgt in diesen Fällen 20 Jahre (Nachweisklasse C).



Legende

- 1 Auftragsfläche A_A
- 2 Einschnittsfläche A_E
- $A_E \leq A_A$

Bild 12.2 Zulässiges Einschneiden der Querkraftdeckungsline

- (6) Liegen die Spannglieder im überdrückten Bereich der Dehnungsebene nach Zustand II infolge des zum Bemessungswert der Querkraft zugehörigen Biegemomentes, darf für den inneren Hebelarm z bei der Querkraftbemessung der Wert aus der Biegebemessung für das maximale Moment im zugehörigen Querkraftbereich verwendet werden.
- (7) Liegen die Spannglieder im gezogenen Bereich der Dehnungsebene nach Zustand II (Bild 12.3), darf der innere Hebelarm z für die Querkraftbemessung vereinfachend wie folgt angesetzt werden, sofern kein genauere Nachweis erfolgt

$$z = \frac{F_{sd} \cdot z_s + \Delta F_{pd} \cdot z_p}{F_{sd} + \Delta F_{pd}} \quad (12.12)$$

Dabei sind

$$F_{sd} = A_s \cdot \sigma_{sd} \leq A_s \cdot f_{yd} \quad (12.13)$$

$$\Delta F_{pd} = A_p \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{pm,t}) \leq A_p \cdot (f_{p0,1d} - \sigma_{pm,t}) \quad (12.14)$$

Es ist nachzuweisen, dass unter Berücksichtigung des Versatzmaßes a_1 ausreichend Längsbewehrung (A_p , A_s) zur Aufnahme der Längszugkräfte infolge Biegung mit Querkraft vorhanden ist.

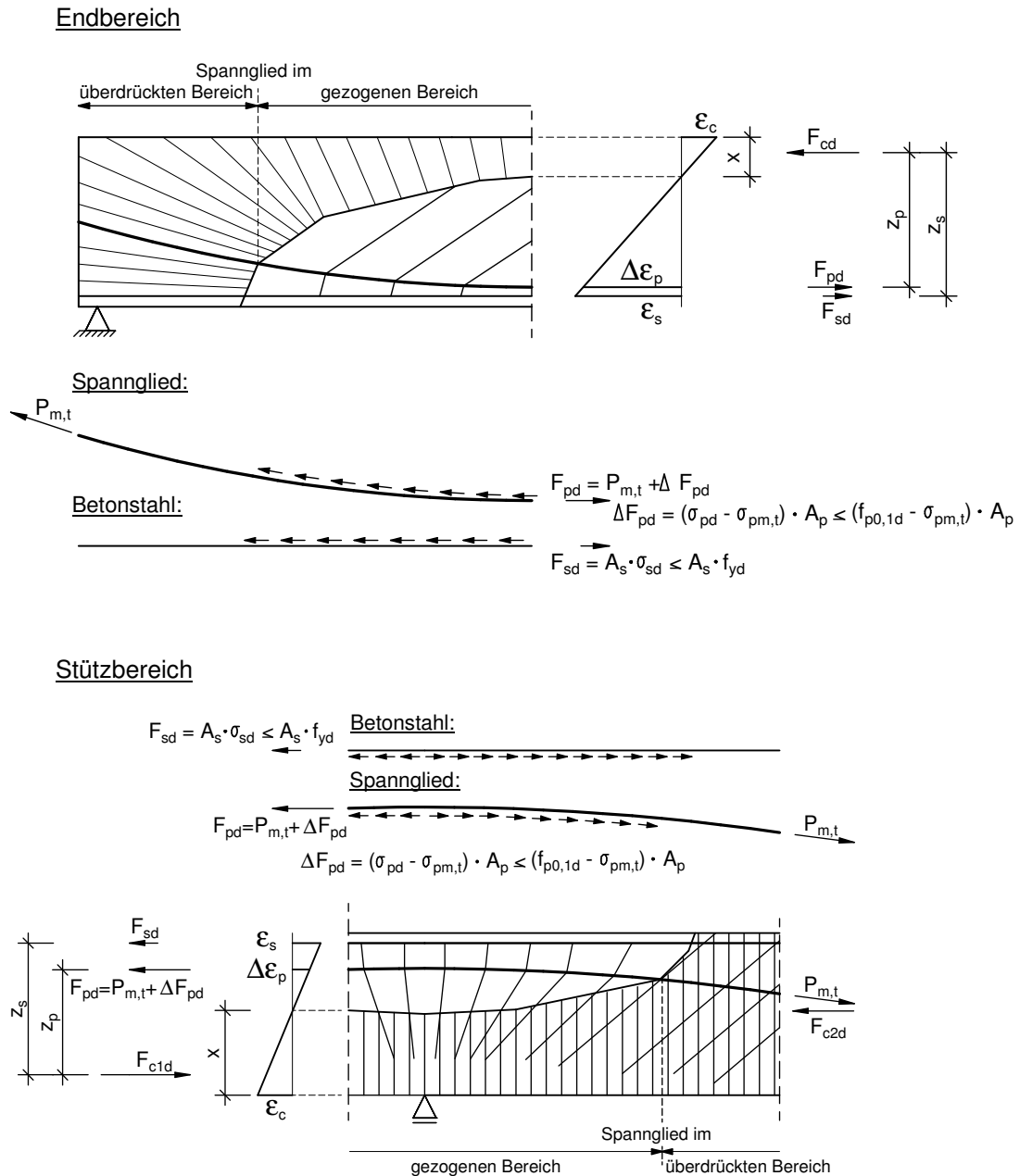


Bild 12.3 Ansatz eines gewichteten inneren Hebelarms z bei Spanngliedern im gezogenen Querschnittsbereich

12.4.3.4 Torsion

- (1) Die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Torsion ist nach DIN-Fachbericht 102, II-4.3.3 durchzuführen.
- (2) Der Druckstrebenwinkel darf für den getrennten Nachweis der Torsionsbügel- und Torsionslängsbewehrung auf einen unteren Grenzwert von 30° (entspricht $\cot \theta \leq 1,73$) abgemindert werden.

12.4.4 Stufe 3

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

12.4.5 Stufe 4

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

12.5 Rechnerischer Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

12.5.1 Allgemeines

- (1) Es gelten die Vorgaben des DIN-Fachberichts 102.
- (2) Verformungen und Schwingungen brauchen bei intakten Bauwerken im Allgemeinen nicht nachgewiesen zu werden.

12.5.2 Stufe 1

- (1) Die Schnittgrößenermittlung und die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfolgen nach DIN-Fachbericht 102.

12.5.3 Stufe 2

- (1) Die Nachweise der Spannungsbegrenzung und der Dekompression erfolgen entsprechend Abschnitt 12.5.2. Zur Erfassung einer möglichen Streuung der Vorspannung ist hierbei die charakteristische Vorspannkraft innerhalb der durch die Beiwerte $r_{inf} = 0,95$ und $r_{sup} = 1,0$ definierten Grenzen zu variieren.
- (2) Kann der Nachweis der Dekompression gemäß DIN-Fachbericht 102 unter der maßgebenden Einwirkungskombination nicht geführt werden, so darf der Nachweis ggf. unter Berücksichtigung der am Bauwerk festgestellten Betonfestigkeit unter Einhaltung der Betonzugfestigkeit $f_{ctk,0,05}$ am Querschnittsrand geführt werden.
- (3) Bei Kombination der Regelung der Absätze (1) und (2) beträgt die vorläufig eingeschränkte Nutzungsdauer des Bauwerks 20 Jahre (Nachweisklasse C).
- (4) Der Nachweis der Rissbreite wird – ohne die Forderungen nach einer Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite zu erheben – mit der planmäßig vorhandenen Bewehrung ggf. unter Ansatz der tatsächlichen, am Bauwerk festgestellten charakteristischen Betonfestigkeit für die maßgebende Einwirkungskombination gemäß DIN-Fachbericht 102, II-4.4.2.4 geführt.
- (5) Sofern der Betonstahl aus glattem Stabstahl besteht, ist nach Abschnitt 12.6 zu verfahren.

12.5.4 Stufe 3

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

12.5.5 Stufe 4

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

12.6 Qualitative Bewertung der Gebrauchstauglichkeit

- (1) Für die qualitative Bewertung der Gebrauchstauglichkeit ist das maßgebliche Kriterium das tatsächliche Rissverhalten des Bauteils. Nachweise zur Spannungsbegrenzung, Dekompression und Mindestbewehrung sind Hilfsmittel, die vor allem bei Erfüllung in der Planungs- und Ausführungsphase erwarten lassen, dass das fertiggestellte Bauwerk die festgelegten Bedingungen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit erfüllt.
- (2) Bei vorläufig eingeschränkter Nutzungsdauer der Bauwerke können verminderte Anforderungen an die zulässigen Grenzwerte der Rissbreiten und an den Nachweis der Dekompression gestellt werden.

Solange ein Bauteil aus Stahlbeton mit einer vorläufig eingeschränkten Nutzungsdauer von bis zu 20 Jahren Rissbreiten – am Bauwerk gemessen – von nicht mehr als etwa 0,3 mm aufweist, kann es ohne weitere Rissinjektion als ausreichend dauerhaft eingestuft werden (Nachweisklasse C).

Für Spannbetonteile gilt für festgestellte Risse, welche die Spannglieder kreuzen, der Grenzwert $w \leq 0,2$ mm (Nachweisklasse C). Die Risse dürfen zusätzlich nicht im unmittelbaren Spritzwasserbereich liegen.

- (3) Bei der Dokumentation und Bewertung von Rissen sind gemäß Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung der Bauwerksprüfung nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF) u.a. Bauwerkstemperatur und Witterungsbedingungen (Sonneneinstrahlung, Wind) zu berücksichtigen. Zusätzlich ist der Einfluss der Verkehrsbelastung zu erfassen. Die unter Absatz (2) genannten Rissbreiten sind als Rissöffnung an der Oberfläche unter quasi-ständiger Einwirkung zu verstehen.
- (4) Für die abschließende Bewertung ist der aktuelle Zustand des Bauwerks unter Berücksichtigung seines Alters und der vorläufig eingeschränkten Nutzungsdauer mit einzubeziehen.

12.7 Nachweis gegen Ermüdung

12.7.1 Allgemeines

- (1) Für Stahlbeton- und Spannbetonbrücken ist der Nachweis gegen Ermüdung nach DIN-Fachbericht 102 zu führen.
- (2) Bei Spannbetonbauwerken bis Baujahr 1981 ist eine Überprüfung der Ermüdungssicherheit insbesondere der Koppelfugenquerschnitte durchzuführen und zu bewerten, auch wenn kein ausgeprägtes Rissbild detektiert wird. Hierbei ist zu beachten, dass sich je nach äußeren Bedingungen insbesondere infolge von Tempe-

ratur Rissbilder ausprägen können, die nicht ohne weiteres eindeutig erkennbar sind. Sofern bei diesen Überbauten Trennrisse vorhanden sind, ist die Schadensbewertung für die Standsicherheit höher anzusetzen als bei Bauwerken mit Baujahr nach 1981. Durch die unterschiedliche Bewertung wird dem Umstand Rechnung getragen, dass die Ausführung von älteren Spannbetonüberbauten vor 1981 nach anderen Kriterien erfolgte.

12.7.2 Wöhlerlinien

- (1) Für Betonrippenstäbe dürfen die Wöhlerlinien nach DIN-Fachbericht 102 angewendet werden, sofern nicht andere Wöhlerlinien in einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung festgelegt sind. Bei Stahlbetonbrücken, die nur mit glattem Betonstahl bewehrt sind, dürfen ebenfalls die Wöhlerlinien nach DIN-Fachbericht 102 angewendet werden. Glatte Betonstahlbewehrung darf beim Nachweis gegen Ermüdung von Spannbetonbrücken nicht angesetzt werden.
- (2) Für einbetonierte Spannstähle dürfen die Wöhlerlinien nach DIN-Fachbericht 102 angewendet werden, sofern die frei schwingend ermittelte, $2 \cdot 10^6$ -mal ertragene Schwingbreite bei einer Oberspannung von 65% der Zugfestigkeit mindestens 185 MPa erreicht. Angaben zur Ermüdungsfestigkeit des nicht einbetonierten, frei schwingenden Spannstahls finden sich in den allgemeinen bauaufsichtlichen Spannstahlzulassungen.
- (3) Für einbetonierte Kopplungen und Verankerungen darf die Wöhlerlinie nach DIN-Fachbericht 102 angesetzt werden. Angaben zur Ermüdungsfestigkeit der nicht einbetonierten Kopplungen finden sich in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der Spannverfahren.

12.7.3 Stufe 1

- (1) Für Stahlbeton- und Spannbetonbrücken ist der Nachweis gegen Ermüdung auf der Grundlage der schädigungsäquivalenten Schwingbreiten für den Beton- und Spannstahl nach DIN-Fachbericht 102, II-4.3.7.5 zu führen.

12.7.4 Stufe 2

- (1) Der Nachweis gegen Ermüdung darf durch direkte Ermittlung der Schädigung D nach DIN-Fachbericht 102, II-4.3.7.5(104)P mit dem Ermüdungslastmodell 4 nach Abschnitt 10.1.4 geführt werden. Abweichend von der Grundkombination nach DIN-Fachbericht 102 darf die Schädigung nach Absatz (2) bis (5) ermittelt werden.
- (2) Für das Grundmoment sind die Schnittgrößen infolge ständig vorhandener Einwirkung (einschließlich des Mittelwertes des statisch unbestimmten Anteils aus Vorspannung und der wahrscheinlichen Setzung), der quasi-ständige Anteil der gleichmäßig verteilten Verkehrseinwirkung (UDL-Verkehrseinwirkung) in ungünstigster Anordnung sowie die Zwangsschnittgrößen infolge ΔT_M zu berücksichtigen. Die jährliche Schädigung D_{year} kann unter Berücksichtigung der Auftretenswahr-

scheinlichkeiten der einzelnen Temperaturunterschiede ΔT_M wie folgt bestimmt werden

$$D_{\text{year}} = N_{\text{obs}} \cdot \sum_{\Delta T = \min \Delta T}^{\max \Delta T} \left[\sum_{i=1}^5 p_i \cdot \lambda_{T,\Delta T} \cdot D_{\Delta T,i} \right] \quad (12.15)$$

Dabei sind

N_{obs} Anzahl der Lastkraftwagen je Jahr und je Fahrstreifen;

p_i Anteil des Standardfahrzeugs Typ i gemäß Ermüdungslastmodell ELM 4 ($i = 1$ bis 5) am Schwerverkehr N_{obs} im betrachteten Jahr;

$\lambda_{T,\Delta T}$ jährliche Auftretenswahrscheinlichkeit des Temperaturunterschieds ΔT nach Tabelle 12.2;

$D_{\Delta T,i}$ Schädigungsbeitrag bei der Überfahrt eines Standardfahrzeugs des Typ i bei gleichzeitiger Einwirkung des zugehörigen ΔT_M .

Tabelle 12.2 Auftretenswahrscheinlichkeit $\lambda_{T,\Delta T}$ für den Ermüdungsnachweis in Abhängigkeit der Querschnittsform

1	2	3	4
ΔT	$\lambda_{T,\Delta T}$		
[K]	[%]		
	Platte	Plattenbalken	Hohlkasten
-4	1	1	1
-3	2	2	2
-2	3	5	3
-1	7	10	8
0	11	15	13
1	15	18	17
2	15	15	17
3	11	10	14
4	9	8	10
5	8	6	7
6	7	4	4
7	5	3	3
8	3	2	1
9	2	1	-
10	1	-	-

- (3) Die in Tabelle 12.2 angegebenen Temperaturunterschiede gelten für Bauwerke mit einer Belagsdicke von 50 mm. Für andere Belagsdicken sind die negativen und positiven Werte der Temperaturunterschiede mit dem entsprechenden Faktor k_{sur} gemäß Tabelle 6.2 aus DIN-Fachbericht 101 zu multiplizieren. Die Auftretens-

wahrscheinlichkeiten $\lambda_{T,\Delta T}$ sind dann unverändert den modifizierten Temperaturunterschieden zuzuordnen.

- (4) Im Allgemeinen ist der statisch bestimmte Anteil der Vorspannung mit dem 0,9-fachen Mittelwert der Vorspannkraft P_{mt} zu berücksichtigen.
- (5) Bei Spanngliedkopplungen ist der statisch bestimmte Anteil der Vorspannung mit dem 0,75-fachen Mittelwert der Vorspannkraft P_{mt} zu berücksichtigen.
- (6) Für Koppelfugen von Brücken mit dem Ziellastniveau BK60/30, BK60 und BK30/30 darf der Nachweis gegen Ermüdung alternativ gemäß „Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten“ (Ausgabe 1998) geführt werden.

12.7.5 Stufe 3

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.
- (2) Bei der Beurteilung der Ermüdungsgefährdung insbesondere von Koppelfugenquerschnitten kann eine Kopplung von Messung und Rechnung zielführend sein, weil eine wesentliche Aufgabe die Ermittlung des vorhandenen Grundmomentes bzw. des Abstandes zwischen Grundmoment und Dekompressionsmoment ist. Insbesondere können Messungen, welche über einen längeren Zeitraum Änderungen der Grundbeanspruchung aus Temperatur erfassen, aussagekräftig sein. Siehe hierzu auch Abschnitt 12.8.

12.7.6 Stufe 4

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

12.8 Ankündigungsverhalten für Brücken

- (1) Bei Brücken, bei denen keine ausreichende Robustheitsbewehrung nachgewiesen werden kann, ist sicher zu stellen, dass kein spannungsrissskorrosionsgefährdeter Spannstahl eingebaut wurde. Diese Brücken dürfen höchstens der Nachweisklasse B zugeordnet werden.
- (2) Für Brücken, die einen gegenüber Spannungsrissskorrosion empfindlichen Spannstahl eingebaut haben, ist der Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens gemäß der „Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden“ (Ausgabe 2011) zu führen. Als vertikale Verkehrseinwirkung ist in diesen Fällen das der übrigen Nachrechnung zu Grunde gelegte Ziellastniveau anzusetzen. Die so nachgewiesenen Brücken dürfen höchstens der Nachweisklasse B zugeordnet werden.

13 Stahl- und Stahlverbundbrücken

13.1 Allgemeines

- (1) Grundlage für die Nachrechnung von Stahl- und Stahlverbundbrücken sind im Allgemeinen die DIN-Fachberichte 103 und 104.
- (2) Darüber hinaus enthält dieser Abschnitt der Nachrechnungsrichtlinie ergänzende Regelungen für die Anwendung der DIN-Fachberichte 103 und 104 bei der Beurteilung von Bestandsbauwerken sowie für erforderliche Verstärkungen von Bestandsbauwerken.

13.2 Schnittgrößenermittlung

- (1) Für die Schnittgrößenermittlung von Stahlbrücken in den Stufen 1 bis 3 gilt DIN-Fachbericht 103, II-5.2 und für die Schnittgrößenermittlung von Stahlverbundbrücken in den Stufen 1 bis 3 DIN-Fachbericht 104, II-4.2 und II-4.5.
- (2) Für die Stufe 4 sind gesonderte Regelungen erforderlich.
- (3) Die Zwangsschnittgrößen aus Kriechen und Schwinden dürfen bei Stahlverbundbrücken nach einer Plausibilitätskontrolle den geprüften Bestandsunterlagen entnommen werden.
- (4) Bei Stahlverbundbrücken mit Spanngliedvorspannung dürfen die in den geprüften Ausführungsunterlagen angegebenen Vorspannkräfte zu Grunde gelegt werden, wenn sich aus den Spannprotokollen und dem Brückenbuch keine abweichenden Angaben ergeben.

13.3 Ergänzende Regelungen zum Sicherheitskonzept

13.3.1 Allgemeines

- (1) Grundsätzlich gelten die Aussagen des Abschnitts 10.2. Für die Nachweise in den Stufen 2 und 3 dürfen modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte nach Abschnitt 13.3.2 und 13.3.3 angesetzt werden.

Für die Stufe 4 sind gesonderte Regelungen erforderlich.

13.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite

- (1) Für Stahl- und Stahlverbundbrücken gelten für die Eigenlasten der Stahlquerschnitte die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN-Fachbericht 101.
- (2) Für die Eigenlasten der Betonfahrbahnplatten von Stahlverbundbrücken ist der Teilsicherheitsbeiwert gemäß Abschnitt 12.3.2 zu berücksichtigen.

13.3.3 Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite

- (1) Wenn keine genaueren Untersuchungen durchgeführt werden, gelten für Stahlbauteile beim Nachweis der Tragsicherheit die in Tabelle 13.1 angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte γ_M .

Tabelle 13.1 Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

1	2	3	4	5	6
Stahlgüte	Ständige und vorübergehende Bemessungssituationen			Außergewöhnliche Bemessungssituationen	
	$\gamma_{M,0}$	$\gamma_{M,1}$	$\gamma_{M,2}$	$\gamma_{M,0}; \gamma_{M,1}$	$\gamma_{M,2}$
Schweißeisen und Flusseisen vor 1900	1,1	1,2	1,40	1,0	1,30
Flusseisen nach 1900 und Flussstahl	1,1	1,15	1,35	1,0	1,25
Baustahl St 37	1,0	1,1	1,25	1,0	1,15
Baustahl St 48	1,0	1,1	1,25	1,0	1,15
Baustahl St 52	1,0	1,1	1,25	1,0	1,15

- (2) Bei Stahlverbundbrücken dürfen für die Berechnung der Betonfahrbahnplatte die in Abschnitt 12.3.3 angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte zu Grunde gelegt werden.
- (3) Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis des Grenzzustandes der Ermüdung von Stahlbauteilen sind in Abschnitt 13.10 angegeben.
- (4) Die Teilsicherheitsbeiwerte für Verbundmittel sind in Abschnitt 13.6 geregelt.

13.4 Querschnittsklassifizierung und Querschnittswiderstände

- (1) Für die Klassifizierung der Querschnitte von Stahl- und Stahlverbundbrücken gelten die Regelungen nach DIN-Fachbericht 103, II-5.3 und DIN-Fachbericht 104, II-4.3.
- (2) Die Querschnittswiderstände von Stahl- und Stahlverbundquerschnitten sind nach DIN-Fachbericht 103, II-5.4 und DIN-Fachbericht 104, II-4.2 und II-4.4 zu ermitteln.
- (3) Bei Bauwerken aus Flussstahl und Schweißeisen ist in der Regel eine Einstufung in die Querschnittsklassen 1 und 2 und eine damit verbundene voll plastische Ausnutzung der Querschnitte nicht zulässig. Andernfalls ist durch Materialuntersuchungen eine ausreichende Rotationskapazität nachzuweisen.
- (4) Für Querschnitte der Klasse 4 sind die Tragfähigkeitsnachweise in der Regel nach DIN-Fachbericht 103, III-10 zu führen.

- (5) Beim Nachweis der Beulsicherheit von Brücken, die vor 1972 gebaut wurden, sind insbesondere der Nachweis gegen knickstabähnliches Verhalten nach DIN-Fachbericht 103, III-4.6 sowie die Anforderungen an Bauteile mit ausgesteiften Blechfeldern nach DIN-Fachbericht 103, III-9 zu überprüfen.

Beim Nachweis der Quersteifen nach DIN-Fachbericht 103, III-9.2 sind bei Kastenträgern mit äußeren Diagonalstreben gegebenenfalls auch die Normalkräfte in den Quersteifen beim Nachweis nach Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen.

- (6) Beim Nachweis der Beulsicherheit sind grundsätzlich die Toleranzanforderungen nach ZTV-ING, Teil 4 zu überprüfen. Ferner sind die Längssteifenstöße bezüglich einer symmetrischen Stoßausbildung und hinsichtlich der konstruktiven Ausbildung nach DIN 18800-3:2008 zu überprüfen.
- (7) Wenn beim Nachweis der Beulsicherheit die Torsionssteifigkeit von Hohlsteifen berücksichtigt wird, sind die Einflüsse aus der Profilverformung der Steifen zu erfassen.
- (8) Für die Stabilitätsnachweise von Stäben und Stabtragwerken gilt DIN-Fachbericht 103, II-5.5.
- (9) Für Stahlverbundstützen darf der Tragfähigkeitsnachweis nach DIN 18800-5:2007 geführt werden.

13.5 Verbindungsmittel, Schweißnähte und Anschlüsse

- (1) Für Verbindungsmittel, Schweißnähte und Anschlüsse gelten die Regelungen nach DIN-Fachbericht 103, II-5.6.
- (2) Nietverbindungen sind in die Kategorie A nach DIN-Fachbericht 103, I-6.5.3 einzustufen. Eine planmäßige Beanspruchung von Nietverbindungen auf Zug ist nicht zulässig. Es sind die folgenden Nachweise zu führen

- **Abschertragfähigkeit je Scherfuge**

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \leq 1,0 \quad (13.1)$$

$$F_{V,Rd} = \alpha_r \cdot \frac{f_{ur,k} \cdot A_o}{\gamma_{M,2}} \quad (13.2)$$

- **Lochleibung**

$$\frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (13.3)$$

$$F_{b,Rd} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot \frac{f_{u,k} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M,2}} \quad (13.4)$$

Dabei sind

- α_r Beiwert zur Berücksichtigung der Scherfestigkeit des Nietwerkstoffs; im Allgemeinen gilt $\alpha = 0,6$;
- A_o Schaftfläche des geschlagenen Nietes;
- $f_{u,r,k}$ Zugfestigkeit des Nietwerkstoffs nach Tabelle 11.8;
- k_1, α_b Beiwerte nach DIN-Fachbericht 103, Tabelle II-6.5.3;
- f_{uk} Zugfestigkeit des Grundwerkstoffs nach Tabelle 11.9.

13.6 Verbundsicherung und Verbundmittel

13.6.1 Allgemeines

- (1) Die Verbundsicherung von Verbundbrücken ist in Übereinstimmung mit DIN-Fachbericht 104, II-6 nachzuweisen.
- (2) Die nachfolgend geregelten Verbundmittel (Blockdübel und Schlaufenanker) sind als Verbundmittel mit nicht ausreichender Duktilität einzustufen. Beim Nachweis von konzentrierten Endschubkräften nach DIN-Fachbericht 104, II-6.2.3 sind abweichend von DIN-Fachbericht 104 für diese Verbundmittel auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Lasteinleitungslängen L_v die Werte nach DIN-Fachbericht 104, II-6.1.3(4) zu berücksichtigen.
- (3) Ein Einschneiden in die Schubkraftdeckungslinie gemäß DIN-Fachbericht 104, II-6.1.3(2) ist bei Verbundmitteln ohne ausreichende Duktilität nicht zulässig.
- (4) Bei Blockdübeln und Schlaufenankern nach den Abschnitten 13.6.3 und 13.6.4 darf auf einen Nachweis gegen Ermüdung verzichtet werden, wenn die Längsschubkraftbeanspruchungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht größer als der 0,6-fache Wert der Längsschubtragfähigkeit nach den Abschnitten 13.6.3 und 13.6.4 ist.

13.6.2 Kopfbolzendübel und Bolzendübel

- (1) Für die Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln gilt DIN-Fachbericht 104, II-6.3.2.
- (2) Die Abschertragfähigkeit von Bolzendübeln ergibt sich aus dem kleineren Wert von

$$P_{Rd} = \frac{0,7 \cdot f_{yk} \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_v} \quad (13.5)$$

$$P_{Rd} = \frac{0,20 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (13.6)$$

Dabei sind

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{für } 3 \leq h/d \leq 4 \\ 1 & \text{für } h/d > 4 \end{cases} \quad (13.7)$$

d der Nenndurchmesser des Dübelschaftes mit $16 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$;

f_{yk} die spezifizierte Streckgrenze des Bolzenmaterials, die jedoch höchstens mit 350 N/mm^2 in Rechnung gestellt werden darf;

f_{ck} der charakteristische Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach Abschnitt 11.2 dieser Richtlinie;

h der Nennwert der Höhe des Bolzendübels;

γ_v Teilsicherheitsbeiwert mit $\gamma_v = 1,25$.

Mindestens 10% der Dübel müssen als Verankerungsdübel entsprechend Bild 13.1 ausgeführt sein.

- (3) Bei Kopfbolzendübeln oder Bolzendübeln mit Wendeln darf keine Tragfähigkeitserhöhung durch die Wendel in Rechnung gestellt werden.

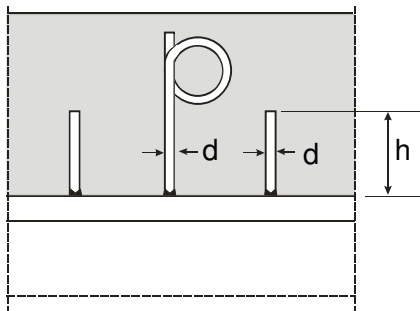


Bild 13.1 Bolzendübel

13.6.3 Blockdübel

- (1) Die Längsschubtragfähigkeit von Blockdübeln nach Bild 13.2 ergibt sich zu

$$P_{Rd} = \eta \cdot A_{D,0} \cdot f_{ck} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (13.8)$$

Dabei sind

$A_{D,0}$ die rechnerische Lasteinleitungsfläche nach Bild 13.2;

- A_D die rechnerische Verteilungsfläche; sie ergibt sich aus der Lasteinleitungsfläche $A_{D,0}$ vergrößert mit der Neigung 1:5 bis zur Rückseite des nächsten Dübels (siehe Bild 13.2). Die Fläche A_D muss mindestens den dreifachen Betrag der Fläche $A_{D,0}$ erreichen;
- η Beiwert zur Berücksichtigung der Tragfähigkeitserhöhung infolge Teilflächenpressung nach Gleichung (13.9).

$$\eta = \sqrt{\frac{A_D}{A_{D,0}}} \leq 2,5 \quad (13.9)$$

- (2) Bei der Bemessung der Schweißnähte zwischen dem Gurt des Stahlträgers und dem Blockdübel ist der Einfluss aus der Exzentrizität der Längsschubkraft zu berücksichtigen. Die Exzentrizität darf mit $h/3$ angenommen werden, wobei h die Höhe des Blockdübels ist. Die Schweißnähte sind für die 1,2-fache Längsschubkraft nach DIN-Fachbericht 103, Gleichung (10.6-3) nachzuweisen.
- (3) Zur Sicherung des Betongurtes gegen Abheben sind zusätzliche Ankerschlaufen erforderlich, die für eine abhebende Kraft nach DIN-Fachbericht 104, II-6.1.1(6) nachzuweisen sind.

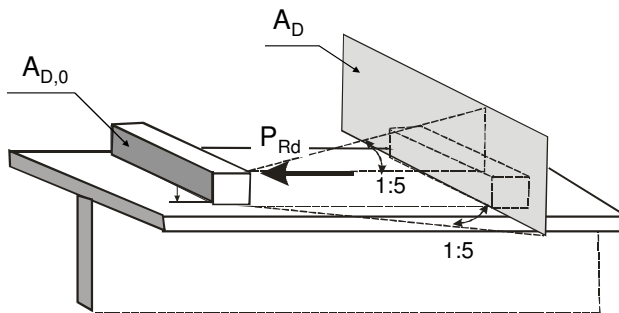


Bild 13.2 Rechnerische Pressungsfläche bei Blockdübeln

13.6.4 Blockdübel in Kombination mit Schlaufenankern

- (1) Bei Blockdübeln in Kombination mit Schlaufenankern nach Bild 13.3 darf die gemeinsame Tragfähigkeit des Blockdübels und der Schlaufe in Rechnung gestellt werden.

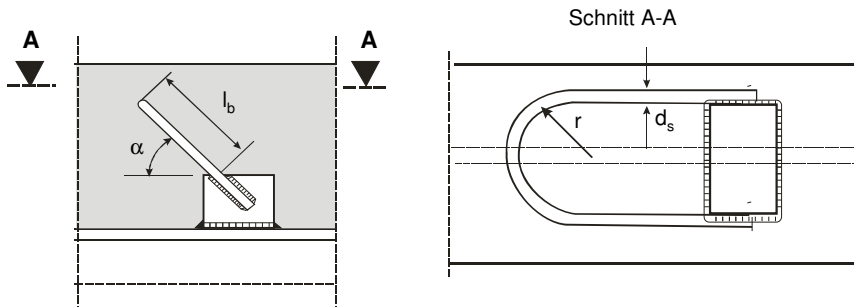


Bild 13.3 Blockdübel mit Schlaufenanker

- (2) Wenn keine genaueren Berechnungen oder Versuche durchgeführt werden, darf die Längsschubtragfähigkeit für die gemeinsame Tragwirkung nach Gleichung (13.10) bestimmt werden

$$P_{Rd,com} = P_{Rd,Blockdübel} + 0,7 \cdot P_{Rd,Schlaufe} \quad (13.10)$$

Dabei sind

$P_{Rd,Blockdübel}$ die Tragfähigkeit des Blockdübels nach Gleichung (13.8);

$P_{Rd,Schlaufe}$ die Tragfähigkeit der Schlaufe nach Gleichung (13.12).

- (3) Die Schweißnähte zwischen dem Blockdübel und dem Stahlträger sind für die Längsschubkraft

$$V_L = 1,2 \cdot P_{Rd,Blockdübel} + P_{Rd,Schlaufe} \quad (13.11)$$

unter Berücksichtigung der Exzentrizitätsmomente aus den auf den Blockdübel und die Schlaufe entfallenden Kraftanteilen nachzuweisen.

- (4) Die Längsschubtragfähigkeit der Schlaufe nach Bild 13.3 ergibt sich zu

$$P_{Rd,Schlaufe} = 2 \cdot A_S \cdot f_{yd} \cdot \cos \alpha \quad (13.12)$$

Dabei sind

A_S die Querschnittsfläche der Schlaufe;

α der Winkel zwischen der Achse der schrägen Schlaufe und der Ebene des Stahlträgerobergurtes nach Bild 13.3;

f_{yd} der Bemessungswert der Streckgrenze der Ankerschlaufe, der bei Schlaufen aus Baustahl nach Abschnitt 11.6 und bei Schlaufen aus Betonstahl nach Abschnitt 11.3 anzunehmen ist.

- (5) Die Verankerungslänge der Schlaufe ist bei Schlaufen aus Betonstahl nach DIN-Fachbericht 102 nachzuweisen.

13.7 Rechnerischer Nachweis der Tragfähigkeit

13.7.1 Allgemeines

- (1) Der rechnerische Nachweis der Tragfähigkeit bestehender Stahl- und Stahlverbundbrücken erfolgt, falls erforderlich, in mehreren Stufen nach Abschnitt 4.2. Dabei werden zunehmend aus Untersuchungen am Bauwerk gewonnene Informationen, verfeinerte Rechenmodelle und modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für die Tragwiderstände als ergänzende Regelungen in die Nachrechnung einbezogen.

13.7.2 Stufe 1

- (1) Die Schnittgrößenermittlung und die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgen nach DIN-Fachbericht 103 und DIN-Fachbericht 104.

13.7.3 Stufe 2

- (1) Für Tragfähigkeitsnachweise der Stufe 2 gelten die Regelungen nach Abschnitt 13.7.2 unter Berücksichtigung der ergänzenden Regelungen nach den Abschnitten 13.1 bis 13.6.
- (2) Für den Nachweis von beulgefährdeten Querschnitten dürfen mit Zustimmung der beauftragenden Straßenbauverwaltung die Regelungen nach Absatz (3) angewendet werden.
- (3) Wenn bei Stahl- und Stahlverbundbrücken der Nachweis ausreichender Beulsicherheit nach DIN-Fachbericht 103, III-10 nicht erbracht werden kann, darf der Tragfähigkeitsnachweis nach DIN-Fachbericht 103, III-4 bis III-9 geführt werden. Hierbei wird die vorläufig eingeschränkte Nutzungsdauer auf 20 Jahre festgelegt (Nachweisklasse C).

13.7.4 Stufe 3

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.
- (2) Wenn bei Stahl- und Stahlverbundbrücken mit beulgefährdeten Querschnitten die Toleranzanforderungen nach ZTV-ING, Teil 4 nicht eingehalten sind, darf der Tragfähigkeitsnachweis in Abstimmung mit der beauftragenden Straßenbauverwaltung nach DIN EN 1993-1-5, Anhang C geführt werden. In diesem Fall ist ein abgestimmtes Messprogramm zur Ermittlung der rechnerischen Werte für die ge-

ometrischen Imperfektionen mit der beauftragenden Straßenbauverwaltung auszuarbeiten.

13.7.5 Stufe 4

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

13.8 Rechnerischer Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

13.8.1 Allgemeines

- (1) Es gelten die Vorgaben der DIN-Fachberichte 103 und 104.

13.8.2 Stufe 1

- (1) Für Stahlbrücken gilt DIN-Fachbericht 103, II-4. Die Spannungsbegrenzungen nach DIN-Fachbericht 103, II-4.3(5) gelten auch für genietete Verbindungen.
- (2) Für Verbundbrücken gilt DIN-Fachbericht 104, II-5.

13.8.3 Stufe 2

- (1) Für die Bewertung der Rissbreiten in Betonfahrbahnplatten bei Stahlverbundbrücken gelten die Regelungen nach Abschnitt 12.5.3(4).

13.8.4 Stufe 3

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

13.8.5 Stufe 4

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

13.9 Qualitative Bewertung der Gebrauchstauglichkeit

- (1) Für Stahlbrücken und die Stahlbauteile von Stahlverbundbrücken, bei denen im Rahmen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 keine Schäden festgestellt wurden, sind keine rechnerischen Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erforderlich.
- (2) Für die qualitative Bewertung der Rissbreite in Fahrbahnplatten von Verbundbrücken gilt der Abschnitt 12.6(3).

13.10 Nachweis gegen Ermüdung

13.10.1 Allgemeines

- (1) Bei älteren Stahl- und Stahlverbundbrücken ist ein Nachweis gegen Materialermüdung auf der Grundlage der DIN-Fachberichte 103 und 104 oder DIN EN 1993-1-9 zu führen. Wenn keine ausreichende Ermüdungssicherheit nach Abschnitt 13.10.2 nachgewiesen werden kann, ist der Ermüdungsnachweis als Restnutzungsdauernachweis unter Berücksichtigung der bereits eingetretenen Schädigung zur Ermittlung einer rechnerischen Restnutzungsdauer zu führen.
- (2) Wenn Ermüdungsrisse festgestellt wurden, sind entweder Instandsetzungsmaßnahmen einzuleiten oder es sind sowohl ein Nachweis ausreichender Restnutzungsdauer auf der Grundlage bruchmechanischer Untersuchungen (siehe Abschnitt 13.10.5) als auch die Festlegung von erforderlichen Kompensationsmaßnahmen erforderlich, z.B. verkürzte Prüfzyklen nach DIN 1076.
- (3) Wenn die Stellung der Fahrzeuge in Brückenquerrichtung wesentlich für die zu ermittelnde lokale Beanspruchung ist, sollte eine entsprechend DIN EN 1991-2, Bild 4.6 angegebene Stellung in Querrichtung berücksichtigt werden.

13.10.2 Stufe 1

- (1) Die Nachweise sind nach den DIN-Fachberichten 103 und 104 unter Ansatz des Ermüdungslastmodells 3 (ELM 3) mit Hilfe von Schadensäquivalenzfaktoren zu führen.
- (2) Die Ermüdungssicherheit von genieteten Bauteilen ist in Übereinstimmung mit DIN-Fachbericht 103, II-9 nachzuweisen. Es gelten die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN-Fachbericht 103, II-9.3.
- (3) Genietete Konstruktionen mit Längsspannungen und gleichzeitigen Schubbeanspruchungen in den Scherfugen sind in der Regel in die Kerbgruppe 71 einzustufen. Für die Ermüdungsfestigkeitskurve gilt DIN-Fachbericht 103, Abbildung 9.1.2. Die Spannungsdoppelamplituden sind für den Nettoquerschnitt an der jeweils maßgebenden Stelle zu ermitteln.
- (4) Für den Nachweis des Niets bei Abscherbeanspruchung darf die Einstufung in die Kerbgruppe 140 mit $\Delta\tau_C = 140 \text{ N/mm}^2$ und konstanter Neigung $m = 5$ der Ermüdungsfestigkeitskurve bis $N_D = 3 \cdot 10^7$ Lastwechsel angenommen werden.
- (5) Bei genieteten Bauteilen unter Längsspannungen $\Delta\sigma$ und gleichzeitigen Schubbeanspruchungen in den Scherfugen darf bei Verwendung von Nieten aus St 34 die Einstufung in eine höhere Kerbgruppe erfolgen, wenn sichergestellt ist, dass infolge der Klemmwirkung der Niete und der damit verbundenen Übertragung von Längsschubkräften durch Reibung eine geringere Kerbwirkung vorhanden ist. Die Einstufung darf in die Kerbgruppe 85 erfolgen, wenn die zur betrachteten Doppel-

spannungsamplitude zugehörigen Längsschubkräfte der Niete pro Scherfuge unterhalb der in Tabelle 13.2 angegebenen Grenzgleitkräfte liegen.

- (6) Bei Niete aus St 36 und St 44 müssen die Werte nach Tabelle 13.2 um 1/3 reduziert werden, um die geringeren Klemmspannungen bei Verwendung dieser Nietwerkstoffe zu berücksichtigen. Falls Niete aus höherfesten Werkstoffen verwendet wurden, muss davon ausgegangen werden, dass keine ausreichende Klemmwirkung vorhanden ist.

Tabelle 13.2 Grenzgleitkräfte in Abhängigkeit vom Herstellungsverfahren

1	2	3
Art der Nietung und Nietwerkstoff	Anzahl n der Niete	Grenzgleitkraft pro Scherfuge
	Stück	kN
Nietung mit Presslufthammer, Niete aus Schweißbeisen, Flusstahl oder St34	< 15	12
Nietung mit Presslufthammer, Niete aus Schweißbeisen, Flusstahl oder St34	≥ 15	15
Nietung mit Kniehebelpresse, Niete aus Schweißbeisen, Flusstahl oder St34	–	25

- (7) Bei Einstufung in die Kerbgruppe 85 wird davon ausgegangen, dass die Niete warm (rotglühend) geschlagen wurden. In den vorliegenden Unterlagen müssen entsprechende Informationen vorhanden sein. Bei Handnietung muss der Zustand der Nietung vor Ort durch Abklopfen einzelner Niete überprüft werden. Bei offensichtlich gut sitzenden Niete können die Werte für „Nietung mit Presslufthammer“ angesetzt werden. Ansonsten muss die Einstufung in die Kerbgruppe 71 erfolgen, wenn nicht durch direkte experimentelle Überprüfung eine ausreichende Klemmkraft nachgewiesen wird.

13.10.3 Stufe 2

- (1) Der Nachweis darf durch direkte Ermittlung der Schädigung auf der Grundlage des Abschnitts 10.1.4 geführt werden.
- (2) Wenn in DIN-Fachbericht 103 keine zutreffenden Kerbfalldetails geregelt sind, darf der Nachweis nach dem Strukturspannungskonzept mit den Ermüdungsfestigkeitskurven nach DIN EN 1993-1-9, Anhang B geführt werden.
- (3) Für den Nachweis von orthotropen Fahrbahnplatten gelten die Regelungen nach DIN EN 1991-2, 4.6.1(5).
- (4) Bei Stahl- und Stahlverbundbrücken darf auf einen Nachweis der Ermüdung verzichtet werden, wenn die vorläufig eingeschränkte Nutzungsdauer auf maximal

20 Jahren (Nachweisklasse C) – bei der Verkehrsart „Große Entfernung“ auf 12 Jahre – festgelegt wird und folgende Bedingungen in Summe erfüllt sind

- a) bei den Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 keine Ermüdungsschäden festgestellt worden sind;
- b) die Bauwerke eine ausreichende Tragsicherheit aufweisen;
- c) die Bauwerke in einem guten baulichen Zustand sind und z.B. keine starken Korrosionsschäden und keine Anfahrschäden aufweisen;
- d) keine nennenswerte und außerplanmäßige Erhöhung der Verkehrsbeanspruchungen zu erwarten ist.

Die Anforderungen an die Bauwerksprüfung sind objektspezifisch festzulegen.

Die Gültigkeit der vorstehenden Bedingungen a) bis d) ist nach jeder Hauptprüfung durch die Straßenbauverwaltung neu einzuschätzen.

13.10.4 Stufe 3

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

13.10.5 Stufe 4

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.
- (2) Zur Ermittlung der rechnerischen Restnutzungsdauer und der erforderlichen Prüfzyklen darf der Nachweis auf der Grundlage der Bruchmechanik geführt werden. Wenn dafür keine auf der sicheren Seite liegenden bruchmechanischen Kennwerte vorliegen, sind gegebenenfalls entsprechende experimentelle Untersuchungen erforderlich. Die Nachweise sind mit den aus der Stufe 2 ermittelten schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten (Abschnitt 13.10.3) zu führen.

14 Brücken aus Mauerwerk (Gewölbebrücken)

14.1 Allgemeines

- (1) In diesem Abschnitt werden Brücken aus Mauerwerk, die als ebene Gewölbe oder Bögen errichtet wurden, behandelt. Der Lastabtrag erfolgt vornehmlich durch Druckspannungen im Querschnitt.
- (2) Grundlage für die Nachrechnung und Bemessung von Brücken aus Mauerwerk ist DIN 1053-100. Die Bewertung der konstruktiven Ausführung erfolgt nach DIN 1053-1:1996.
- (3) Im Mauerwerksbau werden im Regelfall nur die Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt. Darüber hinaus sind konstruktive Mindestanforderungen einzuhalten.

15 Nachrechnungen von Gründungen

- (1) Die Tragfähigkeit der Gründung ist nach DIN EN 1997-1 in Verbindung mit DIN 1054:2010-12 nachzuweisen.

16 Brückenlagern und Fahrbahnübergänge

16.1 Allgemeines

- (1) Auf einen rechnerischen Nachweis der Lager kann verzichtet werden, wenn
 - die Lager keine Schäden aufweisen;
 - die Funktionsfähigkeit der Lager weiterhin gegeben ist;
 - die tatsächlichen Bewegungen des Überbaus zwängungsfrei aufgenommen werden können (Auswertung gemessener Lagerwege);
 - die charakteristischen Auflagerkräfte aus der Nachrechnung nicht wesentlich von den ursprünglichen Auflagerkräften abweichen.
- (2) Auf einen rechnerischen Nachweis der Bewegungskapazität der Fahrbahnübergänge kann verzichtet werden, wenn
 - die Funktionsfähigkeit der Fahrbahnübergänge weiterhin gegeben ist;
 - die tatsächlichen Bewegungen des Überbaus zwängungsfrei aufgenommen werden können (Auswertung der vorhandenen Spaltmaßmessungen).

16.2 Rechnerischer Nachweis

16.2.1 Stufe 1

- (1) Die Lagerkräfte, Lagerbewegungen und Bewegungen an den Fahrbahnübergängen sind nach DIN-Fachbericht 101, Anhang O zu ermitteln. Dabei darf berücksichtigt werden, dass bei alten Betonbrücken und Stahlverbundbrücken Kriechen und Schwinden bereits abgeklungen sind.
- (2) Die Bemessung der Lager erfolgt nach DIN EN 1337.
- (3) Der Nachweis der Führungs- und Verankerungskonstruktionen aus Stahl erfolgt gemäß DIN 4141-13:2010 bzw. DIN 18800.

16.2.2 Stufe 2

- (1) Auf den Ansatz der Lagerkräfte, Lagerbewegungen und Bewegungen an den Fahrbahnübergängen infolge Bremsen/Anfahren darf verzichtet werden, wenn durch Anschläge (z.B. Elastomeranschläge) die Bewegungsmöglichkeiten des Überbaus begrenzt werden. Die Anordnung und die Ausbildung der Anschlagkon-

struktionen müssen derart erfolgen, dass sich alle weiteren Bauwerksbewegungen nach DIN-Fachbericht 101, Anhang O, zwängungsfrei einstellen können. Die Abtragung der Kräfte infolge des Lastfalls Bremsen und Anfahren am Anschlagpunkt ist bis in die Gründung nach zu verfolgen.

- (2) Bei Elastomerlagern darf in der Nachrechnung auf einen Nachweis der Verdrehungsgrenzbedingung verzichtet werden, sofern eine konstruktive Lagesicherung (z.B. Dübelscheiben) angeordnet ist.

16.2.3 Stufe 3

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

16.2.4 Stufe 4

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

17 Materialkennwerte aus Werkstoffuntersuchungen

17.1 Allgemeines

- (1) Wenn keine eindeutige Zuordnung der verwendeten Materialien anhand der geprüften Bestandsunterlagen möglich ist oder keine aussagekräftigen Unterlagen vorliegen, sind die Materialkennwerte experimentell zu ermitteln. Folgende statistische Gesichtspunkte sind zu beachten, um repräsentative Ergebnisse für das Bauwerk zu erhalten

- **Grundgesamtheit**

Die zu bewertenden Daten der Materialuntersuchung sollten jeweils aus nur einer Grundgesamtheit stammen, um Mischverteilungen zu vermeiden.

- **Stichprobenumfang**

Liegen über die Streuung einer zu untersuchenden Materialeigenschaft keine Vorinformationen in Form eines Variationskoeffizienten vor, so ist ein Stichprobenumfang von mindestens $n = 5$ je betrachteter Grundgesamtheit zu wählen.

- **Verteilungsfunktion**

Die hier genannten statistischen Verfahren beruhen auf der Annahme einer Normalverteilung, die bei der Bestimmung der charakteristischen Materialkennwerte unterstellt werden darf.

- (2) Die charakteristischen Materialkennwerte sind nach DIN EN 1990 als 5%-Quantile X_k zu bestimmen.

$$X_k = \bar{x} \cdot (1 - k_n \cdot V) \quad (17.1)$$

Dabei sind

X_k charakteristischer Wert der Baustofffestigkeit;

\bar{x} arithmetisches Mittel der Stichprobe;

V Variationskoeffizient;

k_n Faktor zur Beschreibung der Streuung der Stichprobe.

- (3) Besteht volle Vorinformation über den Variationskoeffizienten V , so ist dieser entsprechend dem Vorgehen bei „ V bekannt“ für die Ermittlung des Faktors k_n einzusetzen.
- (4) Besteht keine Vorinformation über den Variationskoeffizienten V , so ist entsprechend dem Vorgehen bei „ V unbekannt“ für die Ermittlung des Faktors k_n der Variationskoeffizient der Stichprobe einzusetzen. Dieser errechnet sich zu

$$V = \frac{s}{\bar{x}} \quad (17.2)$$

Dabei sind

\bar{x} arithmetisches Mittel der Stichprobe

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (17.3)$$

s Standardabweichung der Stichprobe

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (17.4)$$

- (5) Der Faktor k_n ist für den jeweiligen Fall „ V bekannt“ und „ V unbekannt“ unter Berücksichtigung des Stichprobenumfanges n aus Tabelle 17.1 zu entnehmen.

Tabelle 17.1 Werte für die k_n -Faktoren nach DIN EN 1990:2002-10

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Stichprobenumfang n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V bekannt	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V unbekannt			3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

- (6) Innerhalb eines Tragwerks insbesondere bei älteren Bauwerken können erhebliche Streuungen in den Werkstoffkennwerten der einzelnen Bauteile auftreten.

Dies muss bei der Festlegung der Probenanzahl und der Entnahmestellen berücksichtigt werden.

17.2 Hinweise zu Werkstoffuntersuchungen

17.2.1 Beton

- (1) Folgende Normen sind bei Untersuchung der mechanischen Eigenschaften von Bauwerksbeton anzuwenden
 - **Prüfung der Betondruckfestigkeit an Bauwerken**
 - Bohrkernprüfungen, DIN EN 12504-1:2009-07;
 - Rückprallzahl (Rückprallhammer), DIN EN 12504-2:2001-12.
 - **Prüfung der Zugfestigkeit, Biegezugfestigkeit**
 - in Anlehnung an DIN EN 12390-5:2009-07.
 - **Prüfung der Spaltzugfestigkeit**
 - in Anlehnung an DIN EN 12390-6:2010-04.
 - **Prüfung des E-Moduls**
 - in Anlehnung an DIN 1048-5:1991-06.

17.2.2 Betonstahl

- (1) Folgende Normen sind bei der Untersuchung der mechanischen Eigenschaften von Betonstahl anzuwenden
 - **Streckgrenze, Zugfestigkeit, Verhältnis Zugfestigkeit zu Streckgrenze, Dehnung bei Höchstlast**
 - Zugversuche gemäß nationalem Vorwort zur DIN EN ISO 15630-1:2002-09 nach DIN EN 10002-1:2001-12.
- (2) Die Bestimmung der chemischen Eigenschaften erfolgt durch Spektralanalysen.

17.2.3 Spannstahl

- (1) Die Prüfverfahren für die Feststellung der Eigenschaften von Spannstählen sind im Allgemeinen in DIN EN ISO 15630-3:2002-08 geregelt. Der Zugversuch ist gemäß nationalem Vorwort zur DIN EN ISO 15630-3:2002-08 abweichend nach DIN EN 10002-1:2001-12 durchzuführen. Für den Hin- und Herbiegeversuch gelten abweichend von DIN EN ISO 15630-3:2002-08 die Festlegungen der DIN 51211:1978-09.
- (2) Die chemische Zusammensetzung wird nach DIN EN ISO 15630-3:2002-08 im Allgemeinen mit spektrometrischen Verfahren ermittelt.

17.2.4 Baustahl

- (1) Sind keine Unterlagen mit eindeutiger Zuordnung der Materialeigenschaften verfügbar, so ist eine experimentelle Bestimmung der mechanisch technologischen Eigenschaften sowie ggf. der chemischen Zusammensetzung erforderlich.
- (2) Die mit Hilfe von Werkstoffuntersuchungen bestimmten Werkstoffeigenschaften können in die in Abschnitt 11 angegebenen Festigkeitsklassen eingestuft werden. Art und Umfang der experimentellen Untersuchungen ergeben sich aus den Erfordernissen des jeweiligen Einzelfalls.
- (3) Bei einer experimentellen Ermittlung der Werkstoffkennwerte sind in der Regel die folgenden Probenentnahmen und Untersuchungen erforderlich
 - Probenentnahme zur Bestimmung der Streckgrenze, Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls;
 - Probenentnahme zur Ermittlung der Kerbschlagzähigkeit;
 - Probenentnahme zur Herstellung von Mikroschliffen für die Gefügebestimmung,
- (4) Bestimmung der chemischen Zusammensetzung mittels Spektralanalyse.

17.2.5 Mauerwerk

- (1) Sofern die Verwendung von Erfahrungswerten nicht sicher oder ausreichend ist, sind entsprechende Materialuntersuchungen durchzuführen. An mechanischen Materialkennwerten sind von Interesse: Dichte, Druck- und Zugfestigkeit, Schubfestigkeit, Elastizitätsmodul, Querdehnzahl und Wärmedehnzahl des Mauerwerks.
- (2) Die Dichten des Mauerwerks können versuchstechnisch einfach bestimmt werden. Stehen Mauerwerksbohrkerne zur Verfügung, können diese zur Dichtebestimmung verwendet werden. Die Rohdichte entspricht dem Quotienten aus Masse und Volumen. Bei der Massebestimmung mittels einer Waage sollten die Bohrkerne in etwa dieselbe Feuchtigkeit besitzen wie das Mauerwerk in der Brücke. Das Volumen ist rechnerisch zu ermitteln. Anzugeben ist der Mittelwert der Dichte aus mindestens drei Einzelbestimmungen.
- (3) Bei der Untersuchung der Mauerwerksdruckfestigkeit wird zwischen Prüfungen an Mauerwerkprüfkörpern als Ganzes und separaten Prüfungen an Mauermörteln und Mauersteinen unterschieden.
 - **Prüfung der Mauerwerksdruckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls**
Die Prüfung der Mauerwerkdruckfestigkeit und des Elastizitätsmodells an kleinen Wandprüfkörpern erfolgt nach DIN EN 1052-1. Sie sind entweder aus dem Bauwerk heraus zu schneiden oder nachzustellen.
 - **Prüfung der Mauerwerksdruckfestigkeit an großen Bohrkernen**
Die Prüfung der Mauerwerksdruckfestigkeit kann alternativ an großen Bohrkernen, die Stein- und Fugenteile enthalten müssen, erfolgen. Je Bauteil sind mindestens drei Proben an mindestens zwei Stellen zu entnehmen, wobei der Anteil an Stein und Fuge den Verhältnissen im Bauwerk entsprechend soll. Die

Bohrrichtung muss senkrecht zum Kraftverlauf im Bauteil liegen. Es ist darauf zu achten, dass die Bohrkerne für die Tragwirkung des Bauwerks repräsentativ sind. Der Kerndurchmesser sollte 150 mm nicht unterschreiten und die Bohrkernlänge sollte mindestens dem Kerndurchmesser entsprechen.

Die Prüfung der Bohrkerne erfolgt liegend mit Lasteintrag über die Mantelfläche in Richtung der Beanspruchung des Mauerwerks im Bauteil.

- **Getrennte Prüfung der Steine und des Mörtels**

- Die Werkstoffkennwerte für Mauerstein und Mauermörtel können getrennt ermittelt werden. Aus der Kombination von Steindruckfestigkeit und Mörteldruckfestigkeit kann die charakteristische Mauerwerkdruckfestigkeit nach empirischen Formeln errechnet oder Tabellenwerken entnommen werden.
- Für die Entnahme von Mauerwerksproben sind die Entnahmestellen entsprechend der erwarteten Maximalbelastung über das Bauwerk verteilt zu wählen. Es sollen mindestens 12 Proben gewonnen werden. Die Proben für den Fugenmörtel sind aus größerer Tiefe (> 10 cm) zu gewinnen, um keine Verfälschung aus ggf. erfolgten Nachverfugungen zu erhalten.
- Bei der Probenentnahme am Bauwerk sind die Dicken der Steine (Höhe h_s) und die Fugendicke (h_f) jeweils in Krafrichtung zu messen.
- Dichte und Druckfestigkeit künstlicher Mauersteine werden nach DIN EN 771-1 (Ziegel) oder DIN EN 771-3 (Betonsteine) bestimmt. Die Dichte natürlicher Steine kann nach DIN 52102 ermittelt werden.
- Alternativ lässt sich die Mauersteindruckfestigkeit bei Steinen mit homogenem Gefüge durch entnommene Bohrkerne prüfen. Der Mindestdurchmesser der Bohrkerne beträgt 50 mm. Die Prüfung der Steindruckfestigkeit und ggf. des Elastizitätsmoduls und der Querdehnzahl erfolgt analog der Vorgehensweise bei großen Bohrkernen. Alternativ können ganze Steine dem Mauerwerk entnommen werden und daran die Steindruckfestigkeit ermittelt werden.
- Die Mörteldruckfestigkeit des Fugenmörtels ergibt sich als Ergebnis einer Analyse oder einer sachverständigen Bewertung aus einer Zuordnung zu einer Mörtelgruppe nach DIN 1053-1. Die Analyse des Fugenmörtels soll mindestens die Art des Bindemittels, den Bindemittelgehalt, Art und Kornaufbau verwendeten der Gesteinskörnung ergeben.
- Die Mörteldruckfestigkeit kann alternativ in Form einer Nachstellung nach DIN EN 1015-11 als Prismenfestigkeit eines Mörtelprismas erfolgen.
- Die Fugendruckfestigkeit nach DIN 18855-9 entspricht der tatsächlichen Mörteldruckfestigkeit in den gemauerten Fugen. Durch verschiedene Einflüsse, wie z.B. Wasserentzug durch trockene Mauersteine beim Erhärten, ungünstige klimatische Bedingungen während des Erhärtens oder eine geringe Mörtelverdichtung beim Aufmauern etc. kommt es zu einer geringeren Festigkeitsentwicklung als normgemäße Mörtelprismen nach DIN EN 1015-11:2007 bei der Druckprüfung erwarten lassen. Bei Jahrzehnte alten Mauermörteln

kommen weitere ungünstige Einflüsse dazu, wie z.B. Feuchteinflüsse und Salzbelastungen. Da der Normwert der Mörteldruckfestigkeit im Objekt nicht direkt bestimmbar ist, kann über die Verfahren nach DIN 18555-9 in Verbindung mit den Anforderungswerten nach DIN V 18580:2007-03 eine direkte Druckfestigkeitsermittlung an dem Bauwerk entnommenen Mörtelproben erfolgen und eine Zuordnung zu Mörtelgruppen bzw. -festigkeiten vorgenommen werden.

- Bei massigen Bauteilen, z.B. Pfeilern, sehr starken Widerlagerwänden und Gewölben, sind die Kennwerte in verschiedenen Tiefen der untersuchten Querschnitte (Randbereiche und Kernbereiche) festzustellen.
- (4) Eine experimentelle Ermittlung des Elastizitätsmoduls und der Querdehnzahl ist nur an Wandprüfkörpern nach DIN EN 1052-1:1998-12 sinnvoll möglich. Die Ermittlung des Elastizitätsmoduls erfolgt nach DIN 1052-1 als Sekantenmodul bei 1/3 der Druckfestigkeit. Die Querdehnzahl widerspiegelt das Verhältnis zwischen gemessener Querdehnung und Längsdehnung. Anhaltswerte für die E-Moduln sind in DIN 1053-100:2007-09 in Abhängigkeit von der charakteristischen Druckfestigkeit des Mauerwerks angegeben. Querdehnzahlen stehen in Tabelle 11.13 zur Verfügung.

17.2.6 Baugrund

- (1) Um das Tragverhalten der Gründungen wirklichkeitsnah beurteilen zu können, ist die Kenntnis der Baugrundsituation sowohl im Bereich der Stützen-, Pfeiler- und Widerlagerfundamente als auch der Widerlagerhinterfüllung notwendig.
- (2) Sofern keine aussagekräftigen Bodenbeschreibungen oder Bodenkennwerte der Bauwerksakte oder anderer Planungsunterlagen entnommen werden können, ist eine örtliche Baugrunderkundung gemäß DIN 4020 zu veranlassen. Die wesentlichen Ergebnisse sind in einem Geotechnischen Bericht (Baugrundgutachten) zusammen zu fassen.
- (3) Der Geotechnische Bericht sollte mindestens Aussagen zur Geologie, Schichtenfolge, Grund- und Oberflächenwasser und zu den Eigenschaftswerten und -kenngrößen des Baugrunds enthalten. Dazu zählen u.a. Die Wichte des Bodens, der innere Reibungswinkel, die Kohäsion des entwässerten Bodens, der Wandreibungswinkel, ggf. der Steifemodul oder der Bettungsmodul.

17.3 Ermittlung von charakteristischen Materialkennwerten

17.3.1 Beton

- (1) Das zu untersuchende Brückenbauwerk oder einzelne Bauwerksteile/ -abschnitte sind in Prüfbereiche einzuteilen, von denen bekannt ist oder vermutet wird, dass sie aus einem Beton derselben Grundgesamtheit stammen. Dazu sollten vorhandene Informationen über das Bauwerk genutzt werden, wie z.B. Kenntnisse über

die verwendeten Bauverfahren, Betonierabschnitte, Materialgüten einzelner Bauteile oder Bauteilgruppen etc., die aus den Bauwerksunterlagen oder anderen vertrauenswürdigen Quellen stammen.

- (2) Die Betondruckfestigkeiten von Brückenbauwerken sind direkt durch Bohrkernproben (DIN EN 12504-1:2009-07) oder indirekt anhand von Rückprallzahlen (Rückprallhammer nach DIN EN 12504-2:2001-12) zu bestimmen.
- (3) Die Beziehung zwischen Rückprallzahl und Druckfestigkeit ist anhand von Bohrkernfestigkeiten nach DIN EN 13791:2008-05, 8.2 oder 8.3 zu kalibrieren. Dies erfordert je nach gewähltem Verfahren mindestens 18 oder 9 Ergebnispaare aus Bohrkernprüfungen und Rückprallhammerprüfungen.
- (4) Rückprallhammerprüfungen ohne Korrelation mit Bohrkernfestigkeiten sind zur Bestimmung der Druckfestigkeit nicht anzuwenden.
- (5) Die Druckfestigkeitsprüfung sollte an Bohrkernen mit Durchmessern ≥ 100 mm und einem Verhältnis von Höhe zu Durchmesser von 2,0 erfolgen, da deren Ergebnis der in DIN-Fachbericht 102 definierten Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ entspricht.
- (6) Erfolgt die Beurteilung der charakteristischen Betondruckfestigkeit $f_{ck,BW}$ direkt anhand von Bohrkernfestigkeiten, so sind je Prüfbereich mindestens fünf Bohrkernkerne zu prüfen.
- (7) Erfolgt die Beurteilung der charakteristischen Betondruckfestigkeit $f_{ck,BW}$ indirekt anhand von Rückprallhammerprüfungen, sind je Prüfbereich die Druckfestigkeiten von 15 Messstellen anhand der Rückprallzahlen zu bestimmen.
- (8) Die charakteristische Betondruckfestigkeit des Prüfbereichs eines Brückenbauwerks $f_{ck,BW}$ ist aus den Prüfergebnissen der direkten oder indirekten Prüfungen nach Abschnitt 17.1 für den Fall „V unbekannt“ zu bestimmen und auf einen ganzzahligen Wert abzurunden. Die Verfahren A und B nach DIN EN 13791:2008-05 sind bei der Auswertung nicht anzuwenden. Eine Einstufung in eine Betonfestigkeitsklasse ist nicht erforderlich.
- (9) Bei der Bestimmung der charakteristischen Betondruckfestigkeit nach Absatz (8) darf bis auf eine Kalibrierung nach Absatz (3) keine Kombination von direkt und indirekt ermittelten Druckfestigkeiten vorgenommen werden.
- (10) Die mechanischen Kennwerte E-Modul und Zugfestigkeit können anhand der Festlegungen in DIN-Fachbericht 102 aus der charakteristischen Druckfestigkeit abgeleitet werden oder anhand weiterer gesonderter Materialproben bestimmt werden (Abschnitt 17.2.1).

17.3.2 Betonstahl

17.3.2.1 Zuordnung von Eigenschaftswerten

- (1) Zur Verifizierung der Informationen über die in einem Brückenbauwerk oder einzelnen Bauwerksteilen/ -abschnitten verwendeten Betonstähle sind die Prüfberei-

che so einzuteilen, dass die in ihnen liegenden Betonstähle einer Stahlsorte entsprechen.

- (2) Zur Zuordnung der in einem Prüfbereich verwendeten Stahlsorte sind mindestens drei repräsentative Proben zu entnehmen.
- (3) Die entnommenen Proben sind durch Zugversuche (Arbeitslinie) und ggf. chemische Analysen einer Stahlsorte zuzuordnen. Die charakteristische Streckgrenze f_{yk} ist entsprechend der Tabelle 11.3 anzunehmen.

17.3.2.2 Bewertung von Betonstählen

- (1) Liegen über die in einem Brückenbauwerk oder einzelnen Bauwerksteilen/ -abschnitten verwendeten Betonstähle keinerlei Erkenntnisse vor oder sollen höhere Werte der charakteristischen Streckgrenzen f_{yk} als in Tabelle 11.3 vorgegeben angesetzt werden, so sind zur Bestimmung der charakteristischen Festigkeitswerte die Prüfbereiche so festzulegen, dass die in ihnen liegende Bewehrung durch Zugversuche und ggf. aufgrund von chemischen Analysen einer Betonstahlsorte zugeordnet werden kann.
- (2) Je Prüfbereich sind für eine statistische Auswertung mindestens fünf Betonstahlproben zu entnehmen und zu prüfen.
- (3) Die charakteristischen Festigkeitswerte (5%-Quantile) der verwendeten Betonstähle sind anhand der Prüfergebnisse mit den statistischen Methoden des Abschnitts 17.1 zu bestimmen.

17.3.3 Spannstahl

- (1) Spannstähle waren und sind in Deutschland nicht genormt und bedürfen daher einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung. Die Herstellungsverfahren, die einzelnen Merkmale, die Prüfverfahren und die Verfahren zur Bescheinigung der Konformität können gemäß DIN-Fachbericht 102 den Zulassungen der Spannstähle entnommen werden.

Die für die Bemessung maßgebenden Materialkennwerte sind die Zugfestigkeit f_p , die 0,1%-Dehngrenze $f_{p0,1}$ und die Gleichmaßdehnung ϵ_u bei Erreichen der Höchstlast. Als charakteristische Werte f_{pk} , $f_{p0,1k}$ und ϵ_{uk} dieser Größen werden die 5%-Quantile der Grundgesamtheit festgelegt. Zusätzlich darf das Verhältnis von tatsächlicher zu geforderter Zugfestigkeit die in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geforderten Höchstwerte nicht überschreiten.

Die Anforderungen an die Duktilität gelten als erfüllt, wenn die in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung geforderte Gleichmaßdehnung ϵ_{uk} eingehalten wird und die ferner in der Zulassung gestellten Anforderungen an die Biegsamkeit erfüllt sind.

Der E-Modul des Spannstahls ist in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung angegeben. Angaben bezüglich der Relaxation und Ermüdungsfestigkeit des Spannstahls können ebenfalls der Zulassung entnommen werden.

- (2) Die Definition der "Vorläufigen Richtlinien für die Prüfung bei Zulassung, Herstellung und Überwachung von Spannstählen für Spannbeton nach DIN 4227" kann mit hoher Wahrscheinlichkeit auch für den Zeitraum vor 1965 als gültig betrachtet werden. Somit entsprechen die zu gewährleistenden Eigenschaften Zugfestigkeit σ_{Br} bzw. β_Z und 0,2%-Dehngrenze $\beta_{0,2}$ bzw. β_S den bei einer statistischen Auswertung der Versuchsergebnisse festgestellten 5%-Fraktile. Damit können diese Werte aus früheren Zulassungen ohne weitere Umrechnung als charakteristische Werte – im Sinne des DIN-Fachberichts 102 unter Beachtung des Einflusses der Dehngrenze – für alle seit etwa 1950 im Brückenbau üblichen Spannstähle übernommen werden
- (3) Für Spannstähle ohne ausgeprägte Streckgrenze (kaltverformte und vergütete Stähle) gilt heute jedoch nicht die 0,2%-Dehngrenze, sondern die 0,1%-Dehngrenze als rechnerische Streckgrenze. Um die 0,1%-Dehngrenze älterer Spannstähle zu bestimmen, kann $f_{p0,1}$ unmittelbar grafisch aus der in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung enthaltenen Spannungs-Dehnungslinie ermittelt werden. Bei den in den Spannungs-Dehnungslinien angegebenen Werten handelt es sich bereits um charakteristische Werte. Naturharte Spannstähle weisen eine ausgeprägte Streckgrenze auf. Der Unterschied zwischen $f_{p0,1}$ und $\beta_{0,2}$ bzw. β_S ist hier vernachlässigbar.
- (4) Bei einem Vergleich der gemessenen Dehnungen ist zu beachten, dass in älteren Zulassungen meist die Bruchdehnung (Dehnung nach dem Bruch) angegeben ist, während nach DIN-Fachbericht 102 die Gleichmaßdehnung (Gesamtdehnung bei Höchstlast) als Kriterium herangezogen wird. Wird die Gleichmaßdehnung älterer Spannstähle benötigt, so kann diese aus der Spannungs-Dehnungslinie in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung grafisch bestimmt werden.
- (5) Abweichend von dem Hinweis in DIN 1045:1972-01 soll die Umrechnung der damals üblichen Einheit *Kilopond* [kp] in die heute verwendete Einheit *Newton* [N] für die Kennwerte des Spannstahls nicht mit einem Faktor von 10,0 m/s², sondern mit dem genauen Wert von 9,81 m/s² erfolgen (1 kp = 9,81 N).

17.3.4 Baustahl

- (1) Wenn keine genaueren Untersuchungen nach DIN EN 1990, Anhang D durchgeführt werden, dürfen die charakteristischen Werte aus den Werten der Materialuntersuchung nach Abschnitt 17.1 ermittelt werden.
Dabei kann der Variationskoeffizienten V der jeweiligen Grundgesamtheit der Tabelle 17.1 entnommen werden.
- (2) Bei einem ausreichend großen Stichprobenumfang darf der Variationskoeffizient V auch anhand der Stichprobe nach DIN EN 1990, Anhang D ermittelt werden. In diesem Fall ist bei der Ermittlung von k_n der Fall „ V unbekannt“ nach Abschnitt 17.2 zu Grunde zu legen.

Tabelle 17.2 Variationskoeffizienten V zur Ermittlung des charakteristischen Wertes

1	2
Stahlgüte	Variationskoeffizient V
Flussstahl und Schweißbeisen vor 1900	0,10
Flussstahl nach 1900	0,07
Baustähle St 37, St 48 und St 52	0,05

17.3.5 Mauerwerk

- (1) Zur rechnerischen Ermittlung von charakteristischen Druckfestigkeiten aus experimentell gewonnenen Festigkeitswerten für Stein und Mauermörtel kann im Allgemeinen für Einsteinmauerwerk⁴⁾ folgender Ansatz zu Grunde gelegt werden

$$f_k = K \cdot f_{st}^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (17.5)$$

Dabei sind

f_k charakteristische Mauerwerkdruckfestigkeit;

K, α, β von der Stein- und Mörtelart abhängige Parameter;

f_{st} mittlere Steindruckfestigkeit;

f_m mittlere Mörteldruckfestigkeit.

Für vereinfachte Betrachtungen können folgende Parameter eingesetzt werden: $K = 0,7$ (für Vollziegel und Normalmörtel), $\alpha = 0,7$ und $\beta = 0,2$. Genauere und auf die jeweilige Mauerstein- und Mörtelart bezogenen Werte können der Tabelle 17.3 oder der Fachliteratur entnommen werden. Die Einflüsse der Schlankheit und der Dauerstandsfestigkeit sind separat zu berücksichtigen. Für Verbandsmauerwerk⁵⁾ sind die erhaltenen Werte mit dem Faktor 0,8 zu multiplizieren.

In der Regel kann von einer Mindestmörteldruckfestigkeit von 1 N/mm² ausgegangen werden.

⁴⁾ Mauerwerk, bei dem immer ein Stein über die gesamte Dicke geht. Es weist parallel zur Wandebene im Inneren keine in der Schicht durchgehende Fuge auf.

⁵⁾ Mauerwerk, bei dem die Steine nicht über die Dicke der Wand durchgehen und parallel zur Wandebene durchgehende Fugen aufweisen.

Tabelle 17.3 Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk aus Mauerziegeln und Normalmörtel nach NA zu DIN EN 1996-1-1, ansetzbar für Vollsteine und Hochlochsteine mit Lochanteil < 15%

1	2	3	4	5
Mittlere Steindruckfestigkeit f_{st}	Mörtelart	Parameter		
		K	α	β
$2,5 \leq f_{st} \leq 10,0$	NM II	0,68	0,605	0,189
	NM IIa			
	NM III	0,70		
	NM IIIa			
$10,0 \leq f_{st} \leq 75,0$	NM II ¹⁾	0,69	0,585	0,162
	NM IIa ²⁾	0,79		
	NM III			
	NM IIIa			

1) Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten $f_{st} = 25 \text{ N/mm}^2$.

2) Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf bei Mauerziegeln nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten $f_{st} = 25 \text{ N/mm}^2$.

- (2) Für die Bestimmung der Druckfestigkeit von Natursteinmauerwerk sind die vorgefundenen Natursteinverbände gemäß DIN 1053-1:1996-11 nach vier Güteklassen N1 bis N4 zu klassifizieren. Hierfür werden die Steinabmessungen, Fugenhöhe, Fugenneigung und Übertragungsfaktor am Bestandsbauwerk an mehreren Stellen zu bestimmen und zu mitteln. Dabei ist die innere Struktur mit zu berücksichtigen.
- (3) Der Elastizitätsmodul von Mauerwerk kann vereinfacht rechnerisch aus anteiliger Überlagerung der Elastizitätsmoduln von Mauerstein und Mauermörtel ermittelt werden

$$E_M = E_m \frac{1 + h_f/h_{st}}{h_f/h_{st} + E_m/E_{st}} \quad (17.6)$$

Dabei sind

E_M Elastizitätsmodul von Mauerwerk (für eine Druckbeanspruchung);

E_m Elastizitätsmodul des Mauermörtels;

E_{st} Elastizitätsmodul der Mauersteine;

h_f Fugendicke;

h_{st} Mauersteinhöhe.

Alternativ lässt sich der Elastizitätsmodul von Mauerwerk rechnerisch aus der charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit nach DIN 1053-100 bestimmen.

- (4) Die Dichten des Mauerwerks innerhalb der Gesteinsarten und der Mörtelarten schwanken nur wenig. Angaben zur Dichte von Steinen und Mauermörteln sind auszugsweise in Tabelle 11.11 und Tabelle 11.12 wiedergegeben.
- (5) Als Temperatureausdehnungskoeffizienten von Mauerwerk dürfen die Werte der Tabelle 11.9 verwendet werden.

17.3.6 Baugrund

- (1) Die charakteristischen Bodenkennwerte insbesondere im Bereich der Widerlager- und Pfeilergründungen, aber auch der Dammschüttung und der Widerlagerhinterfüllung sind den Angaben des Geotechnischen Berichts (Baugrundgutachten) zu entnehmen bzw. aus diesen zu berechnen und festzulegen. Gegebenenfalls ist ein Bodengutachter hinzuzuziehen.
- (2) Bei setzungsempfindlichen Bauwerken müssen ggf. für Empfindlichkeitsbetrachtungen hinsichtlich ihres Einfluss auf das Tragvermögen obere und untere Grenzwerte von Bodenkennwerten festgelegt werden.

Anlage 1 – Verkehrliche Kompensationsmaßnahmen

A1.1 Verkehrliche Nutzungsauflagen

- (1) Wenn bei der Nachrechnung von Bauwerken das Ziellastniveau LM1 für die Verkehrsart „Große Entfernung“ nicht nachgewiesen werden kann, darf der Nachweis mit einem Ziellastniveau nach den Absätzen (A1-2) bis (A1-5) für die Verkehrsart „Große Entfernung“ geführt werden, wenn zusätzlich bestimmte verkehrliche Nutzungsauflagen als Kompensationsmaßnahmen angeordnet werden. Die verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen beziehen sich allein auf die Einwirkungsseite.

Die so nachgewiesene Brücke ist in die Nachweisklasse C einzuordnen.

- (2) Die in den Tabellen A1-1, A1-2 und A1-3 verwandten verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen tragen folgende Bedeutung

- A15 LKW-Mindestabstand von 15 m zum vorausfahrenden Fahrzeug im Stau (Abstandsgebot), Zeichen 273 + Zusatzschild „LKW im Stau“, §41 StVO;
- A25 LKW-Mindestabstand von 25 m zum vorausfahrenden Fahrzeug im Stau (Abstandsgebot), Zeichen 273 + Zusatzschild „LKW im Stau“, §41 StVO;
- ÜV LKW-Überholverbot (Kontrolle durch Verkehrsbehörden sollte vereinbart werden), Zeichen 277, §41 StVO;
- SV Kein genehmigungspflichtiger Schwerverkehr mit Dauererlaubnis.

- (3) Für Brücken als Einfeld- oder Mehrfeldträger mit Einzelstützweiten bis 35 m und zweiteiligem Querschnitt (getrennte Überbauten für beide Richtungsfahrbahnen, Bild A1-1) darf unabhängig von der tatsächlichen Anzahl der Fahrstreifen je Fahrtrichtung im Richtungsverkehr das Ziellastniveau LM1 durch die Ziellastniveaus BK60, BK60/30 substituiert werden, wenn die in Tabelle A1-1 angegebenen verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen zusätzlich berücksichtigt werden.

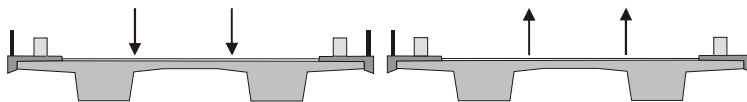


Bild A1-1 Beispiel für Brücken mit zweiteiligem Querschnitt (getrennte Überbauten für beide Richtungsfahrbahnen)

Tabelle A1-1 Verkehrliche Kompensationsmaßnahmen für Ziellastniveau LM1 für Brücken mit getrennten Überbauten für die Richtungsfahrbahnen, Einzelstützweiten kleiner als 35 m

		1	2
		Einzelstützweite kleiner 35 m	
1	DTV-SV < 2.000	BK60 + ÜV + SV	BK60/30
2	DTV-SV ≥ 2.000	BK60 + ÜV + SV	BK60/30 + ÜV + SV

- (4) Für Brücken als Einfeld- oder Mehrfeldträger mit Einzelstützweiten zwischen 35 m und 200 m und zweiteiligem Querschnitt (getrennte Überbauten für beide Richtungsfahrbahnen, Bild A1-1) darf unabhängig von der tatsächlichen Anzahl der Fahrstreifen je Fahrtrichtung im Richtungsverkehr das Ziellastniveau LM1 durch die Ziellastniveaus BK60, BK60/30 substituiert werden, wenn die in Tabelle A1-2 angegebenen verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen berücksichtigt werden.

Tabelle A1-2 Verkehrliche Kompensationsmaßnahmen für Ziellastniveau LM1 für Brücken mit getrennten Überbauten für die Richtungsfahrbahnen, Einzelstützweiten zwischen 35 bis 200 m

		1	2
		Einzelstützweite zwischen 35 bis 200 m	
1	DTV-SV < 2.000	BK60 + A15 + ÜV + SV	BK60/30 + A15
2	DTV-SV ≥ 2.000	BK60 + A25 + ÜV + SV	BK60/30 + A15 + ÜV + SV

- (5) Für Brücken als Einfeld- oder Mehrfeldträger mit Straßenquerschnitten von drei oder mehr Fahrstreifen auf einem gemeinsamen Überbau (Bild A1-2) im Begegnungsverkehr darf das Ziellastniveau LM1 durch die Ziellastniveaus BK60, BK60/30 substituiert werden, wenn die in Tabelle A1-3 angegebenen verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen zusätzlich berücksichtigt werden.

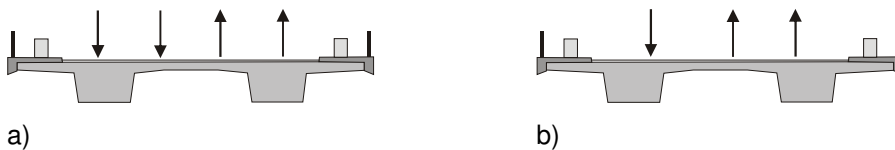


Bild A1-2 Beispiele für Brücken mit einteiligem Querschnitt (gemeinsamer Überbau für beide Richtungsfahrbahnen)

Tabelle A1-3 Verkehrliche Kompensationsmaßnahmen für Ziellastniveau LM1 für Überbauten mit drei oder mehr Fahrstreifen

		1	2
		≥ 3 Fahrstreifen, gemeinsamer Überbau für beide Richtungsfahrbahnen	
1	DTV-SV < 2.000	BK60 + ÜV + SV	BK60/30 + ÜV
2	DTV-SV ≥ 2.000	BK60 + A25 + ÜV + SV	BK60/30 + ÜV + SV

A1.2 Verkehrliche Nutzungseinschränkungen

(1) Zu den verkehrlichen Nutzungseinschränkungen, um Defizite auf der Widerstandsseite auszugleichen, zählen

- eine LKW-Gewichtsbeschränkung (Zeichen 262, §41 StVO);
- eine Geschwindigkeitsbeschränkung (Zeichen 274, §41 StVO);
- eine LKW-Achslastbeschränkung (Zeichen 263, §41 StVO);
- ein LKW-Überholverbot (Kontrolle durch Verkehrsbehörden sollte vereinbart werden, Zeichen 277, §41 StVO);
- Kein genehmigungspflichtiger Schwerverkehr mit Dauererlaubnis;
- Ummarkierung von Fahrstreifen;
- Sperrung und Einengung von Fahrstreifen etc.

Die so nachgewiesenen Brücken sind der Nachweisklasse C zuzuordnen.

Anlage 2 – Ergebniszusammenstellung

A2.1 Ergebniszusammenstellung für Betonbrücken (Muster)

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse											
Bauwerksnummer											
Bauwerksname											
Berechnungsgrundlagen		Einwirkungen		DIN FB-101	Ziellastniveau	LM 1	Bemessung	DIN FB-102			
		Stufe NaRiLi		Betonfestigkeitsklasse		Spannstahl		BSt			
Skizze des statischen Systems		Beispielhafte Darstellung					Maßgebende Schritte (Bsp.) Die maßgebenden Stellen sind festzulegen				
Querschnitt (Bsp.)							I : Stütze Achse 10 II : im Abstand d von Achse 10 III : max. $M_{Ed,Ed}$				
		<input checked="" type="checkbox"/> Plattenbalken <input type="checkbox"/> Hohlkasten									
0 Allgemeines											
0.1 Bauwerkszustand (Beurteilung anhand von Brückenprüfungen)											
Noten der letzten Brückenhauptprüfung		Gebrauchstauglichkeit		Tragfähigkeit		Bewertung der Schäden					
		Gesamtnote									
0.2 Angaben zu der Modellierung des Systems bei der Nachrechnung											
0.2.1 Längsrichtung		Kombiniertes Stab-Schalen-Modell (Querverteilung mittels orthotroper Platte) (Bsp.)									
0.2.2 Querrichtung		Kombiniertes Stab-Schalen-Modell (Bsp.)									
0.2.3 Schnittgrößenvergleich mit Bestandsstatik		Anmerkungen zu den Abweichungen gegenüber der Bestandsstatik									
1 Überbau Längsrichtung											
		Feldnr.: 1 (Bsp.)			Spannweite: 43 m (Bsp.)						
Nachweis		Nachweisstelle		vorh. σ' erf. a_s		>/<		zul. σ' vorh. a_s		$\kappa = \frac{E_{s,ELM,Ed}}{R_{s,d}}$	Bewertung
1.1 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit											
1.1.2 Dekompression		Rand unten		III Feld		MN/m ²		MN/m ²			
		Rand oben		I Stütze		MN/m ²		MN/m ²			
1.1.3 Betondruckspannungen vorh. $\sigma_c < 0,60f_{ck}$		Rand unten		III Stütze		MN/m ²		MN/m ²			
		Rand oben		I Feld		MN/m ²		MN/m ²			
1.1.4 Betondruckspannungen vorh. $\sigma_c < 0,45f_{ck}$						MN/m ²		MN/m ²			
1.1.5 Spannstahlspannungen vorh. $\sigma_p < 0,65f_{pk}$						MN/m ²		MN/m ²			
1.1.6 Betonzugspannungen						MN/m ²		MN/m ²			
1.1.7 Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung						cm ² /m		cm ² /m			
						cm ² /m		cm ² /m			
						cm ² /m		cm ² /m			
1.1.8 Direkte Berechnung der Rissbreite				$W_{k,cr}$		mm					
				$W_{k,cr}$		mm					
				$W_{k,cr}$		mm					
1.1.9 Gemessene Rissbreite am Bauwerk				$W_{k,obs}$		mm					
				$W_{k,obs}$		mm					
				$W_{k,obs}$		mm					
1.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit											
1.2.1 Biegung mit Längskraft		Rand oben		I Stütze		cm ²		cm ²			
		Rand unten		III Feld		cm ²		cm ²			
1.2.2 Querkraft und Torsion											
Nachweis der Druckstrebe		$V_{Ed,max}$		I Stütze		MN		$V_{Ed,max}$		MN	
		$T_{Ed,max}$		I Stütze		MNm		$T_{Ed,max}$		MNm	
		Interaktion zw. Querkraft und Torsion		I Stütze		$\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}}\right)^2 \leq 1,0$					
Schubbewehrung		$V_{Rd,Sy}$		II		MN		$V_{Rd,Sy}$		MN	
1.2.3 Schubanschluss zwischen Balkensteg und Gurt											
Nachweis der Druckstrebe		Druck-/Zuggurt		V_{Ed}		MN		$V_{Rd,max}$		MN	
Nachweis der Anschlussbewehrung		Druck-/Zuggurt		V_{Ed}		MN		$V_{Rd,Sy}$		MN	
1.3 Nachweis der Ermüdungsfestigkeit außerhalb der Koppelfugen											
1.3.1 Ermüdungsnachweis nach DIN-FB 102		Ermüdungslastmodell: ELM3		$\Delta\sigma_{s,0,90}$		-		MN/m ²		-	
								$\Delta\sigma_{Rd}$		-	
										MN/m ²	
1.4 Nachweis der Ermüdungsfestigkeit in den Koppelfugen											
1.4.1 Ermüdungsnachweis nach DIN-FB 102		Ermüdungslastmodell: ELM3		$\Delta\sigma_{s,0,90}$		-		MN/m ²		-	
								$\Delta\sigma_{Rd}$		-	
										MN/m ²	
1.4.2 Direkte Berechnung der Schädigung D		Ermüdungslastmodell: (modifiziertes) ELM4		$D_{s,0,90}$		-		[]		-	
								zul. D		1,00	
										[]	
1.4.3 Handlungsanweisung BAST - Stufe 1		$M_{s,0,90} + M_{s,T,0,90} \leq 0,3 \cdot p$		1,0 P		vorh. $\Delta\sigma_2$		-		MN/m ²	
				0,7 P		vorh. $\Delta\sigma_2$		-		MN/m ²	
1.4.4 Handlungsanweisung BAST - Stufe 2		$M_{s,0,90} + M_{s,T,0,90} \leq 0,5 \cdot p$		1,0 P		vorh. $\Delta\sigma_2$		-		MN/m ²	
				0,7 P		vorh. $\Delta\sigma_2$		-		MN/m ²	
1.4.5 Handlungsanweisung BAST - Stufe 3		$M_{s,0,90} + M_{s,T,0,90} \leq 0,5 \cdot p$		1,0 P		vorh. $\Delta\sigma_2$		-		MN/m ²	
				0,7 P		vorh. $\Delta\sigma_2$		-		MN/m ²	
1.5 Nachweis des Ankündungsverhaltens (nach Handlungsanweisung SpRK von 1/2011)											
1.5.1 Restbruchsicherheit		Feld 1		Schnitt 2		min. η_p		erf. η_p		1,10	
Aufretenswahr- scheinlichkeit		Feld 1				vorh. P_L		zul. P_L		-4,00	

Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse											
Bauwerksnummer											
Bauwerksname											
Berechnungsgrundlagen		Einwirkungen		DIN FB-101	Ziellastniveau	LM 1	Bemessung	DIN FB-102			
		Stufe NaRILI									
		Betonfestigkeitsklasse			Spannstahl		BSI				
Skizze des statischen Systems		<i>Beispielhafte Darstellung</i> 					Maßgebende Schnitte (Bsp.) <i>Die maßgebenden Stellen sind festzulegen</i> I : Stütze Achse 10 II : KF III : Feldmitte Feld 2 IV : im Abstand d von Achse 20				
Querschnitt (Bsp.)											
2 Überbau Längsrichtung		Feldnr.: 2 (Bsp.)		Spannweite: 52 m (Bsp.)							
Nachweis		Nachweisstelle		vorh. σ' / ert. a_s		>/<		zul. σ' / vorh. a_s		$\kappa_i = \frac{E_{s,i} M_{s,i} Z_{i,d}}{R_{s,i}}$	Bewertung
2.1 Grenzzustand der Gebrauchtauglichkeit											
2.1.2 Dekompression		Rand unten	III Feld					MN/m ²			
		Rand oben	I Stütze					MN/m ²			
2.1.3 Betondruckspannungen vorh $\sigma_c < 0,60f_{tk}$		Rand unten	III Stütze					MN/m ²			
		Rand oben	I Feld					MN/m ²			
2.1.4 Betondruckspannungen vorh $\sigma_c < 0,45f_{tk}$								MN/m ²			
2.1.5 Spannstahlspannungen vorh $\sigma_p < 0,65f_{sk}$								MN/m ²			
2.1.6 Betonzugspannungen								MN/m ²			
2.1.7 Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung								cm ² /m			
								cm ² /m			
								cm ² /m			
								cm ² /m			
2.1.8 Direkte Berechnung der Rissbreite				$w_{k,calc}$				mm			
				$w_{k,calc}$				mm			
				$w_{k,calc}$				mm			
2.1.9 Gemessene Rissbreite am Bauwerk				$w_{k,obs}$				mm			
				$w_{k,obs}$				mm			
				$w_{k,obs}$				mm			
2.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit											
2.2.1 Biegung mit Längskraft		Rand oben	I Stütze					cm ²			
		Rand unten	III Feld					cm ²			
2.2.2 Querkraft und Torsion											
Nachweis der Druckstrebe		$V_{Rd,max}$	I Stütze	V_{Ed}			$V_{Rd,max}$		MN		
		$T_{Rd,max}$	I Stütze	T_{Ed}			$T_{Rd,max}$		MNm		
		Interaktion zw. Querkraft und Torsion		I Stütze	$\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}}\right)^2 \leq 1,0$						
Schubbewehrung		$V_{Rd,Sy}$	II	V_{Ed}			$V_{Rd,Sy}$		MN		
2.2.3 Schubanschluss zwischen Balkensteg und Gurt											
Nachweis der Druckstrebe		Druck-/Zuggurt			V_{Ed}		MN		$V_{Rd,max}$		MN
Nachweis der Anschlussbewehrung		Druck-/Zuggurt			V_{Ed}		MN		$V_{Rd,Sy}$		MN
2.3 Nachweis der Ermüdungsfestigkeit außerhalb der Koppelfugen											
2.3.1 Ermüdungsnachweis nach DIN-FB 102		Ermüdungslastmodell: ELM3	$\Delta\sigma_{s,eq}$	-	MN/m ²		-		$\Delta\sigma_{RSD}$		MN/m ²
2.3 Nachweis der Ermüdungsfestigkeit in den Koppelfugen											
2.3.1 Ermüdungsnachweis nach DIN-FB 102		Ermüdungslastmodell: ELM3	$\Delta\sigma_{s,eq}$	-	MN/m ²		-		$\Delta\sigma_{RSD}$		MN/m ²
2.3.2 Direkte Berechnung der Schädigung D		Ermüdungslastmodell: (modifiziertes) ELM4	D_{calc}	-	[-]		-		zul. D		1,00
2.3.3 Handlungsanweisung BAST - Stufe 1		$M_{0,sk0} + M_{3,Tm} \pm 0,3^*p$	1,0 P	vorh. $\Delta\sigma_2$	-	MN/m ²		-		zul. $\Delta\sigma_2$	
			0,7 P	vorh. $\Delta\sigma_2$	-	MN/m ²		-		zul. $\Delta\sigma_2$	
			1,0 P	vorh. $\Delta\sigma_2$	-	MN/m ²		-		zul. $\Delta\sigma_2$	
2.3.4 Handlungsanweisung BAST - Stufe 2		$M_{0,sk0} + M_{3,Tm} \pm 0,5^*p$	0,7 P	vorh. $\Delta\sigma_2$	-	MN/m ²		-		zul. $\Delta\sigma_2$	
			0,7 P	vorh. $\Delta\sigma_2$	-	MN/m ²		-		zul. $\Delta\sigma_2$	
			1,0 P	vorh. $\Delta\sigma_2$	-	MN/m ²		-		zul. $\Delta\sigma_2$	
2.3.5 Handlungsanweisung BAST - Stufe 3		$M_{Vorh} + M_{3,Tm} \pm 0,5^*p$	1,0 P	vorh. $\Delta\sigma_2$	-	MN/m ²		-		zul. $\Delta\sigma_2$	
			0,7 P	vorh. $\Delta\sigma_2$	-	MN/m ²		-		zul. $\Delta\sigma_2$	
2.4 Nachweis des Ankündigungsverhaltens (nach Handlungsanweisung SpRK von 1/2011)											
2.4.1 Restbruchsicherheit		Feld 2	Schnitt 2	min. γ_p				erf. γ_p		1,10	
Aufretenswahrscheinlichkeit		Feld 2	vorh. P_L				zul. P_L		-4,00		

Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse															
Bauwerksnummer															
Bauwerksname															
Berechnungsgrundlagen		Einwirkungen	DIN FB-101	Ziellastniveau	LM 1	Bemessung	DIN FB-102								
		Stufe NaRILi			Spannstahl			BSt							
Skizze des statischen Systems		<i>Beispielhafte Darstellung</i>						Maßgebende Schnitte (Bsp.)							
								<ul style="list-style-type: none"> 1 : Anschnitt Kragarm 2 : Anschnitt Fahrbahnplatte 3 : Vowenbeginn 4 : Feldmitte 5 : Anschnitt Bodenplatte 6 : Bodenplattenmitte 							
Querschnitt (Bsp.)		<input checked="" type="checkbox"/> Plattenbalken			<input type="checkbox"/> Hohlkasten										
6 Überbau Querrichtung															
Nachweis	Nachweisstelle	vorh. σ / erf. a_s	>/<	zul. σ / vorh. a_s	$\kappa = \frac{E_{s,LM,Zul}}{R_{s,d}}$	Bewertung									
6.1 Grenzzustand der Gebrauchtauglichkeit															
6.1.1	Dekompression	Rand unten	4-4		MN/m ²		MN/m ²	-							
		Rand oben	2-2		MN/m ²		MN/m ²	-							
(6.1.1)	Betonrandzugspannungen (nicht vorgespannt)	Rand unten	4-4		MN/m ²		MN/m ²	-							
		Rand oben	2-2		MN/m ²		MN/m ²	-							
6.1.2	Betondruckspannungen vorh $\sigma_c < 0,60f_{tk}$				MN/m ²		MN/m ²								
					MN/m ²		MN/m ²								
6.1.3	Betondruckspannungen vorh $\sigma_c < 0,45f_{tk}$				MN/m ²		MN/m ²								
					MN/m ²		MN/m ²								
6.1.4	Spannstahlspannungen vorh $\sigma_p < 0,65f_{pk}$				MN/m ²		MN/m ²								
					MN/m ²		MN/m ²								
6.1.5	Betonstahlspannungen vorh $\sigma_s < 0,80 f_{pk}$				MN/m ²		MN/m ²								
					MN/m ²		MN/m ²								
6.1.6	Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung				cm ² /m		cm ² /m								
					cm ² /m		cm ² /m								
6.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit															
6.2.1	Biegung mit Längskraft	Rand unten	4-4		cm ² /m		cm ² /m								
		Rand oben	2-2		cm ² /m		cm ² /m								
6.2.2	Querkraft	$V_{Rd,max}$	1-1	V_{Ed}	MN/m		$V_{Rd,max}$	MN/m							
		$V_{Rd,ct}$	1-1	V_{Ed}	MN/m		$V_{Rd,ct}$	MN/m							
		$V_{Rd,max}$	2-2	V_{Ed}	MN/m		$V_{Rd,max}$	MN/m							
		$V_{Rd,ct}$	2-2	V_{Ed}	MN/m		$V_{Rd,ct}$	MN/m							
6.3 Nachweis der Ermüdungsfestigkeit															
6.3.1	Ermüdungsnachweis nach DIN-FB 102	Ermüdungslastmodell: ELM3	$\Delta\sigma_{s,eq}$	-	MN/m ²	-	$\Delta\sigma_{Rsd}$	-	MN/m ²						
6.4 Nachweis des Ankündigungsverhaltens															
7 Lager (Bemessungswerte)															
		Achse	0		10		20		30		40		50		Bewertung
			alt	neu	alt	neu	alt	neu	alt	neu	alt	neu	alt	neu	
7.1	Lagerlasten P_z	[kN]	max												
			min												
7.2	Lagerlasten P_x	[kN]	max												
			min												
7.3	Lagerlasten P_y	[kN]	max												
			min												
7.4	Verdrehung φ_x	[mrad]	max												
			min												
7.5	Verdrehung φ_y	[mrad]	max												
			min												
7.6	Verschiebung u_x	[mm]	max												
			min												
7.7	Verschiebung u_y	[mm]	max												
			min												
7.8	Lagerbemessung	verbale Beschreibung der Bauteile sowie deren Defizite													
8 Unterbauten															
		verbale Beschreibung der Bauteile sowie deren Defizite										Bewertung			
8.1	Widerlager														
8.2	Pfeiler														

A2.2 Ergebniszusammenstellung für Stahlbrücken (Muster)

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse						
Bauwerksnummer						
Bauwerksname						
Berechnungsgrundlagen		Einwirkungen	DIN FB 101	Bemessung	DIN FB 103	
		Stufe NaRiLi				
		Stahlgüte				
Skizze des statischen Systems (Bsp.)						
Maßgebende Schnitte (Bsp.) I Seite Achse 10 II Feldmitte Feld 2						
Querschnitt (Bsp.)						
0 Allgemeines						
0.1 Bauwerkszustand (Beurteilung anhand von Brückenprüfungen)						
Noten der letzten Brückenhauptprüfung		Gebrauchstauglichkeit	Tragfähigkeit		Bewertung der Schäden	
		Gesamtnote				
0.2 Angaben zur Modellierung des Systems bei der Nachrechnung						
0.2.1	Längsrichtung					
0.2.2	Querrichtung					
0.2.3	Schnittgrößenvergl. mit Bestandsstatik					
1 Überbau Längsrichtung		Feldnr.: 1 (Bsp.)		Spannweite: 80m (Bsp.)		
1.1 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit						
	Nachweis	Nachweisstelle	E_d	R_d	Ausnutzungsgrad	$\kappa_1 = \frac{E_{d(LIM-Zul)}}{R_d}$
			MN/m ²	MN/m ²		
1.1.1	Spannungsbegrenzung		MN/m ²	MN/m ²		
			MN/m ²	MN/m ²		
			MN/m ²	MN/m ²		
1.1.2	Verbundmittel		MN	MN		
			MN	MN		
			MN	MN		
1.1.3	Stegblechatten		MN/m ²	MN/m ²		
			MN/m ²	MN/m ²		
1.1.4	orthotrope Fahrbahnplatte		verbale Beschreibung der Bauteile und deren Defizite			
1.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit						
	Nachweis	Nachweisstelle	E_d	R_d	Ausnutzungsgrad	$\kappa_1 = \frac{E_{d(LIM-Zul)}}{R_d}$
			MN/m ²	MN/m ²		
1.2.1	Spannungsnachweis		$\sigma_{t,Ed}$	$\sigma_{t,Rd}$		
			MN/m ²	MN/m ²		
			$\tau_{t,Ed}$	$\tau_{t,Rd}$		
			MN/m ²	MN/m ²		
	(plast.) Momentenentragsf.		MNm	MNm		
1.2.2	Querkrafttragfähigkeit		MN	MN		
			MN	MN		
	komb. Momenten- u. Querkrafttragfähigkeit		-	-		
1.2.3	Knicken / BDK		-	-		
1.2.4	Beulnachweis		-	-		
1.2.5	Schweißnähte		MN/m ²	MN/m ²		
			MN/m ²	MN/m ²		
1.2.6	Anschlüsse		MN	MN		
			MN	MN		
1.1.7	orthotrope Fahrbahnplatte		verbale Beschreibung der Bauteile und deren Defizite			
1.3 Ermüdung						
Ermüdungsnachweis nach DIN FB 103		Ermüdungslastmodell ELM3				
	Bauteil	Nachweisstelle	vorh. $\Delta\sigma_{E,2}$	vorh. $\Delta\tau_{E,2}$	Kerbfall - $\Delta\sigma_C$	Ausnutzung
	Gurtstoß		MN/m ²	MN/m ²		
	QT-Enbindung		MN/m ²	MN/m ²		
	Verbundmittel		MN/m ²	MN/m ²		
	orthotrope Fahrbahnplatte		MN/m ²	MN/m ²		

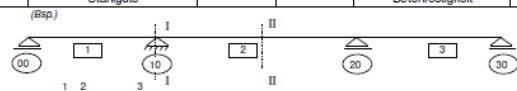
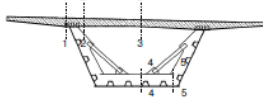
Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse												
Bauwerksnummer												
Bauwerksname												
Berechnungsgrundlagen		Einwirkungen Stufe NaRiLi Stahlgüte			DIN FB 101			Bemessung			DIN FB 103	
Skizze des statischen Systems												
Querschnitt												
		Maßgebende Schnitte (Bsp.) I: Stütze Achse 10 II: Feldmitte Feld 2										
2 Überbau Querichtung (z.B. Querrahmen, Querrastwerk, etc.)												
2.1 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit												
	Nachweis	Nachweisstelle	E _d		>/<	R _d	Ausnutzungsgrad	$\mu = \frac{E_{d,1,Max,Std}}{R_{d,1}}$		Bewertung		
2.1.1	Spannungsbegrenzung		MN/m ²			MN/m ²						
2.1.2	Verbundmittel		MN			MN						
2.1.3	orthotrope Fahrbahnplatte		<i>verbale Beschreibung der Bauteile und deren Defizite</i>									
2.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit												
	Nachweis	Nachweisstelle	E _d		>/<	R _d	Ausnutzungsgrad	$\mu = \frac{E_{d,1,Max,Std}}{R_{d,1}}$		Bewertung		
2.2.1	Spannungsnachweis		$\sigma_{x,d}$ $\tau_{x,d}$ $\sigma_{y,d}$									
2.2.2	Knicken / BDK		-		-	-						
2.2.3	Beulnachweis		-		-	-						
2.2.4	Verbundmittel		MN			MN						
2.2.5	Schweißnähte		MN/m ²			MN/m ²						
2.2.6	Anschlüsse		MN			MN						
2.2.7	Biegung mit Längskraft		Rand oben Rand unten			cm ² /m cm ² /m						
2.2.8	Querkraft		V _{Rd,max} V _{Rd,Std}			MN/m MN/m						
2.2.9	orthotrope Fahrbahnplatte		<i>verbale Beschreibung der Bauteile und deren Defizite</i>									
3 Lager (Bemessungswerte)												
			Achse	10	20	30	40					
				alt	neu	alt	neu	alt	neu			
3.1	Lagerlasten Pz [kN]	max										
		min										
3.2	Lagerlasten Px [kN]	max										
		min										
3.3	Lagerlasten Py [kN]	max										
		min										
3.4	Verdrehung ϕ_x [mrad]	max										
		min										
3.5	Verdrehung ϕ_y [mrad]	max										
		min										
3.6	Verschiebung u _x [mm]	max										
		min										
3.7	Verschiebung u _y [mm]	max										
		min										
3.8	Lagerbemessung		<i>verbale Beschreibung der Bauteile sowie deren Defizite</i>									
4 Umrerbauten												
			<i>verbale Beschreibung der Bauteile sowie deren Defizite</i>								Bewertung	
4.1	Widerlager		<i>verbale Beschreibung der Bauteile sowie deren Defizite</i>									
4.2	Pfeiler		<i>verbale Beschreibung der Bauteile sowie deren Defizite</i>									

A2.3 Ergebniszusammenstellung für Stahlverbundbrücken (Muster)

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse							
Bauwerksnummer							
Bauwerksname							
Berechnungsgrundlagen		Einwirkungen	DIN FB 101	Bemessung	DIN FB 104		
		Stufe NaR/LI		Betonfestigkeit		BSI	
Skizze des statischen Systems		(Bsp.)					
Querschnitt		(Bsp.)					
0 Allgemeines							
0.1 Bauwerkszustand (Beurteilung anhand von Brückenprüfungen)							
Nolen der letzten Brückenhauptprüfung		Gebrauchstauglichkeit	Tragfähigkeit		Bewertung der Schäden		
		Gesamtnote					
0.2 Angaben zur Modellierung des Systems bei der Nachrechnung							
0.2.1 Längsrichtung							
0.2.2 Querrichtung							
0.2.3 Schnittgrößenvergl. mit Bestandsstatik							
1 Überbau Längsrichtung		Feldnr.: 1 (Bsp.)		Spannweite: 60m (Bsp.)			
1.1 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit							
1.1.1 Stahlbauteile							
	Nachweis	Nachweisstelle	E_s	R_s	Ausnutzungsgrad	$\kappa = \frac{E_{s,II,M,Ed}}{R_{s,I}}$	Bewertung
1.1.1.1	Spannungsbegrenzung		MN/m ²	MN/m ²			
1.1.1.2	Verbundmittel		MN	MN			
1.1.1.3	Stegblechatten		MN/m ²	MN/m ²			
1.1.1.4			MN/m ²	MN/m ²			
1.1.2 Betonbauteile							
	Nachweis	Nachweisstelle	vorh. σ / erf. σ_s	> / <	zul. σ / vorh. σ_s	$\kappa = \frac{E_{s,II,M,Ed}}{R_{s,I}}$	Bewertung
1.1.2.1	Dekompression	Rand unten / III. Feld	MN/m ²				
1.1.2.2	Betondruckspannungen	Rand oben / I. Stütze	MN/m ²				
		Rand unten / III. Stütze	MN/m ²				
		Rand oben / I. Feld	MN/m ²				
1.1.2.3	Betondruckspannungen		MN/m ²				
1.1.2.4	Spannstahlspannungen		MN/m ²				
1.1.2.5	Betonzugspannungen		MN/m ²				
1.1.2.6	Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung		cm ² /m		cm ² /m		
1.1.2.7	Direkte Berechnung der Rissbreite		$W_{k,cr}$	mm			
1.1.2.8	Gemessene Rissbreite am Bauwerk		$W_{k,cr}$	mm			
1.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit							
1.2.1 Stahlbauteile							
	Nachweis	Nachweisstelle	E_s	R_s	Ausnutzungsgrad	$\kappa = \frac{E_{s,II,M,Ed}}{R_{s,I}}$	Bewertung
1.2.1.1	Spannungsnachweis		$\sigma_{s,Ed}$	$\sigma_{s,Rd}$			
			τ_{Ed}	τ_{Rd}			
			$\sigma_{s,Ed}$	$\sigma_{s,Rd}$			
1.2.1.2	(plast.) Momenten- u. Querkrafttragfähigkeit		MNm	MNm			
1.2.1.3	Knicken / BDK						
1.2.1.4	Beulnachweis						
1.2.1.5	Verbundmittel		MN	MN			
1.2.1.6	Schweißnähte		MN/m ²	MN/m ²			
1.2.1.7	Anschlüsse		MN	MN			
1.2.2 Betonbauteile							
1.2.2.1	Biegung mit Längskraft						
	Spannstahl	Rand oben / I. Stütze	cm ²		cm ²		
		Rand unten / III. Feld	cm ²		cm ²		
	Schlafstahl	Rand oben / I. Stütze	cm ²		cm ²		
		Rand unten / III. Feld	cm ²		cm ²		
1.2.2.2	Querkraft und Torsion		$V_{Rd,max}$	MN	$V_{Rd,max}$	MN	
			$T_{Rd,max}$	MNm	$T_{Rd,max}$	MNm	
	Nachweis der Druckstrebe	Interaktion zw. Querkraft und Torsion	$\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}}\right)^3 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}}\right)^2 \leq 10$				
1.2.2.3	Schubbewehrung		$V_{Rd,By}$	MN	$V_{Rd,By}$	MN	
	Schubanschluss zwischen Balkensteg und Gurt						
	Nachweis der Druckstrebe	Druck-/Zuggurt	V_{Ed}	MN	$V_{Rd,max}$	MN	
	Nachweis der Anschlussbewehrung	Druck-/Zuggurt	V_{Ed}	MN	$V_{Rd,By}$	MN	
1.3 Ermüdung							
Ermüdungsnachweis nach DIN FB 103/104		Ermüdungslastmodell ELM3					
	Bauteil	Nachweisstelle	vorh. $\Delta\sigma_{e,2}$	vorh. $\Delta\sigma_{e,2}$	Kerbfall - $\Delta\sigma_c$	Ausnutzung	Bewertung
	Gurtstoß						
	OT-Erdbindung						
	Verbundmittel						
	orthotrope						
	Fahrbahnplatte						

Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse										
Bauwerksnummer										
Bauwerksname										
Berechnungsgrundlagen		Einwirkungen Stufe NaRiLi Stahlgüte		DIN FB 101		Bemessung		DIN FB 104		
						Betonfestigkeit		BST		
Skizze des statischen Systems (Bsp.)  Maßgebende Schnitte (Bsp.) I II Sitzze Achse 10 Feldmitte Feld 2										
Querschnitt (Bsp.) 										
2 Oberbau Querichtung										
2.1 Grenz Zustand der Gebrauchtauglichkeit										
2.1.1 querorientierte Stahlbauteile (z.B. Querrahmen, Querschwerk, ...)										
	Nachweis	Nachweisstelle	E_d		><	R_d	Ausnutzungs- grad	$\kappa = \frac{E_{d,LM-20t}}{R_{d,t}}$	Bewertung	
2.1.1.1	Spannungsbegrenzung		MN/m ²			MN/m ²				
2.1.1.2	Verbundmittel		MN			MN				
2.1.1.3			MN			MN				
2.1.2 Betonbauteile										
	Nachweis	Nachweisstelle	vorh. σ / erf. a_s		><	zul. σ / vorh. a_s	$\kappa = \frac{F_{d,LM-20t}}{R_{d,t}}$	Bewertung		
2.1.2.1	Dekompression	Rand unten Rand oben	4-4 2-2	MN/m ²		MN/m ²				
2.1.2.2	Betondruckspannungen vorh. $\sigma_s < 0,50f_{td}$			MN/m ²		MN/m ²				
2.1.2.3	Betondruckspannungen vorh. $\sigma_s < 0,45f_{td}$			MN/m ²		MN/m ²				
2.1.2.4	Spannstahlsparnungen vorh. $\sigma_s < 0,65f_{td}$			MN/m ²		MN/m ²				
2.1.2.5	Betonsparnungen Rissbreite			MN/m ²		MN/m ²				
2.1.2.6	Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung			cm ² /m		cm ² /m				
2.2 Grenz Zustand der Tragfähigkeit										
2.2.1 querorientierte Stahlbauteile										
	Nachweis	Nachweisstelle	E_d		><	R_d	Ausnutzungs- grad	$\kappa = \frac{E_{d,LM-20t}}{R_{d,t}}$	Bewertung	
2.2.1.1	Spannungsnachweis		$\sigma_{t,d}$ τ_{d} $\sigma_{t,d}$							
2.2.1.2	Knicken / BDK									
2.2.1.3	Beulnachweis									
2.2.1.4	Verbundmittel			MN		MN				
2.2.1.5	Schweißnähte			MN/m ²		MN/m ²				
2.2.1.6	Anschlüsse			MN		MN				
2.2.1.7	Biegung mit Längskraft		Rand oben Rand unten	cm ² /m cm ² /m		cm ² /m cm ² /m				
2.2.1.8	Querkraft		$V_{t,d,max}$ $V_{t,d,tot}$	MN/m MN/m		MN/m MN/m				
2.2.2 Betonbauteile										
	Nachweis	Nachweisstelle	vorh. σ / erf. a_s		><	zul. σ / vorh. a_s	$\kappa = \frac{F_{d,LM-20t}}{R_{d,t}}$	Bewertung		
2.2.2.1	Biegung mit Längskraft	Rand unten Rand oben	4-4 2-2	cm ² /m cm ² /m		cm ² /m cm ² /m				
2.2.2.2	Querkraft		$V_{t,d,max}$ $V_{t,d,tot}$ $V_{t,d,max}$ $V_{t,d,tot}$	MN/m MN/m MN/m MN/m		$V_{t,d,max}$ $V_{t,d,tot}$ $V_{t,d,max}$ $V_{t,d,tot}$				
3 Lager (Bemessungswerte)										
			Achse	10	20	30	40			
				alt	neu	alt	neu	alt	neu	
3.1	Lagerlasten Pz [kN]			max min						
3.2	Lagerlasten Px [kN]			max min						
3.3	Lagerlasten Py [kN]			max min						
3.4	Verdrehung ϕ_x [mrad]			max min						
3.5	Verdrehung ϕ_y [mrad]			max min						
3.6	Verschiebung ux [mm]			max min						
3.7	Verschiebung uy [mm]			max min						
3.8	Lagerbemessung	<i>verbale Beschreibung der Bauteile und deren Defizite</i>								
4 Unerbauten										
		<i>verbale Beschreibung der Bauteile sowie deren Defizite</i>								Bewertung
4.1	Widerlager	<i>verbale Beschreibung der Bauteile sowie deren Defizite</i>								
4.2	Pfeiler	<i>verbale Beschreibung der Bauteile sowie deren Defizite</i>								

Anlage 3 – Normen und Technisches Regelwerk

A3.1 Zusammenstellung von Normen

Teilsicherheitskonzept

DIN 488-1:2009-08	Betonstahl – Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung
DIN 488-2:2009-08	Betonstahl – Teil 2: Betonstabstahl
DIN 488-3:2009-08	Betonstahl – Teil 3: Betonstahl in Ringen, Bewehrungsdraht
DIN 488-6:2010-01	Betonstahl – Teil 6: Übereinstimmungsnachweis
DIN 1045-1:2008-08	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion
DIN 1045-2:2008-08	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
DIN 1045-3:2008-08	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung
DIN 1045-4:2001-07	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 4: Ergänzende Regeln für die Herstellung und die Konformität von Fertigteilen
DIN 1053-100:2007-09	Mauerwerk – Teil 100: Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts
DIN 1054:2005-01	Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
DIN 1054/A1:2009-07	Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau; Änderung A1
DIN 1054 Berichtigung 1:2005-04	Berichtigungen zu DIN 1054:2005-01
DIN 1054 Berichtigung 2:2007-04	Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Berichtigungen zu DIN 1054:2005-01
DIN 1054 Berichtigung 3:2008-01	Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Berichtigungen zu DIN 1054:2005-01
DIN 1054 Berichtigung 4:2008-10	Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Berichtigung zu DIN 1054:2005-01
DIN 1054:2010-12	Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1
DIN 1055-1:2002-06	Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1: Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen
DIN 1055-2:2007-01	Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Bodenkenngroßen
DIN 1055-4:2005-03	Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 4: Windlasten
DIN 1055-4; Berichtigung 1:2006-03	Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 4: Windlasten, Berichtigungen zu DIN 1055-4:2005-03
DIN 1055-5:2005-07	Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 5: Schnee- und Eislasten
DIN 1055-9:2003-08	Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 9: Außergewöhnliche Einwirkungen
DIN 1055-100:2001-03	Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln
DIN 4020:2010-12	Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2
DIN 4141-13:2010-07	Lager im Bauwesen – Teil 13: Führungslager mit der Gleitpaarung Stahl – Stahl – Bemessung und Herstellung
DIN 18800-1:2008-11	Stahlbauten – Teil 1: Bemessung und Konstruktion

DIN 18800-2:2008-11	Stahlbauten – Teil 2: Stabilitätsfälle – Knicken von Stäben und Stabwerken
DIN 18800-3:2008-11	Stahlbauten – Teil 3: Stabilitätsfälle – Plattenbeulen
DIN 18800-4:2008-11	Stahlbauten – Teil 4: Stabilitätsfälle – Schalenbeulen
DIN 18800-5:2007-03	Stahlbauten – Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton – Bemessung und Konstruktion
DIN 18800-7:2008-11	Stahlbauten – Teil 7: Ausführung und Herstellerqualifikation
DIN 52102:2006-02	Prüfverfahren für Gesteinskörnungen - Bestimmung der Trockendichte mit dem Messzylinderverfahren und Berechnung des Dichtigkeitsgrades
DIN-Fachbericht 100:2010-03	Technische Regel, 2010-03 DIN-Fachbericht 100 Beton – Zusammenstellung von DIN EN 206-1 Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität und DIN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
DIN-Fachbericht 101:2009-03	Technische Regel, 2009-03 DIN-Fachbericht 101 Einwirkungen auf Brücken
DIN-Fachbericht 102:2009-03	Technische Regel, 2009-03 DIN-Fachbericht 102 Betonbrücken
DIN-Fachbericht 103:2009-03	Technische Regel, 2009-03 DIN-Fachbericht 103 Stahlbrücken
DIN-Fachbericht 104:2009-03	Technische Regel, 2009-03 DIN-Fachbericht 104 Verbundbrücken
DIN EN 206-1:2001-07	Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000
DIN EN 206-1/A1:2004-10	Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000/A1:2004
DIN EN 206-1/A2:2005-09	Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000/A2:2005
DIN EN 771-1:2003 + A1:2005	Festlegungen für Mauersteine - Teil 1: Mauerziegel; Deutsche Fassung EN 771-1:2003 + A1:2005
DIN V 20000-401:2006-06	Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken - Teil 401: Regeln für die Verwendung von Mauerziegeln nach DIN EN 771-1:2005-05
DIN EN 771-3:2003 + A1:2005	Festlegungen für Mauersteine - Teil 3: Mauersteine aus Beton (mit dichten und porigen Zuschlägen); Deutsche Fassung EN 771-3:2003 + A1:2005
DIN V 20000-403:2005-06	Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken - Teil 403: Regeln für die Verwendung von Mauersteinen aus Beton nach DIN EN 771-3:2005-05
DIN EN 1052-1:1998-12	Prüfverfahren für Mauerwerk - Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit; Deutsche Fassung EN 1052-1:1998
DIN EN 1337	Lager im Bauwesen – Teil 1 bis Teil 11, außer Teil 8, einschließlich Änderungen bzw. Berichtigungen
DIN EN 1990:2002-10	Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002
DIN EN 1990/NA:2009-05	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung
DIN EN 1990/A1:2006-04	Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002/A1:2005

DIN EN 1990/A1 Berichtigung 1: 2010-05	Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002/A1:2005, Berichtigung zu DIN EN 1990:2002/A1:2006-04; Deutsche Fassung EN 1990:2002/A1:2005/AC:2008
DIN EN 1991-1-1:2002-10	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke; Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002
DIN EN 1991-1-1/NA:2009-02	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten für Gebäude
DIN EN 1991-1-1 Berichtigung 1:2009-09	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten für Gebäude; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002, Berichtigung zu DIN EN 1991-1-1:2002-10; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002/AC:2009
DIN EN 1991-1-3:2004-09	Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-3:2003
DIN EN 1991-1-3 Berichtigung 1:2009-09	Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-3:2003, Berichtigung zu DIN EN 1991-1-3:2004-09; Deutsche Fassung EN 1991-1-3:2003/AC:2009
DIN EN 1991-1-3/NA 1:2007-04	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten
DIN EN 1991-1-4/NA:2008-09	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten
DIN EN 1991-2:2004-05	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003
DIN EN 1991-2/NA	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003
DIN EN 1992-1-1:2005-10	Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004
DIN EN 1992-1-1 Berichtigung 1:2010-01	Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004, Berichtigung zu DIN EN 1992-1-1:2005-10; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004/AC:2008
DIN EN 1992-1-1/NA:2008-09	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
DIN V ENV 1993-1-1:1993-04	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung ENV 1993-1-1:1992
DIN V ENV 1993-1-1/A1:2002-05	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Allgemeine Bemessungsregeln – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau; Änderung A1; Deutsche Fassung ENV 1993-1-1/A1:1994

DIN V ENV 1993-1-1/A2:2002-05	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Allgemeine Bemessungsregeln – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau; Änderung A2; Deutsche Fassung ENV 1993-1-1/A2:1998
DIN EN 1993-1-1/NA:2007-10	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
DIN EN 1994-1-1:2006-07	Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004
DIN EN 1994-1-1 Berichtigung 1:2009-12	Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004, Berichtigung zu DIN EN 1994-1-1:2006-07; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004/AC:2009
DIN EN 1994-1-1/NA:2009-03	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau
DIN EN 1997-1:2009-09	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009
DIN EN 1997-1/NA:2010-12	Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
DIN EN 1997-2:2010-12	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2:2007 + AC:2010
DIN EN 1997-2/NA:2010-12	Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds
DIN EN 10002-1:2001-12	Metallische Werkstoffe. Zugversuche Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur; Deutsche Fassung EN 10002:2001
DIN EN 12390-5:2009-07	Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-5:2009
DIN EN 12390-6:2010-04	Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-6:2009
DIN EN 12504-2:2001-12	Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 2: Zerstörungsfreie Prüfung; Bestimmung der Rückprallzahl; Deutsche Fassung EN 12504-2:2001
DIN EN 13791:2008-05	Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen; Deutsche Fassung EN 13791:2007
DIN EN 15630-1:2002-09	Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton - Prüfverfahren - Teil 1: Bewehrungsstäbe, -walzdraht und -draht (ISO 15630-1:2002); Deutsche Fassung EN ISO 15630-1:2002
ISO 2394:1998-06	Allgemeine Grundlagen der Zuverlässigkeit von Tragwerken
ISO 3898:2010-02	Bases for design of structures - Notations - General symbols
ISO 8930:1991-03	Allgemeine Grundregeln über die Zuverlässigkeit von Tragwerken; Liste äquivalenter Begriffe

Globales Sicherheitskonzept

DIN 1045:1988-07	Beton und Stahlbeton - Bemessung und Ausführung
DIN 1045/A1:1996-12	Beton und Stahlbeton - Bemessung und Ausführung, Änderungen A1
DIN 1045:1972-01	Beton und Stahlbeton - Bemessung und Ausführung
DIN 1045:1943-03	Teil A: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton
DIN 1048-5:1991-06	Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper
DIN 1053-1:1996-11	Mauerwerk - Teil 1: Berechnung und Ausführung
DIN 1053-2:1996-11	Mauerwerk - Teil 2: Mauerwerksfestigkeitsklassen aufgrund von Eignungsprüfungen
DIN 1053-2:1990-02	Mauerwerk; Bewehrtes Mauerwerk; Berechnung und Ausführung
DIN 1054:1976-11	Baugrund; Zulässige Belastung des Baugrunds
DIN 1072:1967-11	Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen
DIN 1072:1985-12	Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen
DIN 1072 Beiblatt 1:1988-05	Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen; Erläuterungen
DIN 1073:1974-07	Stählerne Straßenbrücken; Berechnungsgrundlagen
DIN 1075:1981-04	Betonbrücken; Bemessung und Ausführung
DIN 1076:1999-11	Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung
DIN 18800:1981-03	Stahlbauten – Bemessung und Konstruktion
DIN 18809:1987-09	Stählerne Straßen- und Wegbrücken: Bemessung, Konstruktion, Herstellung
DIN 4141-1:1984-09	Lager im Bauwesen - Allgemeine Regelungen
DIN 4141-2:1984-09	Lager im Bauwesen; Richtlinien für die Lagerung von Brücken und vergleichbaren Bauwerken
DIN 4141-4:1998-04	Lager im Bauwesen; Transport, Zwischenlagerung und Einbau
DIN 4141-12:1994-11	Lager im Bauwesen – Gleitlager
DIN V 4141-13:1994-10	Lager im Bauwesen - Festhaltekonstruktionen und Horizontalkraftlager - Bauliche Durchbildung und Bemessung
DIN 4141-14:1985-09	Lager im Bauwesen; Bewehrte Elastomerlager; Bauliche Durchbildung und Bemessung
DIN 4141-140:1991-01	Lager im Bauwesen; Bewehrte Elastomerlager; Baustoffe, Anforderungen, Prüfungen und Überwachung
DIN 4227-1:1988-07	Spannbeton; Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung
DIN 4227-1/A1:1995-12	Spannbeton; Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung, Änderung A1
DIN 488-1:1984-09	Betonstahl; Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen
DIN 488-2:1986-06	Betonstahl; Betonstabstahl; Maße und Gewichte
DIN 488-3:1986-06	Betonstahl - Betonstabstahl – Prüfungen
DIN 488-6:1986-06	Betonstahl; Überwachung (Güteüberwachung)
DIN 18554-1:1985-12	Prüfung von Mauerwerk; Ermittlung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls
TGL 101-054:1965-06	Betonstähle
TGL 12530	Stähle für den Stahlbetonbau, Teil 1 bis Teil 10
TGL 33411/01:1979-06	Beton und Leichtbeton. Klassifizierung, Technische Forderungen, Prüfung









A3.2 Zusammenstellung von sonstigem Technischen Regelwerk

Vorläufige Richtlinien für Spannstähle, Ausgabe 12/1965	Spannstähle für Spannbeton nach DIN 4227-Vorläufige Richtlinien für die Prüfung bei Zulassung, Herstellung und Überwachung (Ausgabe Dezember 1965). In: Ministerialblatt für das Land Nordrhein-Westfalen, Jahrgang 1966
Richtlinie für Stahlverbundträger, Ausgabe 03/1981	Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern mit ergänzenden Bestimmungen - Dübeltragfähigkeit und Kopfbolzendübel bei Verbundträgern mit Stahltrapezblechen (1984-03); Neufassung des Abschnittes 9 „Rissbreitenbegrenzung“ (1991-06)
Handlungsanweisung Koppelfugen, Ausgabe 1998	Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten; Bundesanstalt für Straßenwesen BAST -Abteilung Brücken und Ingenieurbau-
Handlungsanweisung Ankündungsverhalten, Ausgabe 2011	Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden; BMVBS, Abteilung Straßenbau und Straßenverkehr
DASt 012:1978-10	Beulsicherheitsnachweise für Platten
DASt 103:1993-11	Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1993 Teil 1-1 - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
DASt 104:1994-2	Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1994-1-1 - Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton
EVE, Ausgabe 1991	Empfehlungen für Verkehrserhebungen, 1991
OSA, Ausgabe 2004	Richtlinie für die Erhaltung von Ingenieurbauten (RI-ERH-ING), Teil 3 Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse (OSA)
RE-ING, Entwurf 2011	Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauwerken, Teil Ingenieurbau, Abschnitt Integrale Bauwerke, Entwurf 2011
RI-EDV-AP, Ausgabe 2001	Richtlinie für das Aufstellen und Prüfen EDV-unterstützter Standortsicherheitsnachweise, 2001
RI-ERH-ING, Ausgabe 2004	Richtlinie für die Erhaltung von Ingenieurbauten, 2004
RIN, Ausgabe 2008	Richtlinie für die integrierte Netzgestaltung, 2008
RI-WI-BRÜ, Ausgabe 2004	Richtlinie für die Erhaltung von Ingenieurbauten (RI-ERH-ING), Teil 4 Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken
RStO, Ausgabe 1986, ergänzt 1989	Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen (RStO 01), Ausgabe 1986, ergänzte Fassung 1989
TLS, Ausgabe 2002	Technische Lieferbedingungen für Streckenstationen, 2002
ZTV-ING	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten

Anlage 4 - Ermittlung der Verkehrszusammensetzung

A4.1 Hinweise zur Ermittlung der Verkehrszusammensetzung

- (1) Für die Festlegung der Ziellastniveaus in Abschnitt 10.1.2 (Tabellen 10.1 und 10.2) und gegebenenfalls zusätzlich erforderlicher Kompensationsmaßnahmen entsprechend Anhang 1 darf zur Bestimmung der örtlichen durchschnittlichen täglichen Schwerverkehrsstärke (DTV-SV) und der Verkehrsart auf Daten automatischer Dauerzählstellen zurückgegriffen werden.
- (2) Die in den Tabellen 10.1 und 10.2 angegebenen durchschnittlichen täglichen Schwerverkehrsstärken (DTV-SV) beziehen sich auf das durchschnittliche tägliche Schwerverkehrsaufkommen (Kfz $\geq 3,5$ t pro 24 h) an den Wochentagen Montag bis Freitag des gesamten Straßenquerschnitts unabhängig von der Fahrtrichtung. Anhand der Daten aus automatischen Dauerzählstellen, die mindestens eine 5+1 Fahrzeugklassierung nach TLS (Technische Lieferbedingungen für Streckenstationen) realisieren, können diese Werte abgeleitet werden (siehe Bild A4-1). Eine differenzierte Erfassung des Schwerverkehrs innerhalb eines Tages ist in der Regel nicht erforderlich; die Angabe eines täglichen Durchschnittswertes für den Schwerverkehr deckt die Entscheidungskriterien ab.

1	2	5+1	8+1	
Kfz	Pkw-ähnlich	nicht klassifizierbare Kfz	nicht klassifizierbare Kfz	
		Pkw-Gruppe	Motorrad	
			Pkw	
			Kleintransporter	
	Lkw-ähnlich	Pkw mit Anhänger	Pkw mit Anhänger	
		Lkw > 3,5t o. Anhänger	Lkw > 3,5t o. Anhänger	
		Lkw > 3,5t m. Anhänger / Sattelzug	Lkw > 3,5t m. Anhänger	
		Bus	Bus	

} SV

Bild A4-1 Erfassungsarten nach TSL

- (3) Zur Einordnung der objektbezogenen zutreffenden Verkehrsart sind die in Tabelle 10.3 aufgeführten Fahrzeuggruppen (LKW > 3,5 t ohne Anhänger bzw. LKW > 3,5 t mit Anhänger, Busse, Sattelzüge und weiterer Schwerverfahrzeuge) am gesamten Schwerverkehrsaufkommen zu ermitteln. Anhand von Daten aus automatischen Dauerzählstellen, die mindestens eine 5+1 Fahrzeugklassierung nach TLS (Technische Lieferbedingungen für Streckenstationen) realisieren, können diese Anteile bestimmt werden.

- (4) Liegen für einen Streckenabschnitt keine Datenbestände automatischer Dauerzählstellen vor bzw. kann anhand der Daten umliegender Zählstellen die objektbezogene Verkehrssituation nicht abgeleitet werden, so sind manuelle Verkehrserfassungen erforderlich. Der Umfang solcher manuellen Erfassungen ist dabei so zu wählen, dass die oben aufgeführten Daten (tagesdurchschnittliches Schwerverkehrsaufkommen der Fahrzeuggruppen nach Tabelle 10.3 an Werktagen von Montag bis Freitag, Fahrzeugtypenzusammensetzung) ermittelt werden können.
- (5) Bei den Straßenkategorien „anbaufreie Hauptverkehrsstraße (VS)“, „angebaute Hauptverkehrsstraße (HS)“ und „Erschließungsstraßen (ES)“ gemäß der „Richtlinie für die integrierte Netzgestaltung (RIN)“ sind eventuell besondere Bedingungen zu beachten. Stärkere Schwankungen in der Verkehrszusammensetzung im Laufe eines Tages können Einfluss auf die maßgebende Verkehrsart haben. Außerdem können regelmäßige Stauereignisse z.B. durch Lichtsignalanlagen und häufige unregelmäßige Stauereignisse z.B. durch Störungen des Verkehrsflusses das Sicherheitsniveau ungünstig beeinflussen. Gegebenenfalls sind die Zählintervalle kleiner zu fassen.