

Zusammenfassung und Erläuterung des DIN- Fachberichtes 104: Verbundbrücken

Inhalt

1	Einführung.....	2
2	Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung	4
2.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	4
2.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit (Ermüdungsnachweis).....	7
2.3	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	7
2.4	Konstruktive Festlegungen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit	8
3	Werkstoffe.....	10
3.1	Baustahl.....	10
3.2	Beton	10
3.3	Betonstahl.....	13
3.4	Verbundmittel.....	14
4	Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	15
5	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	39
5.1	Spannungsnachweise.....	39
5.2	Nachweis gegen Stegblechatmen	40
5.3	Mindestbewehrung und Rissbreitenbeschränkung.....	40
5.4	Verformungen	42
6	Verbundsicherung.....	43
7	Verbundplatten	49
8	Fahrbahnplatten mit Betonfertigteilen	50
9	Kapitel III- Entwurfsgrundsätze für Überbauten von Straßenbrücken mit engliegenden Längsträgern und / oder Auflagerquerträgern in Beton	51

1 Einführung

Die deutsche Fassung von DIN V ENV 1994-2: „Bemessung und Konstruktion von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton, Teil 2: Verbundbrücken“ wurde im Juni 2000 als Vornorm veröffentlicht. Diese Norm behandelt die Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Straßen-, Eisenbahn- und Fußgängerbrücken in Verbundbauweise. Parallel ist durch das Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen die Einführung dieser Norm in Zusammenhang mit den mitgeltenden Vorschriften des Eurocode 1 (Grundlagen, Einwirkungen), Eurocode 2 (Stahl- und Spannbetontragwerke), Eurocode 3 (Stahlbauten) und Eurocode 4 (Verbundtragwerke aus Stahl und Beton) in Form des zusammenfassenden DIN- Fachberichtes 104 vorgesehen. Mitgeltende Normen sind insbesondere

- für den EC 1 die Teile 2-4: Windlasten, 2-5: Temperatureinwirkungen und 3: Verkehrslasten für Brücken,
- für den EC 2 die Teile 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, 2: Stahlbeton- und Spannbetonbrücken,
- für den EC 3 die Teile 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, 1-5: Ergänzende Regelungen zu ebenen Blechfeldern, 2: Stahlbrücken,
- für den EC 4 der Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für Hochbauten,
- die zu den einzelnen Teilen zugehörigen Nationalen Anwendungsdokumente.

Weiterhin sind im DIN- Fachbericht 104 verschiedene Allgemeine Rundschreiben des Bundesverkehrsministeriums eingearbeitet. Bezugsdokumente des DIN- Fachberichtes 104 sind die DIN- Fachberichte 101 (Einwirkungen auf Brücken), 102 (Massivbrücken) und 103 (Stahlbrücken).

Der DIN- Fachbericht 104 ist folgendermaßen gegliedert:

Kapitel I: Vorwort

Kapitel II: Bemessung und Konstruktion von Verbundbrücken

1. Einführung
2. Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung
3. Werkstoffe
4. Grenzzustände der Tragfähigkeit
5. Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit
6. Verbundsicherung
7. Verbundplatten

8. Fahrbahnplatten mit Betonfertigteilen

9. Ausführung

Anhang K: Verbundbrücken mit einbetonierten Stahlträgern

Anhang L: Einfluss der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen bei Verbundbrücken

Kapitel III: Entwurfsgrundsätze für Überbauten von Straßenbrücken mit engliegenden Längsträgern und / oder Auflagerträgern in Beton

Kapitel IV: Normen und Richtlinien

Kapitel V: Stichwortverzeichnis

Kapitel VI: Quellenverzeichnis (Bezüge zu den verwendeten Originaldokumenten)

Bezüglich der Bemessung von hochfesten Zuggliedern (Seile) wird auf Fachbericht 103, Anhang A, verwiesen.

2 Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung

Um einerseits eine ausreichende Bauwerkssicherheit und andererseits eine ausreichende Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten, werden die Nachweise der Tragfähigkeit und die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit konsequent unterschieden.

Maßgebende Grenzzustände der Tragfähigkeit sind:

- der Verlust des Gleichgewichtes eines Tragwerkes oder eines seiner Teile
- Versagen durch überplanmäßige Verformung, die durch Bruch oder Verlust der Stabilität eines Tragwerkes oder eines seiner Teile einschl. eines Versagens der Verbundfuge, der Lager und Fundamente verursacht werden
- Versagen durch Ermüdung

Maßgebende Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit umfassen:

- Verformungen und Durchbiegungen, welche das Erscheinungsbild oder die planmäßige Nutzung eines Tragwerks beeinträchtigen oder Schäden an Oberflächen oder nichttragenden Bauteilen verursachen
- Schwingungen, die Unbehagen bei Menschen oder Schäden am Bauwerk oder seiner Einrichtung verursachen oder die Funktionsfähigkeit des Bauwerks einschränken
- Rissbildung des Betons, die das Erscheinungsbild, die Dauerhaftigkeit und die Dichtigkeit ungünstig beeinflusst
- Schädigung des Betons wegen übermäßiger Druckbeanspruchung, die zu einer Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit führen könnte
- Schlupf in der Verbundfuge, wenn dieser Schlupf so ausgeprägt ist, dass die Berechnungsannahmen für andere Gebrauchstauglichkeitszustände, bei denen der Einfluss von Schlupf vernachlässigt wird, ungültig werden
- Übermäßiges Kriechen und Bildung von Mikrorissen sowie irreversibles Verhalten der Tragwerke, welches durch zu hohe Beanspruchung ausgelöst wurde

2.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (mit Ausnahme des Ermüdungsnachweises) ist nach Fachbericht 101 folgende maßgebende Kombination zur Berechnung der Beanspruchungen festgelegt:

$$S_d = \sum \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki}$$

- G_k : charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung
 γ_G : Teilsicherheitsbeiwert ständige Einwirkung
 P_k : charakteristischer Wert der Vorspannung
 γ_P : Teilsicherheitsbeiwert Vorspannung
 Q_{k1} : charakteristischer Wert der vorherrschenden veränderlichen Einwirkung
 Q_{ki} : charakteristischer Wert einer nicht vorherrschenden veränderlichen Einwirkung
 γ_{Qi} : Teilsicherheitsbeiwert einer veränderlichen Einwirkung
 ψ_{0i} : Kombinationsbeiwert

$$z.B.: S_d^{t=0} = \gamma_G \cdot (G_k^{EG,Stahl} + G_k^{Beton} + G_k^{Ausbau}) + \gamma_P \cdot P_k^{\Delta s} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1}^{Verkehr} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_{k,2}^{Temp.}$$

$$S_d^{t=\infty} = \gamma_G \cdot (G_k^{EG,Stahl} + G_k^{Beton} + G_k^{Ausbau}) + \gamma_P \cdot P_k^{\Delta s} + \gamma_{Sh} \cdot S^{Schwinden} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1}^{Verkehr} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_{k,2}^{Temp}$$

Dabei gelten folgende Teilsicherheits- bzw. Kombinationsbeiwerte nach Fachbericht 101:

Einwirkung	Teilsicherheitsbeiwert		Kombinationsbeiwert ψ_{0i}
	Günstige Auswirkung	Ungünstige Auswirkung	
Ständige Einwirkung γ_G	1,0	1,35	-
Verkehr γ_Q	-	1,50	Doppelachse: 0,75 Flächenlast: 0,40
Planmäßig eingeprägte Deformationen γ_P	1,0	1,10 1,0 bei Vorspannung durch Spannglieder	-
Schwinden γ_{Sh}	-	1,00	-
Setzungen γ_Q	-	1,00	-
Temperatur γ_Q	-	1,50	0,0 bzw. 0,8 *)
Wind γ_Q	-	1,50	0,3 **)
Horizontaler Erddruck		1,50	
Außergewöhnliche Einwirkung	-	1,00	

*) „0,8 in nachweisrelevanten Situationen“, d.h. für Verbundbrücken: mit ausreichender Rotationsfähigkeit (Zwangsbeanspruchungen können durch Querschnittsrotation abgebaut werden) QS-kl.- 1 und 2: 0,0 und ohne ausreichende Rot.-fähigkeit QS-kl. 3 und 4: 0,8

***) für Bauzustände fehlen derzeit noch Angaben zum Kombinationsbeiwert

Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwerte bzw. Kombinationsbeiwerte für Einwirkungen auf Straßenbrücken

Dabei sind für die Berücksichtigung der Verkehrslasten nach Fachbericht 101 z.B. für Straßenbrücken drei sich gegenseitig ausschließende Verkehrslastgruppen gr1, gr2 und gr3 möglich.

Lastart		Vertikallasten	Horizontallasten		Vertikallasten für Fuß- und Radwege	Bemerkungen
Lastmodell		Hauptlastmodell	Anfahr- und Bremslasten	Zentrifugallasten	gleichmäßig verteilte Belastung	
Lastgruppe	gr1	charakt. Wert	0	0	abgeminderter Wert von 2,5 kN/m ²	maßgebend für Bemessung des Überbaus
	gr2	häufiger Wert	charakt. Wert	charakt. Wert	0	i.d.R. für Bemessung der Lager und Unterbauten
	gr3	0	0	0	charakt. Wert	

Tabelle 2: Verkehrslastgruppen für Straßenbrücken

Bei Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die möglichen Baugrundbewegungen, im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die wahrscheinlichen Baugrundbewegungen zu berücksichtigen. Für Beanspruchungen aus dem Abfließen der Hydratationswärme ist ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,0 zugrunde zu legen.

Der Lastfall Lagerwechsel (i.d.R. $\Delta s=1\text{cm}$) wird im Fachbericht als außergewöhnlicher Lastfall eingestuft, d.h. alle Lastfaktoren wären mit 1,0 anzusetzen.

Die Teilsicherheitsbeiwerte zur Ermittlung des Widerstandes sind im folgenden zusammengestellt:

Kombination	Baustahl		Betonstahl	Beton	Verbundmittel
	$\gamma_a^*)$	γ_{Rd}	γ_s	γ_c	γ_v
Grundkombination	1,0	1,1	1,15	1,5	1,25
Außergewöhnliche Kombination	1,0	1,0	1,0	1,3	1,0

*) für Querschnittswiderstände, bei denen lokales oder globales Stabilitätsversagen ausgeschlossen werden kann

Tabelle 3: Teilsicherheitsbeiwerte für Materialwiderstände

2.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit (Ermüdungsnachweis)

Es ist das Biegemoment für die nicht-häufige Lastkombination (ohne Verkehrslasten) sowie die maximalen und minimalen Biegemomente infolge des Ermüdungslastmodells 3 zu ermitteln:

z.B. $M_{\text{perm}} = M_g + M_p^{\text{Setzung}} + \psi_{1,2} \cdot M_Q^{\text{Temp.}}$
 (nicht-häufige Lastkombination ohne Berücksichtigung der Verkehrslasten)

$M_{\text{max,EC}} = M_g + M_p^{\text{Setzung}} + \psi_{1,1}' \cdot M_Q^{\text{Verkehr}} + \psi_{1,2} \cdot M_Q^{\text{Temp.}}$
 (nicht-häufige Lastkombination der maximalen auf den Verbundquerschnitt wirkenden Lasten, Leiteinwirkung ist Verkehr $\rightarrow \psi_{1,1}' = 0,8$)

2.3 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Zur Gewährleistung einer ausreichenden Dauerhaftigkeit sind Verbundbrücken bezüglich der Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in eine Kategorie einzustufen. Durch diese Einstufung wird die Einwirkungskombination für den Nachweis der Dekompression und der Rißbreite bestimmt. Für Straßen- und Eisenbahnbrücken ohne Spanngliedvorspannung ist nach Fachbericht 104 immer eine Einstufung in Kategorie D vorzunehmen.

Einwirkungskombination für den Nachweis der

Kategorie	Dekompression	Rißbreite
A	Nicht-häufig	-
B	Häufig	Nicht-häufig
C	Quasi-ständig	Häufig
D	-	Häufig
E	-	Quasi-ständig

Tabelle 4: Einstufung in Nachweiskategorien

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind folgende maßgebende Kombinationen zur Berechnung der Beanspruchungen festgelegt:

- seltene Kombination (50 Jahre): $S_d = \sum G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$

- nicht-häufige Kombination (1 Jahr): $S_d = \sum G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1}' \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i}$

- häufige Kombination (1 Woche): $S_d = \sum G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

- quasi-ständige Kombination (1 Tag): $S_d = \sum G_{k,j} + P_k + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

Einwirkung	selten ψ_0	nicht-häufig ψ_1	Häufig ψ_1	quasi-ständig ψ_2
Verkehr Doppelachse-TS	0,75	0,80	0,75	0,20
Verkehr Flächenlast-UDL	0,40	0,80	0,40	0
Wind *)	0,30	0,60	0,50	0
Temperatur *)	0 bzw. 0,8	0,80	0,60	0,50

*) Wind- und Temperatureinwirkung müssen im allgemeinen bei Brücken im Gebrauchszustand nicht überlagert werden

Tabelle 5: Kombinationsbeiwerte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

z.B. für die häufige LFK:

$$S_d^{t=\infty} = G_k^{EG} + P_k^{Setzung} + S_k^{Schwinden} + \psi_{1,1}^{TS} \cdot Q_{k,1}^{TS} + \psi_{1,1}^{UDL} \cdot Q_{k,1}^{UDL} + \psi_{2,2} \cdot Q_{k,2}^{Temp.}$$

für die nicht-häufige LFK:

$$S_d^{t=\infty} = G_k^{EG} + P_k^{Setzung} + S_k^{Schwinden} + \psi_{1,1}' \cdot Q_{k,1}^{Verkehr} + \psi_{1,2} \cdot Q_{k,2}^{Temp.}$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Materialwiderstände sind im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit 1,0 anzunehmen.

2.4 Konstruktive Festlegungen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit

Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit wurden im Fachbericht 104 ergänzende Regelungen bzgl. der Betonqualitätskriterien, die Bewehrungsgrade, Stabdurchmesser und – abstände der schlaffen Bewehrung von Fahrbahnplatten aufgenommen. Diese Regelungen basieren weitestgehend auf den Allgemeinen Rundschreiben 4/1997 und 15/1999. Diese Konstruktionsregeln sollen sicherstellen, dass das problemlose Betonieren und Verdichten des Betons gewährleistet und ein „Ausmagern“ der Stahlträgerobergurte zu Lasten der Längsbewehrung über den Innenstützen vermieden wird.

- Stababstand der Längs- und Querbewehrung darf 10cm nicht unterschreiten und in den äußeren Lagen 15cm nicht überschreiten
- Betondeckung von Stab- und Spannstahl gemäß DIN- Fachbericht 102
- in Querrichtung: je Querschnittsseite einlagige Bewehrung mit $d_s \leq 16\text{mm}$; Bewehrungsquerschnitt je Lage $\leq 0,7\%$ des Betonquerschnittes, in Bereichen mit örtlich erhöhten Beanspruchungen (in Auflager- und Querträgerbereichen sowie zur Abdeckung der Längsschubkräfte im Gurtanschnitt) und bei der unteren Bewehrung im Feldbereich zwischen den Hauptträgern darf $d_s \leq 20\text{mm}$ und der Bewehrungsquerschnitt je Lage $\leq 1,0\%$ des Betonquerschnittes betragen

- in Längsrichtung: oben und unten eine ein- oder zweilagige Bewehrung mit $d_s \leq 20\text{mm}$; in Plattenbereichen mit $d > 40\text{cm}$ darf zusätzlich eine weitere mittig angeordnete Bewehrungslage $d_s \leq 25\text{mm}$ angeordnet werden; in Bereichen mit Überdeckungsstößen darf der Grundquerschnitt der Längsbewehrung 2,5% des Betonquerschnittes und in Bereichen ohne Überdeckungsstöße 3% nicht überschreiten
- Bei Fahrbahnplatten mit schlaffer Bewehrung in Längsrichtung und Spanngliedvorspannung in Querrichtung ist in Querrichtung eine Mindestbewehrung von $d_s = 12\text{mm}$ im Abstand von $s = 15\text{cm}$ anzuordnen.
- Bei Stabbogenbrücken, wo die schlaff bewehrte Fahrbahn als Zugband im Haupttragwerk mitwirkt, darf die Fahrbahnplattendicke 30cm nicht unterschreiten, oben und unten ist eine einlagige Bewehrung mit $d_s \leq 20\text{mm}$ anzuordnen, die Anordnung einer weiteren mittigen Lage mit $d_s \leq 25\text{mm}$ ist zulässig.

Die Begrenzung der Stabdurchmesser auf 16mm (in Ausnahmefällen 20mm) in Querrichtung dient vor allem der Vermeidung von zu geringen Fahrbahnplattendicken bei Kragarmen.

Straßenbrücken sind möglichst so zu konstruieren, dass auf eine Vorspannung der Fahrbahnplatte mit Spanngliedern verzichtet werden kann. Wenn auf eine Quervorspannung mit Spanngliedern nicht verzichtet werden kann, sind grundsätzlich Spannglieder ohne Verbund zu verwenden, die ausgetauscht werden können. Für Eisenbahnbrücken sind sowohl schlaff bewehrte Verbundbrücken als auch Brücken mit Spanngliedvorspannung als Regelbauweise zugelassen.

Für die Ermittlung der Bemessungswerte der Lager ist zur Ermittlung der Schwindverformung ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,6 (Schwindmaß nach Fachbericht 102) und zur Ermittlung der Kriechverformung ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,35 (Kriechzahl nach Fachbericht 102) anzusetzen.

3 Werkstoffe

Der DIN- Fachbericht 104 verweist auf die entsprechenden Festlegungen in den Fachberichten 102 und 103.

3.1 Baustahl

Für Verbundbrücken dürfen Baustähle der Güten S235, S275, S355 und S460 verwendet werden. Davon abweichende Stahlgüten bedürfen der Zustimmung des Auftraggebers. Die Nennwerte der Streckgrenze und der Zugfestigkeit sind im Fachbericht 103 definiert. Gleiches gilt für die Wahl der Stahlgütegruppe zur Gewährleistung einer ausreichenden Zähigkeit. Zur Vermeidung von Terrassenbruch sind die Regelungen der DASt- Richtlinie 014 zu beachten.

Für die Bemessung ist eine bilineare Spannungs- Dehnungs- Linie (linearer Anstieg mit dem E-Modul, horizontaler Verlauf auf der Basis des charakteristischen Wertes der Streckgrenze) zu verwenden.

Bei der Ermittlung der Zwangsbeanspruchungen aus linearen Temperaturunterschieden darf vereinfachend die Temperaturdehnzahl von Beton von $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$ auch für den Baustahl verwendet werden.

Stahlgüte	t ≤ 40mm		40 < t ≤ 100mm		max t [mm] Straßenbrücken bei -30°C	max t [mm] Eb-brücken bei -30°C
	f _y	f _u	f _y	f _u		
S235 J2	235	360	215	340	85	60
S355 J2	355	510	335	490	65	35
S355 K2					80	
S355 N					80	60
S460 N	460	570	430	550	60	
S460 NL					90	

Tabelle 6: Werkstoffkennwerte Baustahl

3.2 Beton

Der Fachbericht 104 gilt nur für Normalbetone der Festigkeitsklassen C30/37 bis C50/60. (Bei der Bezeichnung gibt der erste Wert die Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach ENV 206 und der zweite Wert die Würfeldruckfestigkeit eines Würfels mit der Kantenlänge 150mm an.)

Der Einsatz von hochfesten Betonen oder Leichtbetonen bedarf der Zustimmung des Auftraggebers. Für Fahrbahnplatten ist im Regelfall die Betongüte C35/45 zu verwenden. Für

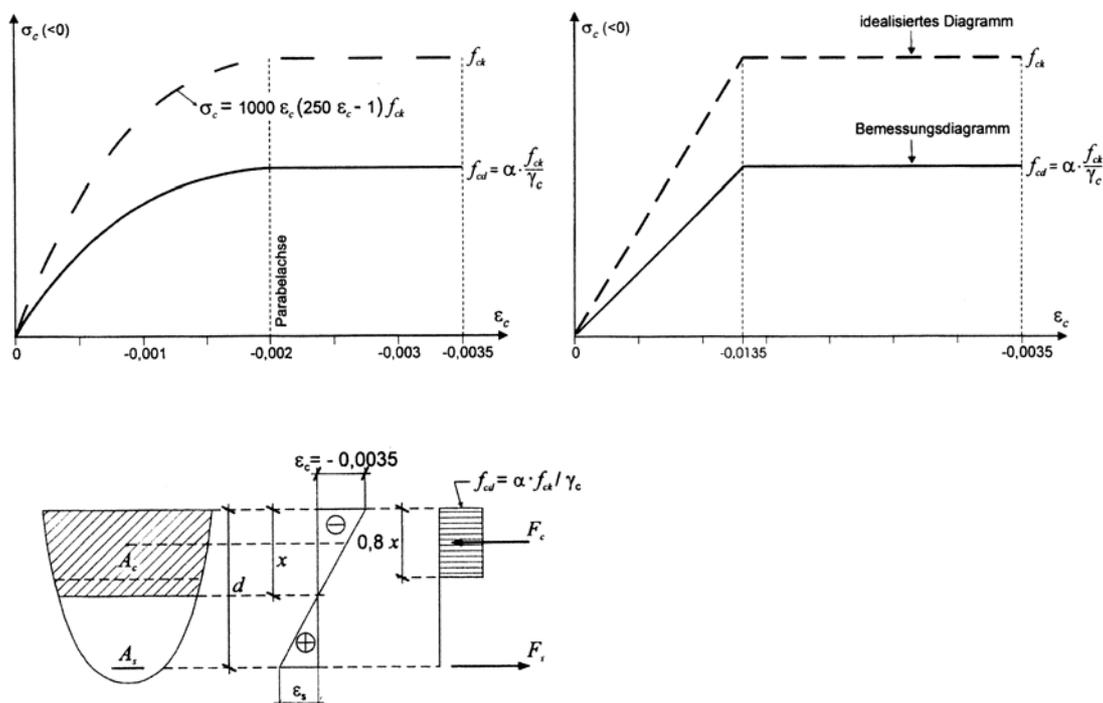
den Einsatz höherer Festigkeitsklassen ist die Zustimmung des Auftraggebers erforderlich. Diese Beschränkung ist im wesentlichen damit begründet, dass bei schlaff bewehrten Verbundbrücken die Zugspannungen in der Fahrbahnplatte aus dem Schwinden und dem Abfließen der Hydratationswärme gering gehalten werden sollen. Die Zementart und der Zementanteil sind auf die Außentemperaturen beim Betonieren abzustimmen (bei höheren Außentemperaturen ist die Frischbetontemperatur zu begrenzen und es sind möglichst keine CEM-I-Zemente einzusetzen) und der W/Z- Wert ist auf 0,45 zu begrenzen.

Als Spannungs- Dehnungs- Beziehung kann das Parabel- Rechteck- Diagramm bzw. Vereinfacht eine bilineare Spannungs- Dehnungs- Beziehung zugrunde gelegt werden. Der Elastizitätsmodul E_{cm} ist dabei als Sekantenmodul zwischen den Spannungen $\sigma_c=0$ und $\sigma_c=0,4 \cdot f_{ck}$ definiert. Für Betone ist ein zusätzlicher Abminderungsfaktor auf den Bemessungswert der Druckfestigkeit f_{cd} zu berücksichtigen, der für Verbundbauteile mit $\alpha_c=0,85$ anzusetzen ist. Dieser Abminderungsfaktor berücksichtigt die gegenüber der Kurzzeitfestigkeit verminderte Langzeitfestigkeit und andere ungünstige Auswirkungen aus der Art der Lasteintragung.

Die Kriechzahlen und das Schwindmaß sind für Verbundbrücken ohne Spanngliedvorspannung nach Abschnitt II-3.1.2.5.5 des DIN-Fachberichtes 102 zu bestimmen.

Wenn höhere Betonfestigkeitsklassen als C35/45 verwendet werden, sind die Einflüsse aus der Hydratationswärme beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen. Dafür existieren genauere Berechnungsverfahren (z.B. Pamp, R.: Zur Entwicklung der Hydratation bei Verbundbrücken, Techn.-wiss. Mitteilungen der Ruhr Universität Bochum, 1991), die die volumetrische Wärmeentwicklung des Zementes, die wirksame Bauteildicke, die Jahreszeit, die Querschnittsgeometrie des Verbundquerschnittes und die Abdeckung des Betons erfassen. Im Fachbericht 104 wird vereinfacht geregelt, dass die Erfassung der Einflüsse aus der Hydratationswärme durch eine Abkühlung der Betonplatte gegenüber dem Stahlträger von 20K erfolgen kann. Die resultierenden primären und sekundären Beanspruchungen sind mit der Reduktionszahl n_0 für Kurzzeitlasten zu berechnen und für den Bauzustand beim Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen.

Bei Verbundbrücken mit Eigengewichtsverbund (d.h. Betonieren auf Hilfsstützen) ist prinzipiell der Einfluss aus dem Abfließen der Hydratationswärme auf die Verformungen, die Werkstattform und die Beanspruchungen in den Hilfsstützen zu berücksichtigen.



Spannungsblock

Abbildung 1: Spannungs- Dehnungs- Linien für Beton

Betonfestigkeitsklasse	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	
Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} [N/mm ²]	30	35	40	45	50	nach ENV 206
Mittelwert der Zugfestigkeit f_{ctm} [N/mm ²]	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$
Unterer Grenzwert der Zugfestigkeit $f_{ctk,5\%}$ [N/mm ²]	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	$f_{ctk,5\%} = 0,7 \cdot f_{ctm}$
Oberer Grenzwert der Zugfestigkeit $f_{ctk,95\%}$ [N/mm ²]	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	$f_{ctk,95\%} = 1,3 \cdot f_{ctm}$
Elastizitätsmodul E_{cm} [N/mm ²]	32000	33500	35000	36000	37000	$E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3}$

Zugrundeliegende Umrechnungswerte (f_{ck} - Werte teilweise grob gerundet):

- Einfluss der Prüfkörpergeometrie: $\beta_{WN} / \beta_{WN,150} = 0,95$ und $f_{ck} / f_{ck,cube} = 0,81$;
- Einfluss der Lagerungsbedingungen: $f_{ck,cube} / \beta_{WN,150} = 0,92$

Tabelle 7: Materialkennwerte Beton

3.3 Betonstahl

Für die Bemessung von Verbundbauteilen darf für Betonstahl vereinfacht eine bilineare Spannungs- Dehnungs- Linie mit einem E-Modul von 210000 N/mm^2 angesetzt werden. Bei plastischer Querschnittsbemessung muss zugbeanspruchter Betonstahl die Duktilitätsbedingungen nach Klasse H (hoch) erfüllen. Die Stahldehnung ist auf den Wert $\varepsilon_{u,k} = 0,025$ zu begrenzen.

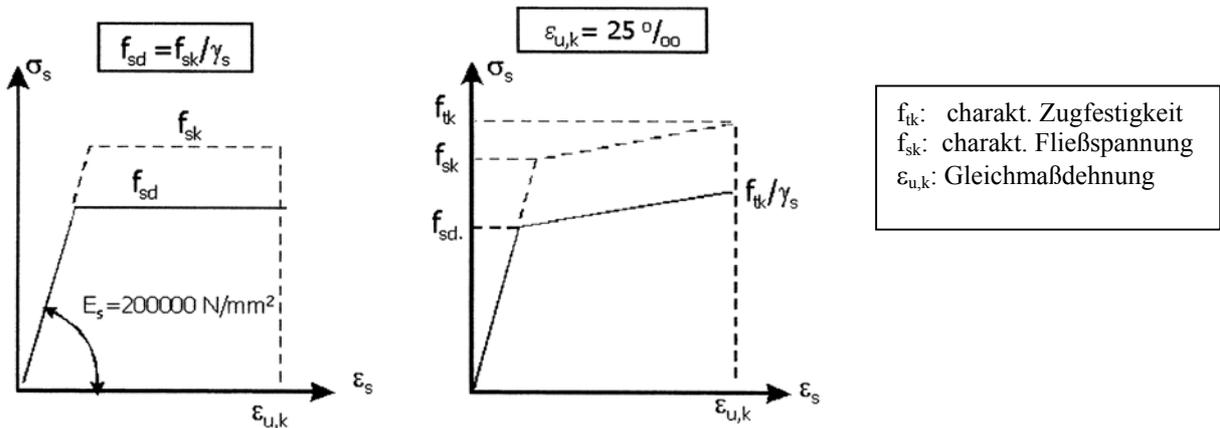


Abbildung 2: Spannungs- Dehnungs- Linie Betonstahl (vereinfacht: $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$)

Bei Verbundbauteilen mit zugbeanspruchten Betongurten muss in verschiedenen Nachweisen nach Fachbericht 104 der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt werden. Dafür gilt die in Anhang L des Fachberichtes 104 angegebene modifizierte Spannungs- Dehnungs- Beziehung für Betonstahl.

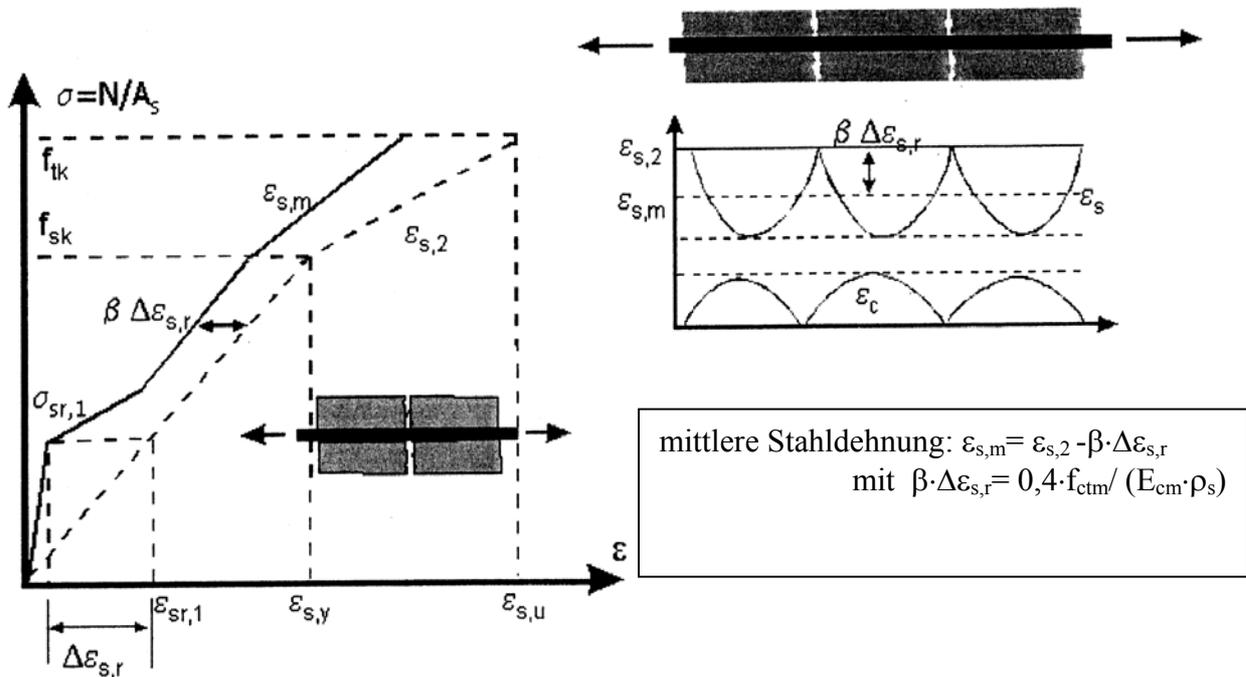


Abbildung 3: Einfluss der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen

3.4 Verbundmittel

Als Verbundmittel sind nur Kopfbolzendübel nach DIN ISO 13918 zulässig, allerdings nach Fachbericht 104 auch Durchmesser von 25mm. Die Verwendung von anderen Verbundmitteln bedarf der Zustimmung des Auftraggebers. Die charakteristischen Werte der Dübeltragfähigkeit P_{Rk} sowie der Werkstoffe von Verbundmitteln sind als 5%- Fraktilwerte definiert.

4 Grenzzustände der Tragfähigkeit

- 4.1. Grundlagen
- 4.2. Querschnittseigenschaften
- 4.3. Einstufung in Querschnittsklassen
- 4.4. Tragfähigkeit der Querschnitte von Trägern
- 4.5. Schnittgrößenermittlung für Brückentragwerke
- 4.6. Biegedrillknicken bei Verbundträgern
- 4.7. Zugbeanspruchte Bauteile von Verbundbrücken
- 4.11. Träger mit Kastenquerschnitten
- 4.12. Ermüdung

zu 4.2. Querschnittseigenschaften

Mittragende Breite

Der Einfluss der Schubweichheit des Beton- oder Stahlgurtes kann durch die mittragende Gurtbreite b_{eff} berücksichtigt werden. Bei Querschnitten der Klasse 4 darf bei der Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit der geometrische Stahlquerschnitt berücksichtigt werden, wenn das Beulen nach DIN 18800-3: 1990, nachgewiesen wird.

$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{ei}$ b_0 : Abstand der äußeren Dübel

b_{ei} : Wert der mittragenden Breite des Betongurtes auf jeder Seite des Steges, $b_{ei} = L_e / 8 \leq b_i$

an den Endauflagern: $b_{\text{eff},0} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei}$ mit $\beta_i = (0,55 + 0,025 \cdot L_e / b_i) \leq 1,0$, wobei b_{ei} die mittragende Breite der Endfelder in Feldmitte und L_e die äquivalente Stützweite des Endfeldes

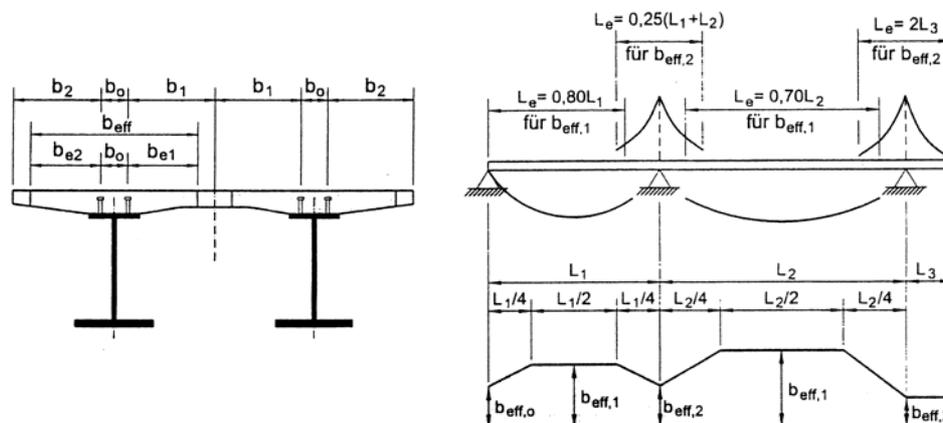


Abbildung 4: Definition der mittragenden Breite, Verlauf der mittragenden Breite über der Trägelänge

Biegesteifigkeit

Die Biegesteifigkeit der Querschnitte mit dem Betongurt in der Druckzone kann bei elastischer Berechnung nach dem Gesamtquerschnittsverfahren ermittelt werden. Für Querschnitte mit dem Betongurt in der Zugzone sollte der Beton vernachlässigt werden, es sei denn, die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen wird berücksichtigt.

Die Biegesteifigkeiten sind folgendermaßen definiert:

- $E_a \cdot I_1$: Biegesteifigkeit ideeller Verbundquerschnitt unter der Annahme, daß zugbeanspruchte Betonquerschnittsteile ungerissen sind, dabei Reduktionszahlen abhängig von der Beanspruchungsart berücksichtigt
- $E_a \cdot I_2$: Biegesteifigkeit ideeller Verbundquerschnitt ohne Berücksichtigung von zugbeanspruchten Betonquerschnittsteilen, Betonstahl innerhalb der mitwirkenden Breite wird berücksichtigt (Anm.: teilweise wird $E_a \cdot I_2$ auch mit $E_a \cdot I_{st}$ bezeichnet)
- $E_a \cdot I_{2,ts}$: Biegesteifigkeit ideeller Verbundquerschnitt wie bei $E_a \cdot I_2$, jedoch unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (s. Anhang L des Fachberichtes 104)

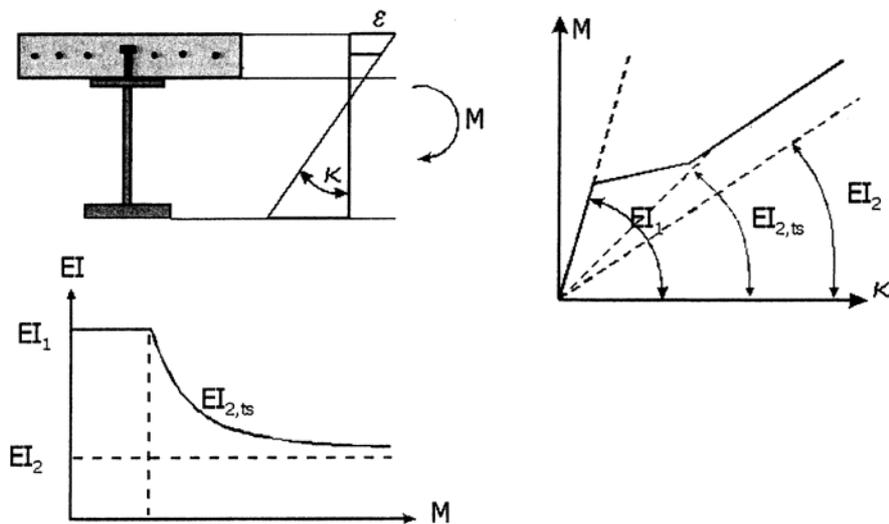


Abbildung 5: Definition der Biegesteifigkeiten

Die Reduktionszahlen für den Beton werden abhängig von der Beanspruchungsart folgendermaßen ermittelt:

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi_t)$$

Bei abschnittsweiser Herstellung der Betonplatte darf für ständige Lasten das Alter bei Belastungsbeginn mit einem konstanten, mittleren Wert t_0 bei der Ermittlung von $\varphi(t, t_0)$ angenommen werden.

Die Kriechbeiwerte ψ_L können für die Betonplatte abhängig von der Einwirkungsart näherungsweise angenommen werden:

- für ständige Einwirkungen einschl. Vorspannung mit Spanngliedern nach Herstellung des Tragverbundes: $\psi_L = 1,10$
- für primäre und sekundäre Beanspruchungen aus dem Schwinden: $\psi_L = 0,55$
- für planmäßig eingeprägte Deformationen: $\psi_L = 1,50$

Die Spannungsnachweise am Betongurt sind an der ideellen Betonplattendicke zu führen. Für die Berechnung dieser ideellen Plattendicke ist das Verhältnis der Reduktionszahlen n_L^F / n_L^I maßgebend, wobei n_L^I für ständige Einwirkungen näherungsweise mit $\psi_B^I = 1,7$ und für Beanspruchungen aus Schwinden mit $\psi_S^I = 0,7$ zu berechnen ist.

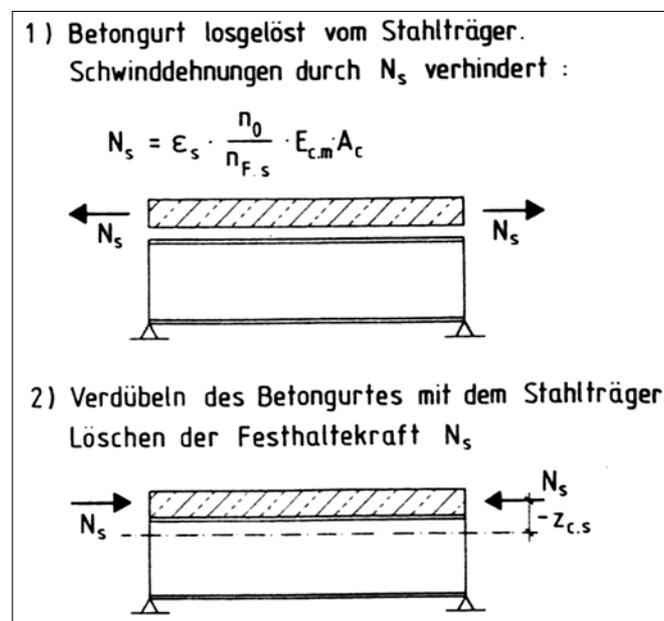


Abbildung 6: Anzusetzendes Modell zur Berechnung der Schwindbeanspruchung

Bei Doppelverbundquerschnitten sind die Kriechbeiwerte genauer in Abhängigkeit der Querschnittswerte zu ermitteln:

- ständige Einwirkungen einschl. Vorspannung mit Spanngliedern nach Herstellung des Tragverbundes, planmäßig eingeprägte Deformationen:

$$\psi_L = \frac{1}{1 - 0,5 \cdot \alpha_L \cdot \varphi_t + 0,08 \cdot (\alpha_L \cdot \varphi_t)^2}$$

- für primäre und sekundäre Beanspruchungen aus dem Schwinden:

$$\psi_L = 0,5 + 0,08 \cdot \alpha_L \cdot \varphi_t$$

$$\text{mit: } \alpha_L = \frac{A_a + A_s}{A_a + A_s + A_c / n_0}$$

Dabei sind A_a , A_s und A_c die Baustahl-, Betonstahl- und Betonquerschnittsflächen des jeweiligen Verbundgurtes einschl. der in den Umriss fallenden Stegflächen.

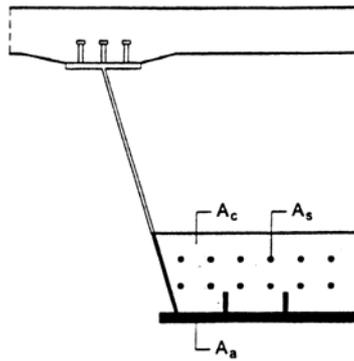


Abbildung 7: Beispiel für maßgebende Querschnittsflächen zur Berechnung von α_L

zu 4.3. Einstufung in Querschnittsklassen

Mit Hilfe der Querschnittsklassen wird die Methode der Schnittgrößenermittlung und die Querschnittstragfähigkeit festgelegt.

Dabei ist abhängig von den Abmessungen der druckbeanspruchten Teile des Stahlquerschnittes die Einstufung in die ungünstigste Klasse vorzunehmen:

- Q-kl. 1: Diese Querschnitte können plastische Gelenke mit ausreichendem Rotationsvermögen für eine plastische Berechnung des Systems ausbilden. → Fließgelenktheorie (bei Brückentragwerken allerdings unzulässig)
- Q-kl. 2: Diese Querschnitte können bei eingeschränktem Rotationsvermögen die volle plastische Querschnittstragfähigkeit ausbilden. → Bei der Schnittgrößenermittlung darf die Momentenumlagerung infolge Rissbildung sowie Teilplastifizierung vor Entstehen des ersten Fließgelenkes berücksichtigt werden.
- Q-kl. 3: Diese Querschnitte können in der ungünstigsten Faser des Stahlquerschnittes bis zur Streckgrenze ausgenutzt werden. Plastische Reserven sind nicht vorhanden. → Eine Momentenumlagerung im System wird durch Rissbildung sowie durch Fließen in zugbeanspruchten Stahlquerschnittsteilen möglich.
- Q-kl. 4: Diese Querschnitte sind unter Berücksichtigung örtlichen Beulens, d.h. elastisch mit wirksamen Querschnitten, nachzuweisen. → Momentenumlagerungen im System werden nur durch Rissbildung hervorgerufen.

Bei Nachweisen für Bauzustände ist die Querschnittsklasse für den jeweils betrachteten Zeitpunkt zu bestimmen.

Flansche dürfen in die Klasse 1 eingestuft werden, wenn ein örtliches Beulen durch die Verdübelung mit dem Betongurt verhindert wird.

Zur Einstufung der Stege ist in den Querschnittsklassen 3 bzw. 4 auch die Spannungsverteilung nach Kriechen und Schwinden zu beachten.

Zur Vereinfachung wird für die Praxis im Brückenbau empfohlen, Querschnitte zunächst in die Querschnittsklasse 3 einzustufen und zusätzlich den Beulnachweis nach DIN 18800-3 zu führen.

		gewalztes Profil	geschweißtes Profil	kammerbetoniertes Profil	
Klasse	Querschnittstyp	Querschnitt ohne Kammerbeton		Querschnitt mit Kammerbeton	
Spannungsverteilung (Druck positiv)					
1	gewalzt	$c/t \leq 10 \epsilon$		$c/t \leq 10 \epsilon$	
	geschweißst	$c/t \leq 9 \epsilon$		$c/t \leq 9 \epsilon$	
2	gewalzt	$c/t \leq 11 \epsilon$		$c/t \leq 15 \epsilon$	
	geschweißst	$c/t \leq 10 \epsilon$		$c/t \leq 14 \epsilon$	
3	gewalzt	$c/t \leq 15 \epsilon$		$c/t \leq 21 \epsilon$	
	geschweißst	$c/t \leq 14 \epsilon$		$c/t \leq 20 \epsilon$	
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

Abbildung 9: Maximale c/t- Verhältnisse für einseitig gestützte, druckbeanspruchte Flansche

Stegteile: (beidseitig gestützte Teile rechtwinklig zur Biegeachse)

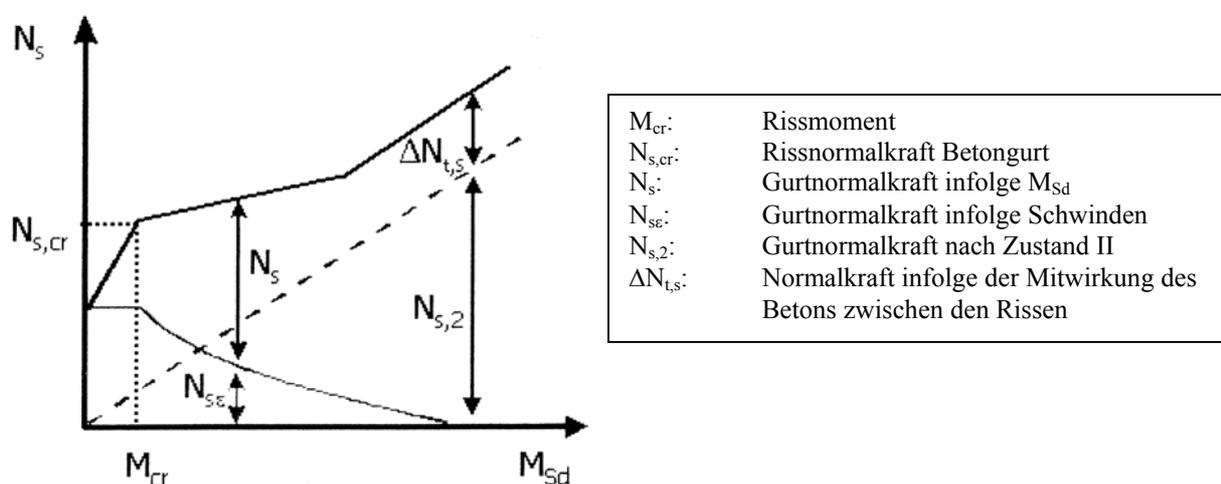
Klasse	Reine Biegebeanspruchung	Reine Druckbeanspruchung	Beanspruchung durch Biegung und Druck	
Spannungsverteilung (Druck positiv)				
1	$d/t \leq 72 \varepsilon$	$d/t \leq 33 \varepsilon$	für $\alpha > 0,5$: $\frac{d}{t} \leq \frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1}$ für $\alpha < 0,5$: $\frac{d}{t} \leq \frac{36 \varepsilon}{\alpha}$	
2	$d/t \leq 83 \varepsilon$	$d/t \leq 38 \varepsilon$	für $\alpha > 0,5$: $\frac{d}{t} \leq \frac{456 \varepsilon}{13 \alpha - 1}$ für $\alpha < 0,5$: $\frac{d}{t} \leq \frac{41,5 \varepsilon}{\alpha}$	
Spannungsverteilung (Druck positiv)				
3	$d/t \leq 124 \varepsilon$	$d/t \leq 42 \varepsilon$	für $\psi > -1$: $\frac{d}{t} \leq \frac{42 \varepsilon}{0,67 + 0,33 \psi}$ für $\psi \leq -1$: $\frac{d}{t} \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$	
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

Abbildung 10: Maximale b/t- Verhältnisse für druckbeanspruchte Stege

zu 4.5. Schnittgrößenermittlung für Brückentragwerke

Der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbundmittel darf vernachlässigt werden, wenn die Nachweise der Verbundsicherung nach Kapitel II-6 eingehalten sind. Die sekundären Beanspruchungen aus Schwinden sowie der Temperatur sind zu berücksichtigen.

Der Einfluss der Rissbildung in zugbeanspruchten Betongurten muss berücksichtigt werden. Bei der Berechnung von Teilschnittgrößen ist dabei zwischen dem Zustand I (ungerissener Querschnitt), dem Zustand der Erstrissbildung und dem Zustand bei abgeschlossener Rissbildung zu unterscheiden. Die Biegesteifigkeit der Träger im Zustand der Erstrissbildung bzw. dem Zustand der abgeschlossenen Rissbildung ist wegen der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (verbunden mit einer höheren Normalkraftaufnahme, s.a. Anhang L des Fachberichtes 104) deutlich größer als im reinen Zustand II.



$$N_{s,cr} = f_{ctm} \cdot (1 + \rho \cdot n_0) \cdot A_c \cdot k_c \quad \text{mit } k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 \cdot z_{i0}}}$$

z_{i0} : Abstand Schwerachsen Beton und Verbund im Zustand I
 $n_0 = E_a / E_{cm}$ $\rho = A_s / A_c$

$$N_s = N_{s,2} + \Delta N_{t,s} = M \cdot \frac{A_s \cdot z_{i2}}{I_{i2}} + \frac{0,4 \cdot f_{ctm} \cdot A_s}{\rho_s \cdot \alpha_{st}} \quad \text{mit } \alpha_{st} = \frac{A_{i2} \cdot I_{i2}}{A_a \cdot I_a}$$

Abbildung 11: Zusammenhang zwischen Biegemoment und Normalkraft im Betongurt bei Rissbildung

Zur Erfassung der Einflüsse aus der Rissbildung werden im Fachbericht 104 für die Berechnung des Endzustandes drei verschiedene Berechnungsmethoden angegeben, wobei das verwendete Verfahren für das gesamte Tragwerk einheitlich anzuwenden ist. Dabei sind die Methoden I bzw. II auf Tragwerke anzuwenden, bei welchen der Einfluss der Rissbildung auf die Momentenumlagerung nicht sehr groß ist. In allen anderen Fällen (Durchlaufträger mit stark unterschiedlichen Stützweiten, stark gevoutete Durchlaufträger, Tragwerke

bereichsweise aus reinen Stahlquerschnitten und Verbundquerschnitten) sollte die genauere Methode III angewendet werden.

Methode I:

Die Schnittgrößen werden unter Ansatz der Biegesteifigkeiten des ungerissenen Querschnittes $E_a \cdot I_1$ ermittelt. Zur Berücksichtigung der Rissbildung werden anschließend die Biegemomente an den Innenstützen unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingungen um maximal 10% abgemindert. Diese Momentenumlagerung darf für Brücken der Kategorien A, B und C (i.d.R. in Längsrichtung vorgespannt) beim Nachweis der Ermüdung nicht berücksichtigt werden, da sich unter Ermüdungslastniveau kaum nennenswerte Rissbildungen und damit keine Momentenumlagerungen einstellen.

Methode II:

Für Brücken ohne Vorspannmaßnahmen mit Spanngliedern und/oder planmäßig eingepprägten Deformationen (z.B. durch Absenken der Lager) darf die Rissbildung durch Ansatz einer Biegesteifigkeit des gerissenen Querschnittes $E_a \cdot I_2$ im Bereich der Innenstützen über 15% der Stützweite der angrenzenden Felder berücksichtigt werden. Die Stützweitenverhältnisse L_{\min}/L_{\max} müssen dabei $\geq 0,6$ betragen.

Methode III:

Zunächst müssen die gerissenen Bereiche L_{CR} unter Ansatz der Steifigkeiten des ungerissenen Querschnittes unter Beachtung der Langzeiteinflüsse des Betons für die nicht-häufige Lastkombination ermittelt werden. Für die weitere Berechnung sind die Methoden IIIa und IIIb zulässig:

- Für die Bereiche, wo die Betonrandspannungen den 1,3-fachen Wert der Betonzugfestigkeit (95%-Wert) überschreiten, wird die Biegesteifigkeit auf den Wert $E_a \cdot I_2$ abgemindert und eine neue Berechnung der Schnittgrößen mit der neuen Steifigkeitsverteilung durchgeführt.
- Für die Bereiche, wo die Betonrandspannungen den Wert der Betonzugfestigkeit (95%-Wert) überschreiten, werden die Biegesteifigkeiten $E_a \cdot I_{2,ts}$ bestimmt und eine neue Berechnung der Schnittgrößen mit der neuen Steifigkeitsverteilung durchgeführt

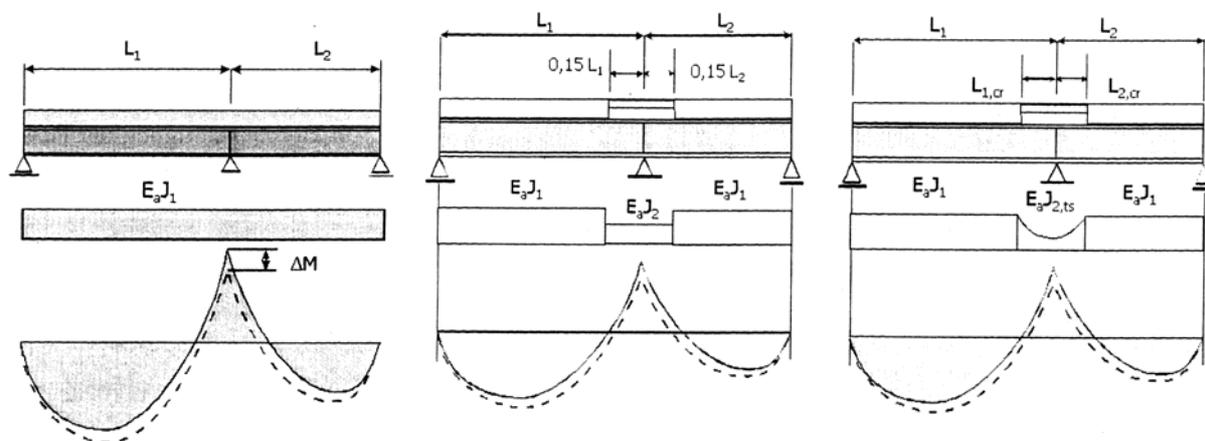


Abbildung 12: Schnittgrößenermittlung nach den 3 Berechnungsmethoden

Bei einer elastischen Tragwerksbemessung für Querschnitte der Klassen 3 und 4 müssen die Einflüsse aus der Belastungsgeschichte, z.B. bei einer abschnittswisen Herstellung der Betonplatte (kontinuierliches Betonieren oder Pilgerschrittverfahren) oder durch Systemwechsel bei Anordnen bzw. Entfernen von Hilfsstützen, erfasst werden, da das erste Erreichen der Fließgrenze stark von der Belastungsgeschichte abhängt. Für die Querschnittsklassen 1 und 2 darf beim Tragsicherheitsnachweis hingegen die Belastungsgeschichte vernachlässigt werden. Für die Gebrauchstauglichkeitsnachweise (Rissbreitenbeschränkung, Verformungen) ist die Belastungsgeschichte für alle Querschnittsklassen zu berücksichtigen, da das Herstellungsverfahren die Verformungen und die Schnittgrößen unter Gebrauchslast stark beeinflussen kann.

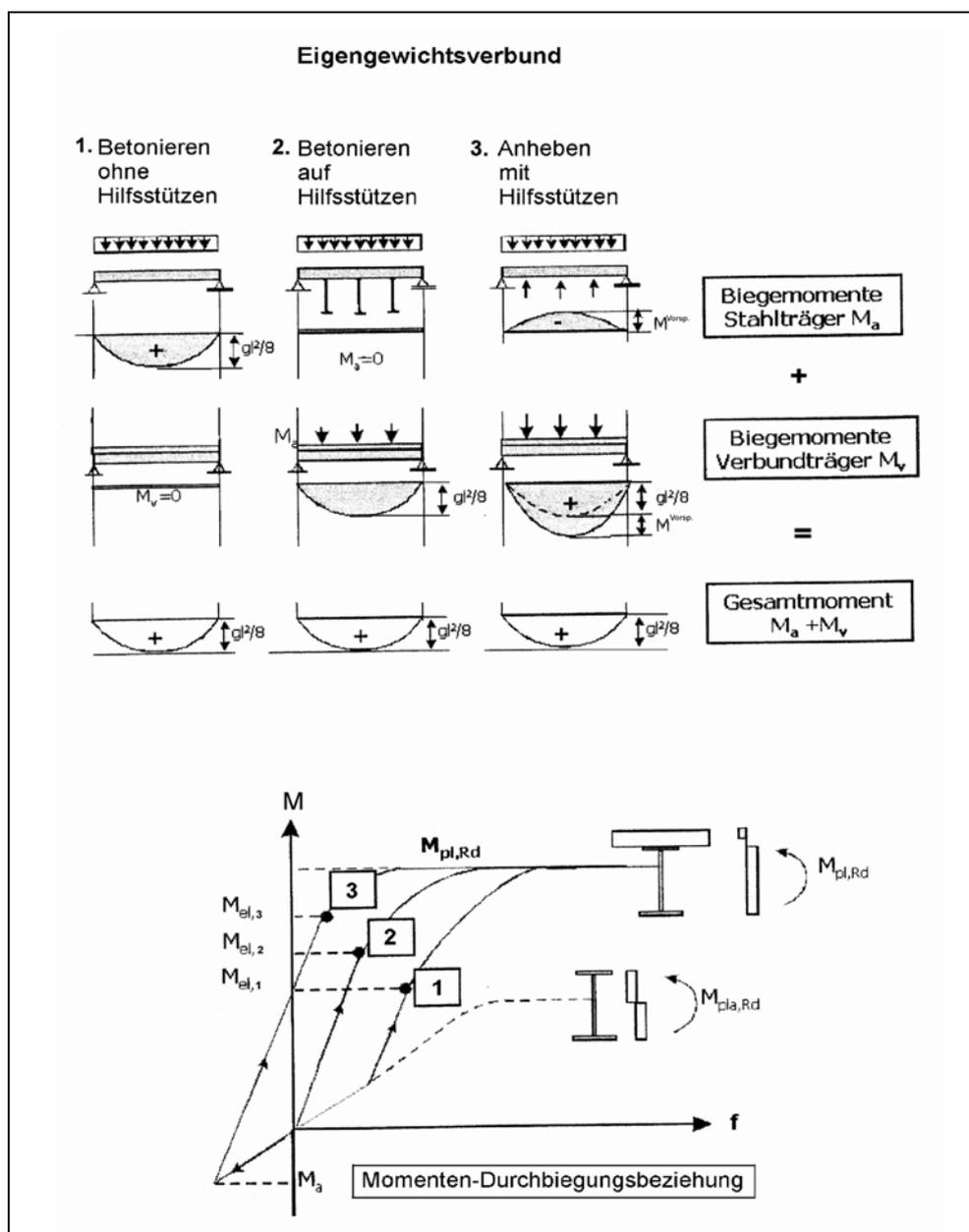


Abbildung 13: Einfluss der Belastungsgeschichte auf die Schnittgrößen unter Gebrauchslast

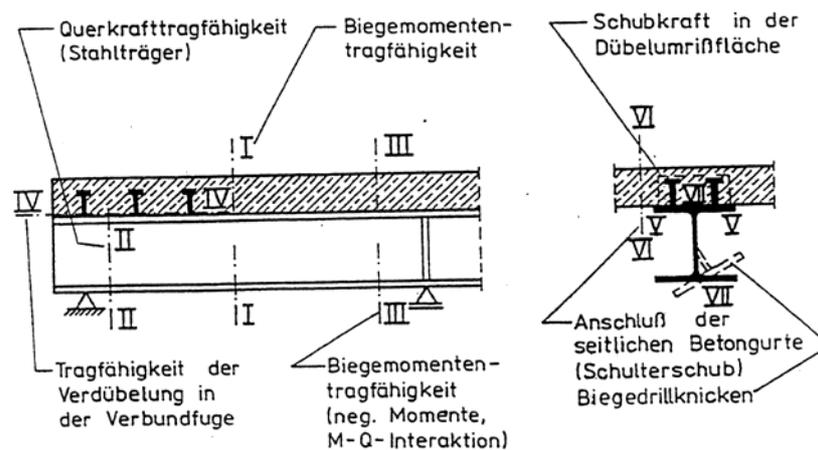
Eine nichtlineare Schnittgrößenermittlung ist zugelassen, wenn die Einflüsse

- aus dem Fließen des Baustahls, der Bewehrung und des Spannstahls
- aus dem Kriechen, Schwinden und der Rissbildung im Beton
- aus der Nachgiebigkeit der Verbundmittel
- aus Instabilitäten infolge von Beulen oder Biegedrillknicken
- aus dem Bauablauf und der Belastungsgeschichte

berücksichtigt werden.

zu 4.4 Tragfähigkeit der Querschnitte von Trägern

In den verschiedenen folgend dargestellten kritischen Schnitten sind die Nachweise der Tragfähigkeit zu führen.



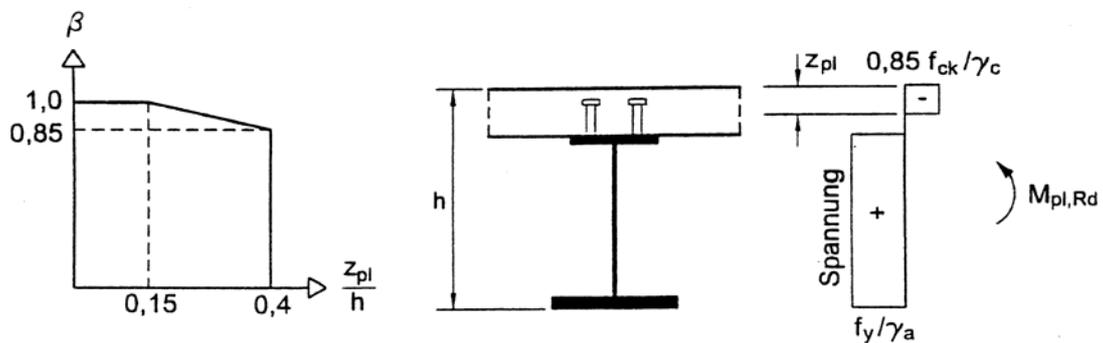
I-I	Querschnittstragfähigkeit M_{Rd}
II-II	Querschnittstragfähigkeit V_{Rd}
III-III	Querschnittstragfähigkeit M_{Rd} und V_{Rd} und Biegedrillknicken
IV-IV	Längsschubtragfähigkeit der Verdübelung
V-V	Längsschubtragfähigkeit der Dübelumrissfläche
VI-VI	Längsschubtragfähigkeit des Betongurtes

Abbildung 14: Nachweisschnitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Momententragfähigkeit

Querschnitte der Klassen 1 und 2:

Im Baustahlquerschnitt ist keine Beschränkung der Dehnungen erforderlich. Die Momententragfähigkeit darf damit vollplastisch berechnet werden. Wenn die plastische Nulllinie sehr weit in den Steg des Stahlträgers absinkt (bei geringen mittragenden Gurtbreiten oder hochfesten Baustählen), wird die Momententragfähigkeit durch Erreichen der Grenzdehnungen im Betongurt begrenzt. Deshalb wird die vollplastische Momententragfähigkeit für Werte $z_{pl}/h > 0,15$ mit dem Abminderungsfaktor β_{pl} korrigiert. Für Werte $z_{pl}/h > 0,40$ sollte die Momententragfähigkeit dehnungsbeschränkt oder elastisch berechnet werden. Auch für Tragwerke mit Vorspannung ohne Verbund ist die vollplastische Bemessung nicht zulässig.



$$M_{Rd} = \beta \cdot M_{pl,Rd}$$

Abbildung 15: Ermittlung der vollplastischen Momententragfähigkeit

Querschnitte der Klasse 3:

Diese Querschnitte sind dadurch gekennzeichnet, dass in den Randfasern die Spannungen bis zu den rechnerischen Grenzspannungen ausgenutzt werden dürfen (entspricht der elastischen Momententragfähigkeit). Die Einflüsse aus der Belastungsgeschichte und die Beanspruchungen aus Kriechen und Schwinden sind bei Querschnitten der Klasse 3 (und 4) zu berücksichtigen.

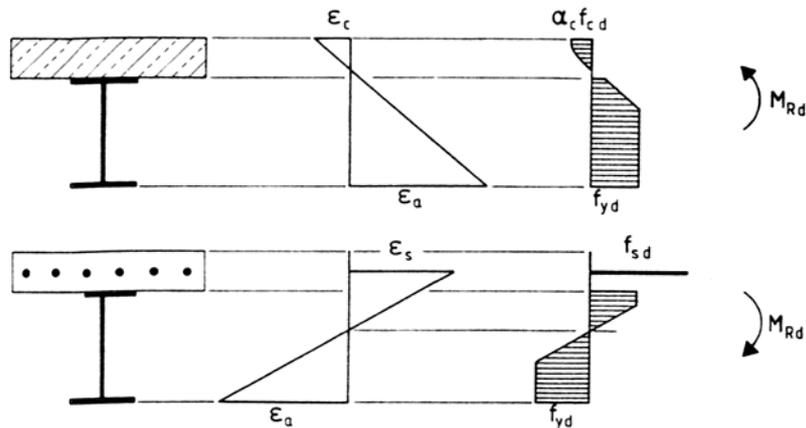


Abbildung 16: Spannungsverteilung bei dehnungsbeschränkter Momententragfähigkeit

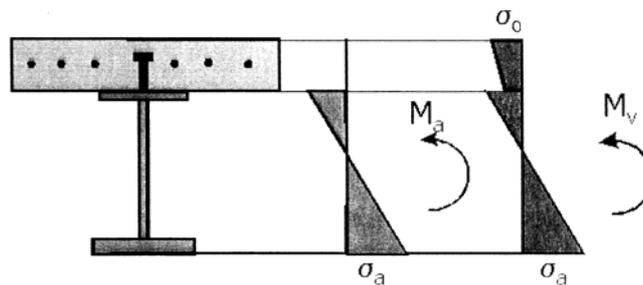


Abbildung 17: Grenzspannungen bei elastischer Momententragfähigkeit

Querschnitte der Klasse 4:

Für diese Querschnitte ist die Querschnittstragfähigkeit unter Berücksichtigung des Beulens zu ermitteln. Der Nachweis erfolgt in Übereinstimmung mit Fachbericht 103, Abschnitt III, mit effektiven bzw. wirksamen Querschnitten auf der Basis des Abminderungsfaktors ρ , der in Abhängigkeit von der Plattenschlankheit der Beulfelder ermittelt wird. In den Randfasern der Querschnitte müssen wiederum die Grenzspannungen eingehalten werden.

Diese Tragfähigkeitsnachweise bedeuten erheblichen Rechenaufwand, da die wirksamen Breiten von der Spannungsverteilung abhängen und damit für die unterschiedlichen Zeitpunkte (wegen der Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden) jeweils neu ermittelt werden müssen.

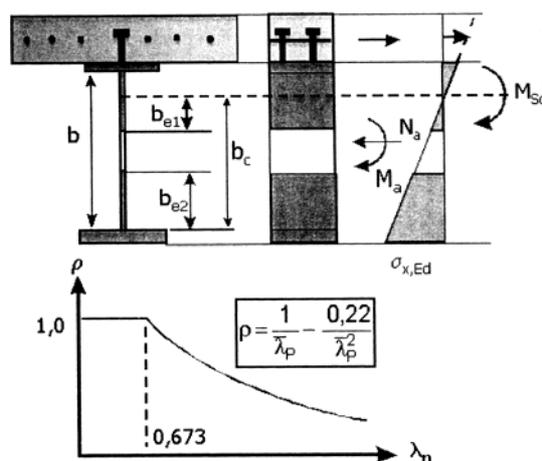
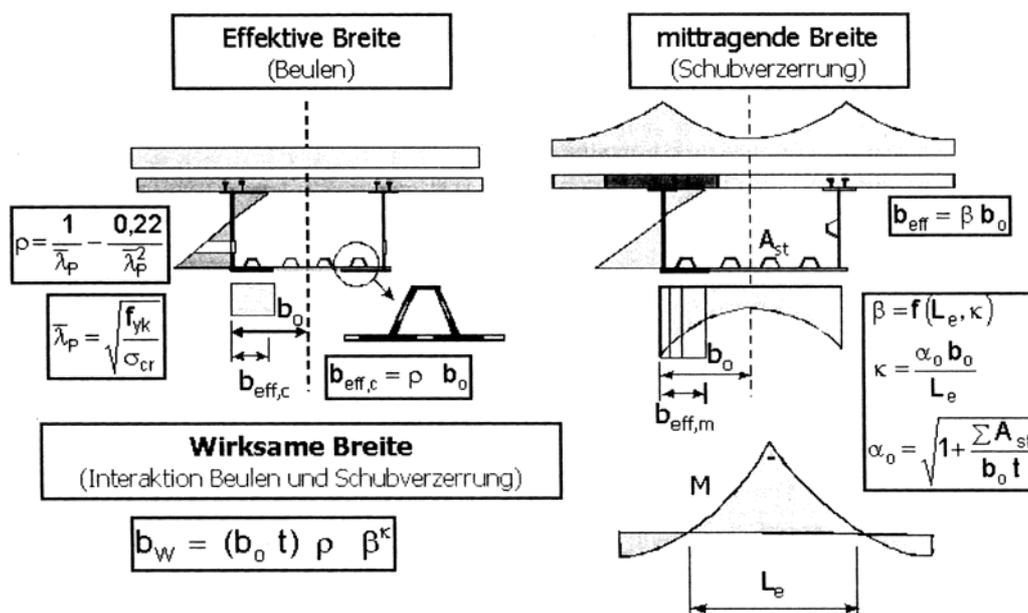
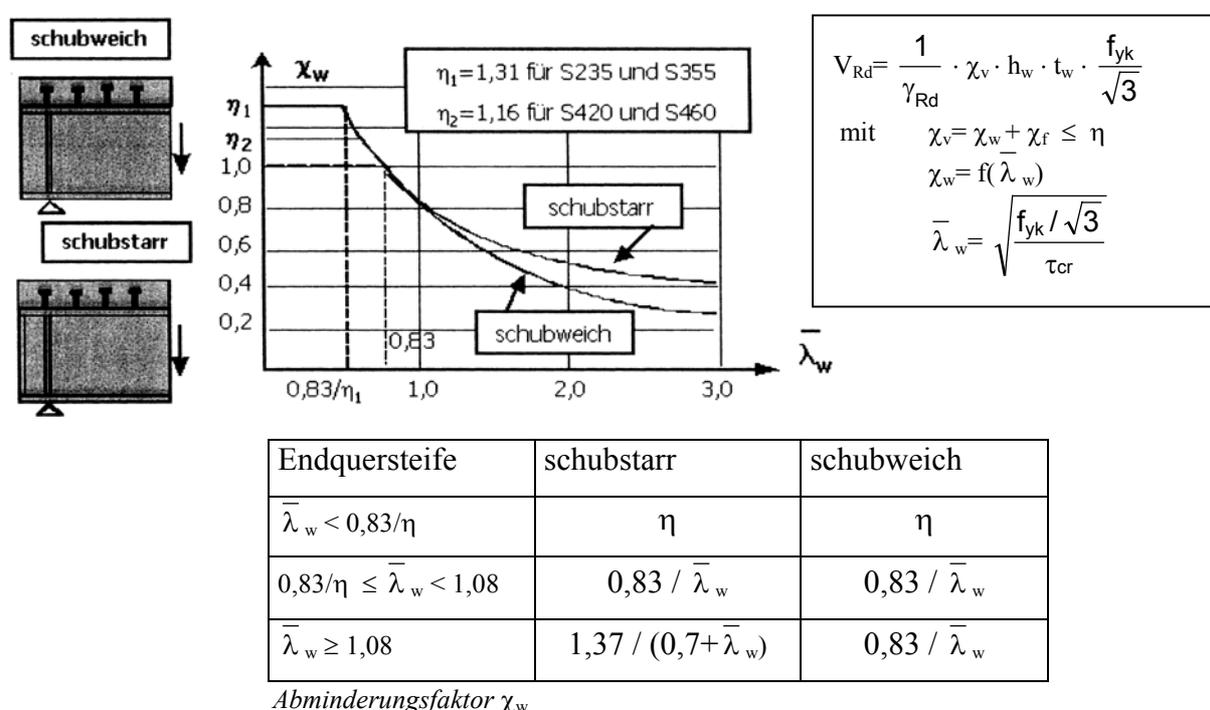


Abbildung 18: Ermittlung der wirksamen Breiten, Tragfähigkeitsnachweis für Querschnitte der Klasse 4 (Bild nach Hanswille)

Querkrafttragfähigkeit

Die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit erfolgt nach den Regelungen des Abschnittes III des Fachberichtes 103 (gemäß Eurocode 3, T.1-5). Dabei wird eine kombinierte Schubfeld- und Zugfeldwirkung des Stegbleches berücksichtigt und damit Werte für die Querkrafttragfähigkeit ermittelt, die über der der vollplastischen Querkrafttragfähigkeit der DIN 18800-3 von bis zu 25% liegen (Beiwert χ_w).

Im Fachbericht 103 darf zusätzlich noch der erhöhende Anteil der Querkrafttragfähigkeit durch die Stützung der Flansche berücksichtigt werden (Beiwert χ_f), was im Fachbericht 104 nicht gestattet ist, da zu wenig Erfahrungen hinsichtlich des Verhaltens der Verbundfuge bei hoher Ausnutzung der Zugfeldwirkung vorhanden sind. Weiterhin dürfen für Verbundbrücken Werte $\chi_w > 1,0$ nicht berücksichtigt werden.



Abminderungsfaktor χ_w

$\eta_1 = 1,31$ für S235 und S355 bzw.

$\eta_2 = 1,16$ für S420 und S460 (nach Eurocode 3)

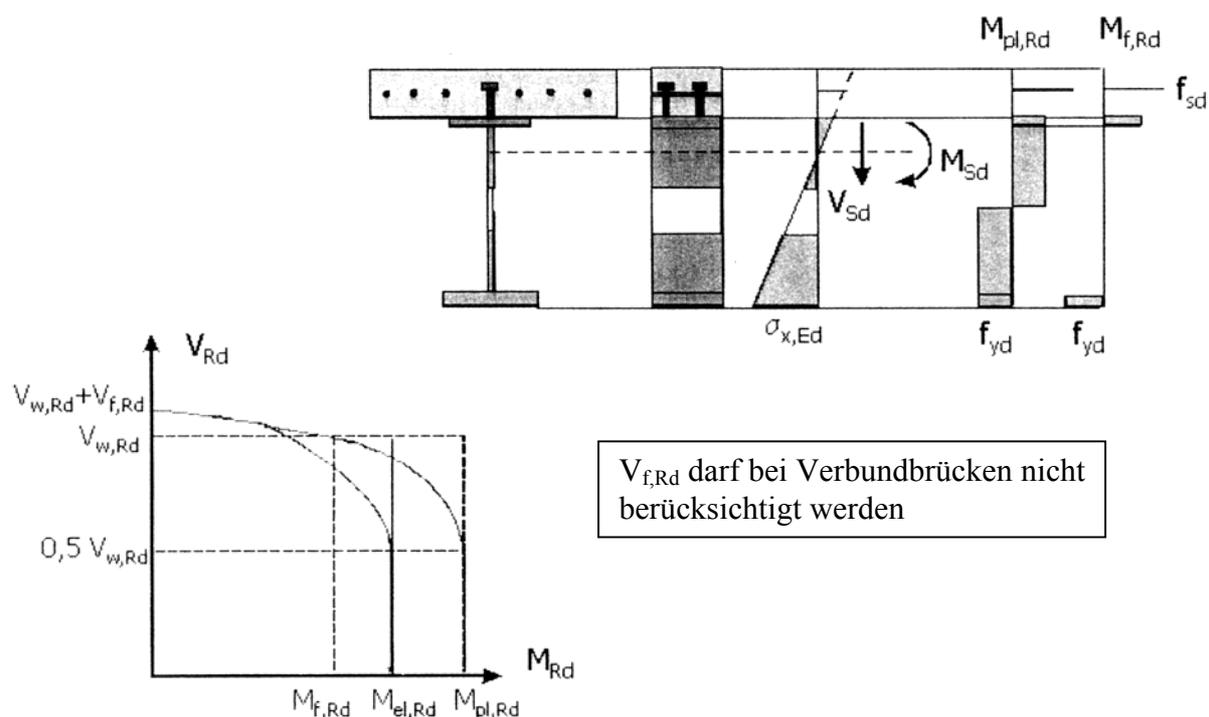
Abbildung 19: Querkrafttragfähigkeit nach Eurocode 3, Teil 1-5

Interaktion Biegung und Querkraft

Der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit wird gemäß Fachbericht 103 bei einem Anteil der Bemessungsquerkraft von mehr als 50% an der Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt.

Für Querschnitte der Klassen 1 und 2 wird eine abgeminderte Streckgrenze der querkraftübertragenden Querschnittsteile berechnet: $\rho_w = 1 - \left(\frac{2 \cdot V_{Sd}}{V_{Rd}} - 1\right)^2$

Für Querschnitte der Klassen 3 und 4 muss folgende Interaktionsbedingung nachgewiesen werden:



$$\eta_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right] \cdot [2\eta_3 - 1]^2 \leq 1,0$$

mit $\eta_1 = \sigma_{x,Ed} / f_{yd}$

$$\eta_3 = V_{S,d} / V_{w,Rd} \quad V_{w,Rd} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot h_w \cdot t_w \cdot \chi_w \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}}$$

Abbildung 20: Interaktionsbedingung

Bei Erfüllung des Beulnachweises nach DIN 18800-3 ist zur Berücksichtigung der M-Q-Interaktion alternativ ein Vergleichsspannungsnachweis nach DIN 18800 möglich.

Alternatives Berechnungsverfahren zum Nachweis der Tragfähigkeit für Querschnitte der Klasse 4

Aufgrund des hohen Berechnungsaufwandes für Querschnitte der Klasse 4 (die Berechnung mit effektiven Querschnitten bedingt die jeweils neue Ermittlung der Querschnittswerte für alle maßgebenden Bau- und Endzustände) wurde im Fachbericht 104 die alternative Möglichkeit eröffnet, die Nachweise mit dem geometrischen Querschnitt und reduzierten Tragspannungen auf der Grundlage der DIN 18800-3 zu führen.

$$\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{xP,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{mit } \sigma_{xP,Rd} = \kappa_x \cdot f_{yd}$$

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{P,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{mit } \tau_{P,Rd} = \kappa_\tau \cdot f_{yd} / \sqrt{3}$$

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{xP,Rd}} \right)^{1 + \kappa_x^4} + \left(\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{P,Rd}} \right)^{1 + \kappa_x \cdot \kappa_\tau^2} \leq 1,0$$

Bei Führung des Nachweises nach DIN 18800-3 kann der sonst im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (wegen der nach Eurocode extrem hohen Ausnutzung im Grenzzustand der Tragfähigkeit) zusätzlich erforderliche Nachweis des Stegblechatmens entfallen.

Zu 4.6. Nachweis Biegedrillknicken:

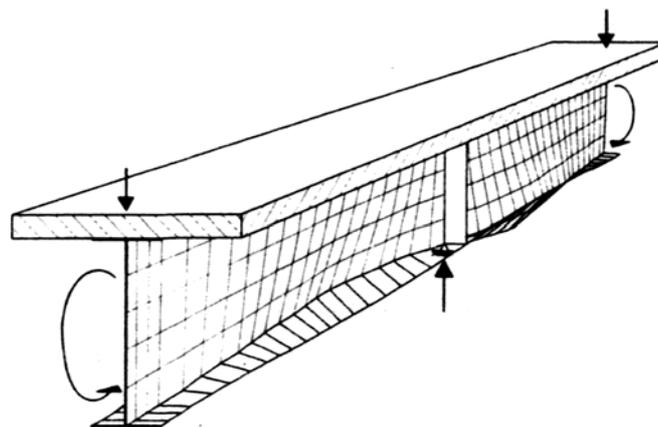


Abbildung 21

Für Durchlaufträger ist im Bereich der Innenstützen eine ausreichende Sicherheit gegen seitliches Ausweichen des Untergurtes, d.h. gegen Biegedrillknicken, nachzuweisen. Dabei ist bei Verbundträgern der stützende Einfluss der Betonplatte von Bedeutung, da eine horizontale Lagerung und eine drehelastische Einspannung vorhanden ist.

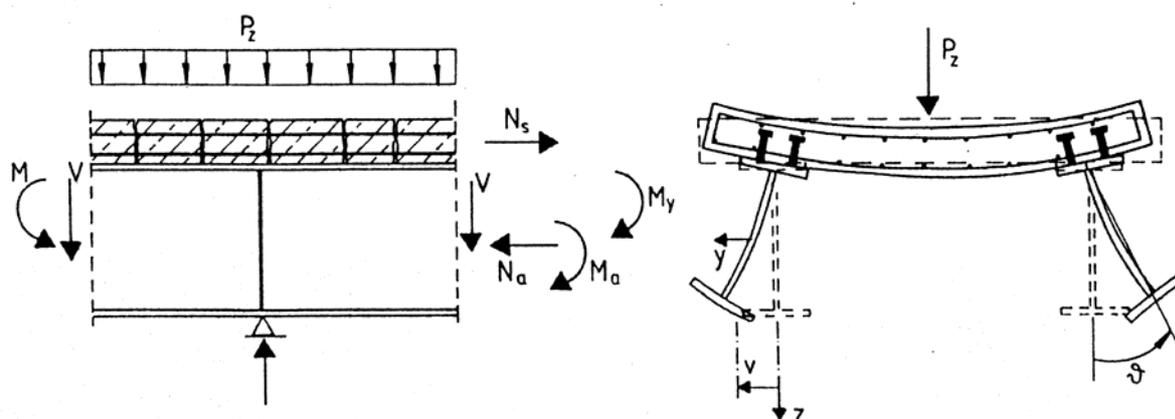


Abbildung 22

Der Nachweis ist wie folgt zu führen:

für Querschnitte der Klassen 1 und 2: $M_{Sd} \leq \chi_{LT} \cdot M_{pl,Rd}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,Rk}}{M_{cr}}}$$

mit $M_{pl,Rk}$: plastisches Grenzmoment des Verbundquerschnittes unter Berücksichtigung der charakteristischen Materialeigenschaften, d.h. $\gamma_a = \gamma_c = 1,0$
 M_{cr} : ideales Biegedrillknickmoment des Verbundquerschnittes

für Querschnitte der Klassen 3 und 4: $M_{Sd} \leq \chi_{LT} \cdot M_{el,Rd}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{el,Rk}}{M_{cr}}}$$

kein Nachweis erforderlich für $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$

Abminderungsfaktor $\chi_{LT} = f(\bar{\lambda}_{LT})$; KSL a für gewalzte Profile, KSL c für geschweißte Profile

Zur Ermittlung des idealen Biegedrillknickmomentes des Verbundquerschnittes M_{cr}

Die Berechnungsmethodik zur Ermittlung M_{cr} ist nach Fachbericht 104 freigestellt, es sollten allerdings der Einfluss aus der Rissbildung in der Betonplatte und das Verformungsverhalten des Steges berücksichtigt werden.

umgesetzt durch Ermittlung der „wirksamen Drehbettung“:

$$\frac{1}{c_{\vartheta}} = \frac{1}{c_{\vartheta,P}} + \frac{1}{c_{\vartheta,SL}}$$

-Anteil Drehbettung aus der Profilverformung:

$$c_{9,P} = \frac{E_a \cdot t_w^3}{4 \cdot (1 - \nu_a^2) \cdot h_w}$$

-Anteil Drehbettung aus der Biegesteifigkeit der gerissenen Betonplatte: $c_{9,SL} = k \cdot \frac{(E_{cm} \cdot I_c)^{II}}{a}$

mit $(E_{cm} \cdot I_c)^{II} \approx 6,5 \cdot E_a \cdot I_c \cdot \rho$ $I_c = b \cdot h_c^3 / 12$ $\rho = A_s / h_c \cdot b$

a: Stützweite der Betonplatte

k=2 für die Einfeldplatte; k=4 für die über mehrere Felder durchlaufende Betonplatte

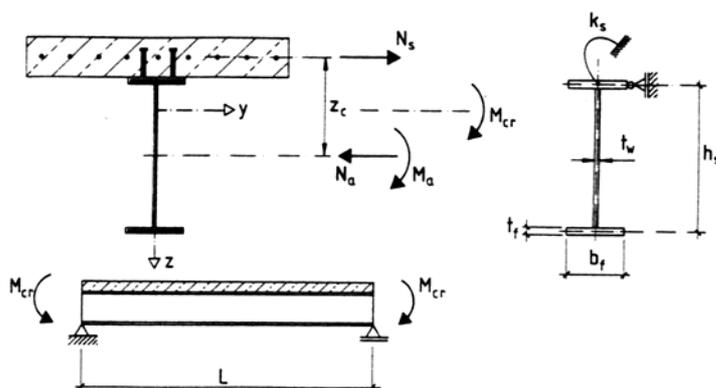
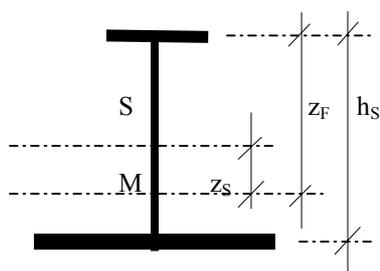


Abbildung 23: Ersatzsystem zur Berechnung des idealen Biegedrillknickmomentes

Näherungsweise Ermittlung des idealen Biegedrillknickmomentes für den Stab mit Endmomenten:

$$M_{cr} = \frac{k_c \cdot C_4}{L} \cdot \sqrt{\left[G \cdot I_{at} + c_g \cdot \frac{L^2}{\pi^2} \right] \cdot E_a \cdot I_{afz}} \quad \text{mit } k_c = \left[\frac{h_s}{\frac{(z_F - z_S)^2 + i_x^2}{e} + 2 \cdot (z_F - z_j)} \right] \cdot \frac{I_{st,y}}{I_{a,y}}$$



$I_{a,t}$: Torsionsträgheitsmoment Baustahl
 I_{ay} bzw. I_{az} : Trägheitsmoment Baustahl
 $I_{st,y}$: Trägheitsmoment Bau- und Bewehrungsstahl

e: planmäßige Ausmitte $e = \frac{A \cdot I_{ay}}{A_a \cdot z_c \cdot (A - A_a)}$

$z_j = 0,4 \cdot h_s \cdot \left(2 \cdot \frac{I_{afz}}{I_{az}} - 1 \right)$ (gilt näherungsweise für einfachsym. Querschnitte mit $I_{afz} > 0,5 \cdot I_{az}$)

I_{afz} : Trägheitsmoment des Druckgurtes um die z-Achse

i_x : polarer Trägheitsradius $i_x = \sqrt{\frac{I_{az} + I_{ay}}{A_a}}$

z_S : positiv, wenn Schubmittelpunkt M vom Schwerpunkt aus die gleiche Richtung wie der Druckgurt aufweist

System	Momentenverlauf	$C_4 (\psi)$								
		$\psi = 0.50$	$\psi = 0.75$	$\psi = 1.00$	$\psi = 1.25$	$\psi = 1.50$	$\psi = 1.75$	$\psi = 2.00$	$\psi = 2.25$	$\psi = 2.50$
		41.5	30.2	24.5	21.1	19.0	17.5	16.5	15.7	15.2
		33.9	22.7	17.3	14.1	13.0	12.0	11.4	10.9	10.6
		28.2	18.0	13.7	11.7	10.6	10.0	9.5	9.1	8.9
		21.9	13.9	11.0	9.6	8.8	8.3	8.0	7.8	7.6
		28.4	21.8	18.6	16.7	15.6	14.8	14.2	13.8	13.5
		12.7	9.8	8.6	8.0	7.7	7.4	7.2	7.1	7.0

 Tabelle 8: C_4 - Beiwerte zur Ermittlung von M_{cr}

Alternativ zum vorgenannten Verfahren können auch die Druckgurte als – evtl. elastisch gebettete - Druckstäbe modelliert und auf Knicken nachgewiesen werden. Eine elastische Stützung der Untergurte kann dabei durch die Querrahmen erfolgen. Ein veränderlicher Normalkraftverlauf ist zu berücksichtigen. Für einfache Fälle werden in Fachbericht 103, Abschnitt II-5.5.2.4, Näherungslösungen angegeben.

Zu 4.7. Zugbeanspruchte Bauteile von Verbundbrücken:

Zugbeanspruchte Betonbauteile sind nach Fachbericht 102 nachzuweisen. Für die Ermittlung der Beanspruchungen ist der Einfluss der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zu berücksichtigen. Der Bemessungswert der Normalkraft ergibt sich nach Anhang L.2 zu:

$$N_{sd} = N_{si} + 0,3 \cdot N_{s,cr}$$

mit N_{si} : Normalkraft unter der maßgebenden Lastkombination unter Zugrundelegung der Normalkraft- Dehnungs- Beziehung nach Anhang L.2

$$N_{s,cr}: \text{Normalkraft bei Erstrissbildung } N_{s,cr} = \sigma_{sr1} \cdot A_s$$

Alternativ dürfen die Schnittgrößen aus der Haupttragwirkung vereinfachend mit einer vom Beanspruchungszustand unabhängigen konstanten Dehnsteifigkeit ermittelt werden:

$$(E \cdot A)_{\text{eff}} = \frac{E_s \cdot A_s}{1 - 0,35 / (1 + \rho_s n_0)}$$

Auf der sicheren Seite liegend darf der Einfluss der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen vernachlässigt werden, wenn bei der Ermittlung der Schnittgrößen des gezogenen Betonbauteils aus Haupttragwerkswirkung die Steifigkeit des ungerissenen Betonquerschnittes verwendet wird und bei der Schnittgrößenermittlung für die anderen Bauteile des Tragwerks für das gezogene Betonbauteil die Steifigkeiten des reinen Zustand-II-Querschnittes verwendet werden.

In den Kraftereinleitungsbereichen an den Enden zugbeanspruchter Bauteile ist eine Verdübelung so anzuordnen, daß die Normalkraft über eine Länge von $1,5 \cdot b$ eingeleitet werden kann. Dabei ist b der größere Wert aus der Auskrägung des Zuggliedes bzw. der halbe Abstand zwischen 2 Stahlträgern. Es ist für die Bemessung der Verbundmittel ein zusätzlicher Teilsicherheitsbeiwert für die einzuleitende Normalkraft von $\gamma_f=1,25$ anzusetzen.

Für zug- bzw. biegebeanspruchte Verbundbauteile ist die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (außer Ermüdung) unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit durchzuführen.

Zu 4.12. Ermüdung:

Der Nachweis ist für Straßen- und Eisenbahnbrücken erforderlich. Allerdings wird für Straßenbrücken derzeit in der Erprobungsphase geprüft, ob der Ermüdungsnachweis bei Detailausbildung \geq Kerbfall 71 generell entfallen kann. Eine entsprechende Festlegung würde in die Endfassung des Fachberichtes 104 dann aufgenommen.

Beanspruchungsermittlung

Die Schnittgrößen sind bei Straßenbrücken für das Ermüdungslastmodell 3 (Fahrzeug mit 4 Achsen und einer Gesamtlast von 480 kN) des Fachberichtes 101 zu ermitteln.

Das maximale und minimale Biegemoment wird unter Berücksichtigung eines Anpassungsfaktors λ zur Erfassung des realen Beanspruchungskollektives ermittelt:

$$M_{\max,f,E} = M_{\text{perm}} + \lambda \cdot M_{\max,f}$$

$$M_{\min,f,E} = M_{\text{perm}} + \lambda \cdot M_{\min,f}$$

M_{perm} : Biegemoment für die nicht-häufige Lastkombination ohne Verkehrslasten

$M_{\max,f}$: maximales Biegemoment infolge des Ermüdungslastmodells nach Fachbericht 101

$M_{\min,f}$: minimales Biegemoment infolge des Ermüdungslastmodells nach Fachbericht 101

λ : Anpassungsfaktor zur Ermittlung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite:
für Beton- und Spannstahl $\lambda = \lambda_S$ mit $\lambda_S = \varphi_{\text{fat}} \cdot \lambda_{S1} \cdot \lambda_{S2} \cdot \lambda_{S3} \cdot \lambda_{S4}$ nach Fachbericht 102 (II-A.106.2 und II-A.106.3; φ_{fat} : abh. von der Oberflächenrauigkeit der Fahrbahn),

für Baustahl $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{\max}$ nach Fachbericht 103

λ_1 : Spannweitenbeiwert

λ_2 : Verkehrsstärkenbeiwert

λ_3 : Lebensdauerbeiwert (100 Jahre entspricht 1,0)

λ_4 : Nebenspurbeiwert

Die (auf $N=2 \cdot 10^6$ bezogene) schädigungsäquivalente Normalspannungsdifferenz im Verbundträgergurt wird nach Fachbericht 103 wie folgt berechnet: $\Delta\sigma_E = \lambda \cdot \Delta\sigma^{LM3}$.

Die (auf $N=2 \cdot 10^6$ bezogene) schädigungsäquivalente Schubspannungsdifferenz im Kopfbolzenschaft wird nach Fachbericht 103 wie folgt berechnet: $\Delta\tau_E = \lambda \cdot \Delta\tau^{LM3}$, mit Berechnung von λ_2 , λ_3 und λ_4 nach Fachbericht 103 unter Beachtung der Wöhlerlinienneigung von $m=8$. Diese Schubspannungsschwingbreite ist mit den Querschnittswerten des ungerissenen Querschnittes für Kurzzeitbeanspruchung zu berechnen, wenn die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nicht genauer nachgewiesen wird.

Für Verbundmittel ist statt λ_1 der Beiwert $\lambda_{v,1}$ zu verwenden. Für Straßenbrücken mit Stützweiten bis 100m gilt bei Verwendung von Kopfbolzendübeln $\lambda_{v,1} = 1,55$, für Eisenbahnbrücken siehe Bild 6.1 des Fachberichtes 104:

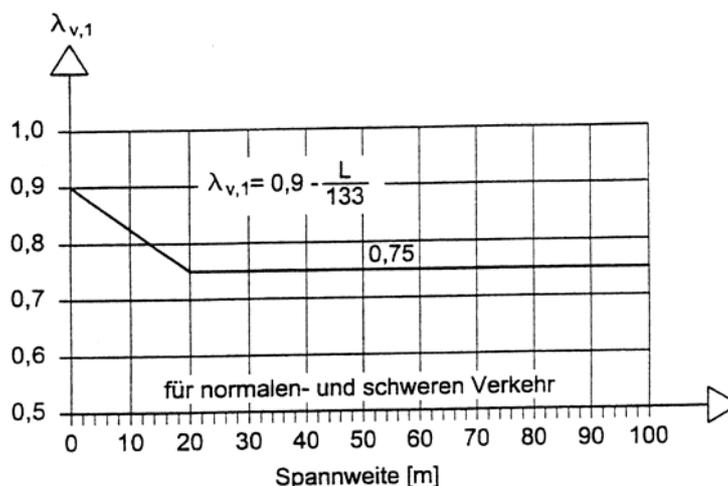


Abbildung 24: Faktor $\lambda_{v,1}$ für Eisenbahnbrücken

Bei der Berechnung der Schwingbreite $\Delta\sigma_E$ im Beton- bzw. Spannstahl ist in Bereichen mit Rissbildung (unter der nicht-häufigen Lastkombination sind im Stahl- und Betongurt Zugspannungen vorhanden) der Einfluss der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zu berücksichtigen. Für den Nachweis des Baustahls darf dieser (dann günstig wirkende) Einfluss berücksichtigt werden. Die Spannungsschwingbreite für Beanspruchungen aus der Haupttragwirkung ergibt sich dann zu:

$$\Delta\sigma_{E, glob} = |\sigma_{\max, f, E} - \sigma_{\min, f, E}|$$

Die Zugspannung in der Bewehrung ergibt sich zu:

$$\sigma_{\max, f, E} = \sigma_{s, \max, EC} \cdot M_{\max, f, E} / M_{\max, EC} \quad ; \quad \sigma_{\min, f, E} = \sigma_{s, \max, EC} \cdot M_{\min, f, E} / M_{\max, EC}$$

$M_{\max, EC}$: Biegemoment infolge der nicht-häufigen Lastkombination

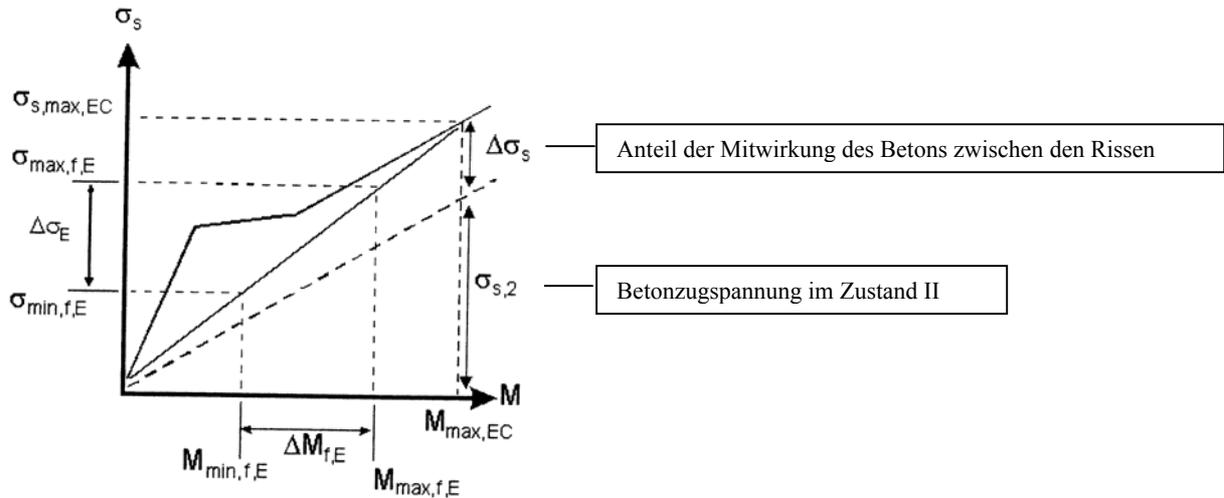


Abbildung 25: Prinzipielle Darstellung der Beanspruchungen für den Ermüdungsnachweis der Bewehrung

Dabei ist $\sigma_{s,max,EC} = \sigma_{s,2} + \Delta\sigma_s$,

mit $\sigma_{s,2} = \sigma_{sE,max,EC}$ (Spannung in der Bewehrung für die nicht-häufige LFK im Zustand II)

und $\Delta\sigma_s = 0,4 \cdot \frac{f_{ctm}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s}$ (Beiwerte vgl. Nachweis der Rissbreitenbeschränkung)

Bei kombinierten Beanspruchungen aus Haupttragwerkswirkung und örtlichen Beanspruchungen gilt:

$$\Delta\sigma_E = \Delta\sigma_{E,lob} + \lambda_{loc} \cdot \Delta\sigma_{loc}$$

λ_{loc} : Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung örtlicher Einwirkungen

Ermüdungsfestigkeit

Für druckbeanspruchte Betonquerschnittsteile ist ein Nachweis im Regelfall für Straßenbrücken nicht erforderlich. Für Eisenbahnbrücken ist Fachbericht 102, II-4.3.7.4 zu beachten.

Die Ermüdungsfestigkeit von Beton- und Spannstahl ist im Fachbericht 102, II-4.3.7.7 bzw. II-4.3.7.8 geregelt.

Die Ermüdungsfestigkeit von Baustahl ist in Fachbericht 103, II-9.6 geregelt.

Die Ermüdungsfestigkeit der Verbundmittel ist wie folgt nachzuweisen:

- Für Trägerbereiche, in denen unter der nicht-häufigen Lastkombination im Stahl- und Betongurt Druckspannungen vorhanden sind:

Hier wird die Ermüdungsfestigkeit durch den Nachweis der Kopfbolzendübel auf Schub ausreichend erfasst: $\gamma_{FF} \cdot \Delta\tau_E \leq \Delta\tau_C / \gamma_{Mf,V}$

mit $\Delta\tau_C = 95 \text{ N/mm}^2$ (Wöhlerlinienneigung $m=8$)

$\gamma_{FF} = 1,0$ nach Fachbericht 103

$\gamma_{Mf,V} = 1,0$

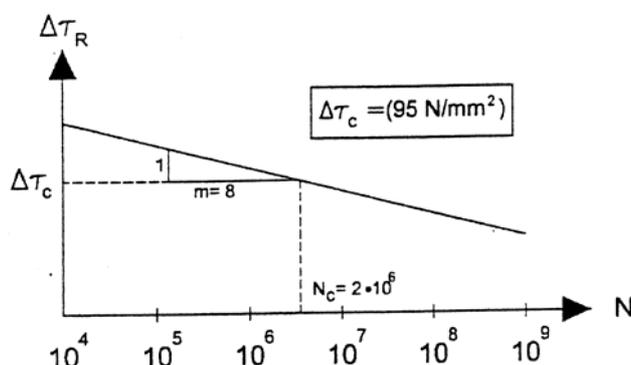


Abbildung 26: Ermüdungsfestigkeitskurve für Spannungsamplituden von Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten

- Für Trägerbereiche, in denen unter der nicht-häufigen Lastkombination im Stahl- und Betongurt Zugspannungen vorhanden sind:

Nachweis der Kopfbolzendübel auf Schub und Nachweis des Stahlträgers auf Biegung $\gamma_{FF} \cdot$

$$\Delta\sigma_E \leq \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf,a} \quad \text{und} \quad \gamma_{FF} \cdot \Delta\tau_E \leq \Delta\tau_C / \gamma_{Mf,V}$$

mit $\Delta\tau_C = 95 \text{ N/mm}^2$ (s.o.)

$\Delta\sigma_C$: 2-Mio-Wert nach Fachbericht 103 (Kerbfall 80)

$\gamma_{FF} = 1,0$ nach Fachbericht 103

$\gamma_{Mf,a} = \gamma_{Mf}$ (1,0/ 1,25) nach Fachbericht 103

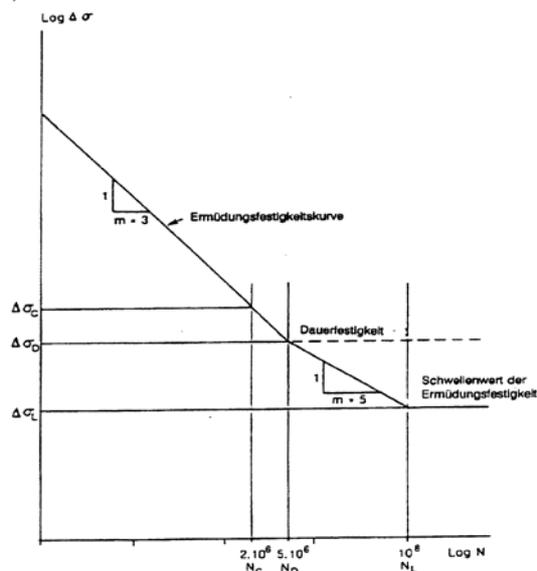


Abbildung 27: Ermüdungsfestigkeitskurve 80 nach Fachbericht 103 für aufgeschweißte Kopfbolzendübel

Die gleichzeitige Wirkung von $\Delta\sigma_E$ im Gurt des Stahlträgers und $\Delta\tau_E$ im Dübelschaft ist mit folgender Interaktionsbeziehung nachzuweisen, wobei jeweils zugehörige Werte zu ermitteln sind. Mit dem Interaktionsnachweis wird sichergestellt, dass die Spannungsschwingbreiten im Obergurt in Verbindung mit den Schubspannungsschwingbreiten im Dübelschaft zu keinem Ermüdungsversagen des Stahlträgergurtcs führen können.

$$\gamma_{FF} \cdot (\gamma_{Mf,a} \cdot \Delta\sigma_E / \Delta\sigma_C + \gamma_{Mf,v} \cdot \Delta\tau_E / \Delta\tau_C) \leq 1,3$$

Diese Interaktionsbedingung ist sowohl unter Annahme des Zustandes I als auch des Zustandes II als mögliche Steifigkeitsgrenzfälle des Verbundträgers nachzuweisen, da es sonst wegen möglicher Überfestigkeiten des Betons zu einer größeren Fehleinschätzung des tatsächlichen Verhaltens kommen kann.

5 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind folgende Nachweise erforderlich:

- Spannungsnachweise
- Nachweise der Mindestbewehrung und Rissbreitenbeschränkung
- Nachweis gegen Stegblechatmen
- Verformungsnachweis
- Schwingungsnachweis

5.1 Spannungsnachweise

Die Schnittgrößen und Spannungen sind mit elastischen Berechnungsverfahren zu ermitteln. Es sind für die nicht- häufige Lastkombination folgende Grenzspannungen einzuhalten:

- Betondruckspannungen (zur Vermeidung übermäßiger Kriechverformungen bzw. Mikrorissbildung): $0,6 \cdot f_{ck}$
- Baustahlspannungen:

Normalspannungen ($\sigma_{Ed, Ser}$)	$0,9 \cdot f_{yk}$
Schubspannungen ($\tau_{Ed, Ser}$)	$0,9 \cdot f_{yk} / \sqrt{3}$
Vergleichsspannungen $\sqrt{\sigma_{Ed, Ser}^2 + 3\tau_{Ed, Ser}^2}$	$0,9 \cdot f_{yk}$
- Betonstahl: $0,8 \cdot f_{Sk}$

Die Nachweise werden im Regelfall dann maßgebend, wenn die Querschnitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit plastisch bemessen worden sind.

Für den Spannstahl ist unter der quasi- ständigen Lastkombination unter Berücksichtigung der Spannkraftverluste der Grenzwert $0,65 \cdot f_{pk}$ einzuhalten.

Bei Vorspannung mit Spanngliedern und/ oder planmäßig eingepprägten Deformationen sollte die maximale Betondruckspannung beim Aufbringen der Vorspannung auf $0,6 \cdot f_c(t)$ nach Abschnitt II-4.4.1.1 des Fachberichtes 102 begrenzt werden.

Für den Nachweis der Kopfbolzendübel sollten die Längsschubkräfte gleichfalls mit der nicht-häufigen Lastkombination berechnet werden (vgl. Abschnitt 6).

5.2 Nachweis gegen Stegblechatmen

Wenn der Tragfähigkeitsnachweis für Querschnitte der Klasse 4 nach Fachbericht 103 geführt wird, ist zusätzlich im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit folgender Nachweis gegen Stegblechatmen erforderlich:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,Ser}}{\sigma_{Cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{Ed,Ser}}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq 1,1$$

$\sigma_{x,Ed,Ser}, \tau_{Ed,Ser}$: Spannungen infolge der häufigen Lastkombination

$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \sigma_E$, $\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \sigma_E$ ideale Plattenbeulspannungen

Dieser Nachweis darf entfallen, wenn bei beulgefährdeten Querschnitten der Nachweis nach DIN 18800-3 geführt wird. Der Nachweis kann ebenfalls entfallen, wenn die Stegslankheit auf $b/t \leq 150$ (bei Eisenbahnbrücken 130) begrenzt wird.

5.3 Mindestbewehrung und Rissbreitenbeschränkung

Für Trägerbereiche, in denen unter der nicht- häufigen Lastkombination bei nicht vorgespannten Brücken Zugspannungen und bei Vorspannung mit Spanngliedern Druckspannungen von weniger als 1 N/mm^2 in der Betonrandfaser auftreten, ist der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung erforderlich. Dabei ist die maßgebende Einwirkungskombination für den Nachweis der Rissbreite abhängig von der Nachweiskategorie (für nicht vorgespannte Brücken: Kat. D → häufige Lastfallkombination). Nach Fachbericht 104 ist für Straßen- und Eisenbahnbrücken eine Rissbreite $w_k=0,2\text{mm}$ zulässig. Für Bauwerke mit Spanngliedvorspannung (sofortiger und nachträglicher Verbund) ist

- für Eisenbahnbrücken gleichfalls eine Rissbreite von $w_k=0,2\text{mm}$ zugelassen,
- für Straßenbrücken ein Aufreißen generell nicht zulässig.

Mindestbewehrung

In diesen Trägerbereichen ist prinzipiell eine Mindestbewehrung zur Vermeidung des Fließens der Bewehrung bei Erstrissbildung anzuordnen.

Die auf den gezogenen Querschnitt oder Querschnittsteil bezogene Bewehrung ist folgendermaßen zu ermitteln:

$$\text{erf } A_S \geq \frac{A_{Ci} \cdot f_{ctm}}{\sigma_s} \cdot 0,9 \cdot k \cdot k_C$$

mit: $k_C = \frac{1}{1 + \frac{h_C}{2z_0}} + 0,3 \leq 1,0$ (berücksichtigt Verteilung der Spannungen im Betongurt bei Erstrissbildung)

$k = 0,8$

A_{ct} : Fläche der Zugzone unmittelbar vor der Rissbildung

h_C : Dicke des Betongurtes

z_0 : Abstand zwischen den Schwerachsen des ungerissenen, unbewehrten Beton- und Verbundquerschnittes (berechnet mit der Reduktionszahl n_0 für kurzzeitige Beanspruchungen)

σ_s : zulässige Stahlspannung in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser (siehe Tab. 5.1 des Fachberichtes 104)

(Die Stahlspannung darf um den Faktor $\sqrt{f_{ctm} / 2,5 [N/mm^2]}$, $\leq 0,8 \cdot f_{sk}$ erhöht werden.)

Rissbreitenbeschränkung

In Trägerbereichen, in denen die aus dem Tragfähigkeitsnachweis resultierende Bewehrung größer als die Mindestbewehrung ist, ist zusätzlich ein Nachweis der Rissbreitenbeschränkung (für den Zustand bei abgeschlossener Rissbildung) erforderlich. Die Zugspannungen im Betonstahl dürfen bei Brücken ohne Spanngliedvorspannung wie folgt ermittelt werden:

$$\sigma_s = \sigma_{sE} + \Delta\sigma_{ts} = \sigma_{sE} + 0,4 \cdot \frac{f_{ctm}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s}$$

mit σ_{sE} : Betonstahlspannung unter Vernachlässigung des Betons im Zugbereich (Zustand II) für die Lastfallkombination gemäß der maßgebenden Einwirkungskategorie (z.B. D \rightarrow häufige LFK)

$\rho_s = A_s / A_{ct}$ A_{ct} : Zugzone des Querschnittes vor der Rissbildung

A_s : Fläche der Längsbewehrung innerhalb von A_{ct}

$\alpha_{st} = \frac{A_{i2} \cdot I_{i2}}{A_a \cdot I_a}$ A_{i2} ; I_{i2} : Querschnittswerte Verbundträger ohne Beton auf Zug

Die Rissbreite darf als angemessen kontrolliert angesehen werden, wenn entweder der Stabdurchmesser die Werte nach Tabelle 5.1 des Fachberichtes 104 nicht überschreitet oder wenn die von der Betonstahlspannung abhängigen Grenzwerte für den Stababstand nach Tab. 5.2 nicht überschritten werden (analog der Verbundträgergerichtlinie).

Betonstahlspannung $\sigma_s [N/mm^2]$	140	160	200	240	280
Oberer Grenzdurchmesser [mm]	32	25	16	12	8

Tabelle 9: Tab. 5.1 des Fachberichtes 104

Betonstahlspannung σ_s [N/mm ²]	160	200	220
Maximaler Stababstand [mm]	150	120	100

Tabelle 10: Tab. 5.2 des Fachberichtes 104

5.4 Verformungen

Die Verformungen sind mit Hilfe einer elastischen Tragwerksanalyse unter Beachtung von Kriechen und Schwinden, der Belastungsgeschichte und eventueller Rissbildung im Betongurt zu berechnen. Der Einfluss der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen darf berücksichtigt werden.

Bezüglich der einzuhaltenden vertikalen Verformungen ist für Eisenbahnbrücken Fachbericht 101- G.3 zu beachten, siehe folgendes Bild. Die entsprechend ermittelten Werte können mit dem Faktor 0,7 multipliziert werden

- bei einem einzelnen Einfeldträger oder zwei hintereinander liegenden Einfeldträgern
- bei einzelnen Durchlaufträgern über zwei Felder.

Bei Durchlaufträgern über drei oder mehr Felder sollten die Werte mit 0,9 multipliziert werden.

Für alle statischen Systeme dürfen die maximalen vertikalen Durchbiegungen $l/600$ (für eingleisige Brücken) und $l/800$ (für mehrgleisige Brücken mit Belastung auf nur einem Gleis) nicht überschreiten.

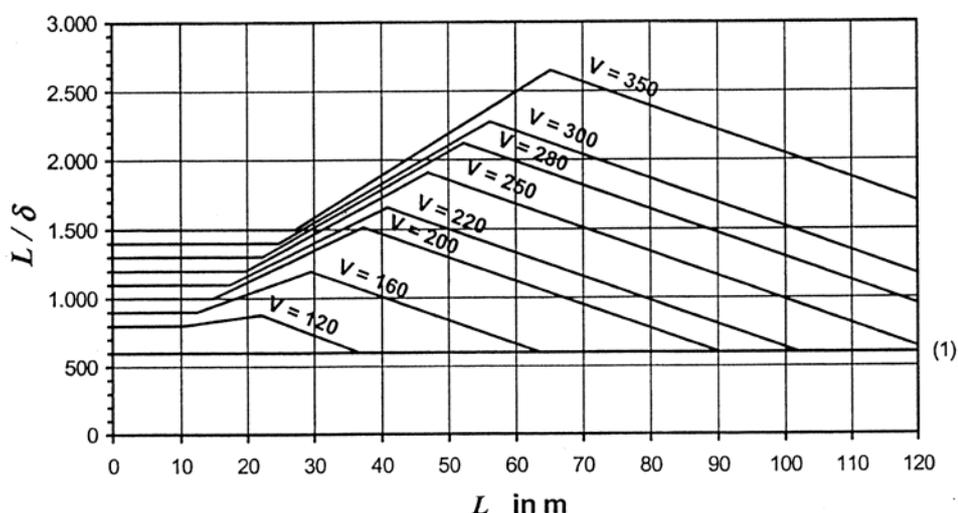


Abbildung 28: Maximal zulässige Durchbiegungen für Eisenbahnbrücken mit 3 oder mehr Einfeldträgern

Für Straßenbrücken sollten geeignete Grenzwerte mit dem Bauherrn vereinbart werden.

6 Verbundsicherung

Der Ansatz des Haftverbundes zwischen Stahl und Beton ist mit Ausnahme der Regelungen nach Anhang K des Fachberichtes 104 nicht zulässig.

Eine teilweise Verdübelung mit planmäßiger Ausnutzung des Schlupfes in der Verbundfuge ist bei Verbundbrücken nicht zulässig.

Ermittlung der Längsschubkräfte

Die Längsschubkräfte in der Verbundfuge sind i.d.R. elastisch zu ermitteln. Bei Ansatz des Zustand II- Querschnittes werden die Längsschubkräfte auf der unsicheren Seite ermittelt, da in der Realität höhere Kräfte in die Betonplatte übertragen werden. Deshalb sind die Schubkräfte i.d.R. für den ungerissenen Querschnitt nach der Elastizitätstheorie zu ermitteln. Wenn die Rissbildung berücksichtigt wird, muss auch die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt werden.

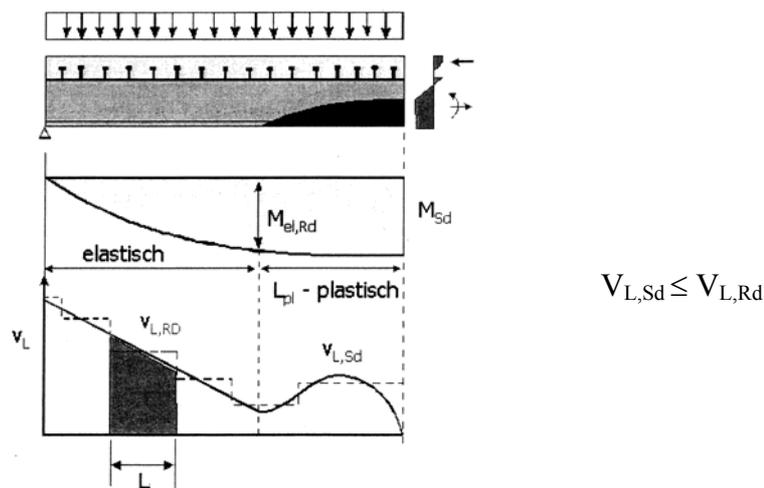
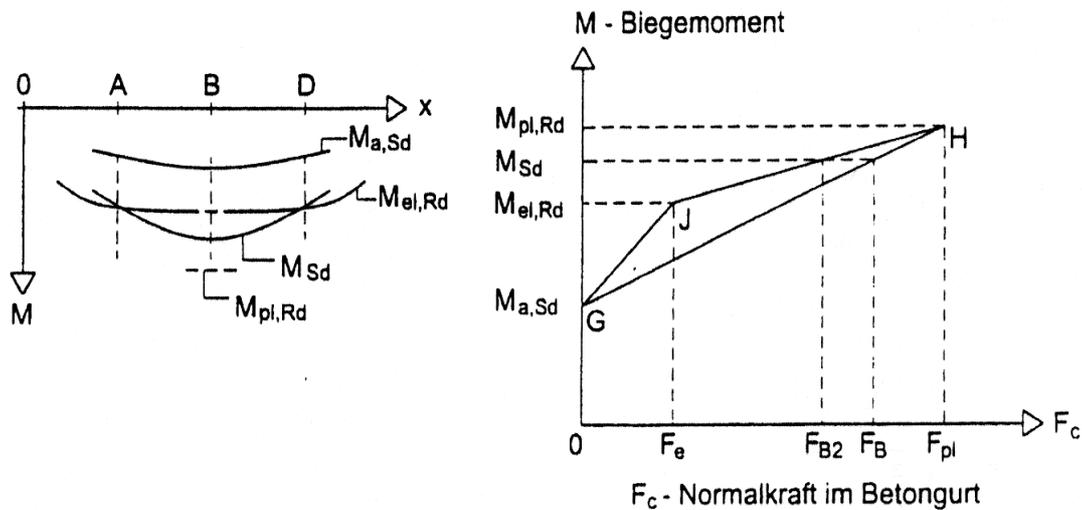


Abbildung 29: Nachweis der Längsschubkräfte in der Verbundfuge

Es darf beim Nachweis der Verbundsicherung örtlich bis 10% in die Querkraftgrenzlinie eingeschnitten werden, wenn die Gesamtzahl der äquidistant angeordneten Dübel im jeweiligen Trägerabschnitt ausreichend ist.

Bei plastischer Ausnutzung des Verbundquerschnittes im positiven Momentenbereich (Querschnitte Klassen 1 und 2) ist der mögliche Anstieg der Längsschubkräfte infolge des örtlichen Plastifizierens im Stahlträger zu beachten. Wenn im maßgebenden Querschnitt die vollplastische Momententragfähigkeit nicht voll ausgenutzt ist (Querschnitt ist teilplastifiziert), dürfen die Normalkräfte des Betongurtes mit der folgenden linearen Momenten- Normalkraft- Beziehung ermittelt werden:



F_e : Normalkraft für den Querschnitt B infolge des Biegemomentes $M_{el,Rd}$

$F_{e,A}$ bzw. $F_{e,D}$: Normalkräfte für die Querschnitte A und D infolge der Biegemomente $M_{Sd,A}$ bzw. $M_{Sd,D}$

Abbildung 30: Längsschubkräfte bei Trägern mit plastischer Ausnutzung

Die Anzahl der Verbundmittel sollte für die resultierenden Längsschubkräfte ($F_{B2} - F_{e,A}$) im Bereich A-B und ($F_{B2} - F_{e,D}$) im Bereich B-D bemessen werden, wobei

$$F_{B2} = F_e + (F_{pl} - F_e) \cdot \frac{M_{Sd} - M_{el,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}} \quad (\text{Gerade J-H})$$

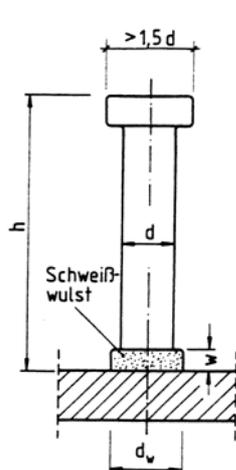
F_{pl} , $M_{el,Rd}$, $M_{pl,Rd}$: für den Querschnitt B

Anstelle der Gurtnormalkraft F_{B2} darf auch auf der sicheren Seite liegend die Gurtnormalkraft F_B angesetzt werden, die sich aus der Geraden G-H ergibt.

An Betonierabschnittsgrenzen und Trägerenden sind zusätzlich die Einflüsse aus konzentrierten Endschubkräften infolge Schwinden und Temperatur zu untersuchen.

Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln

Die nachfolgenden Regeln gelten für Kopfbolzendübel der Durchmesser 19, 22 und 25mm. Es ist folgender Doppelnachweis (Nachweis des Betonversagens bzw. Nachweis des Abscherens des Dübelschaftes) zu führen:



$$P_{Rk} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}$$

$$P_{Rk} = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

$$P_{Rd} = P_{Rk} / \gamma_V$$

$\gamma_V = 1,25$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit (außer Ermüdung)

d: Dübeldurchmesser

f_{uk} : charakteristische Zugfestigkeit des Bolzens, maximal 500 N/mm²

f_{ck} : charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons

E_{cm} : Sekantenmodul des Betons

$\alpha = 0,2 \cdot (h/d + 1)$ für $3 \leq h/d \leq 4$ bzw. $\alpha = 1,0$ für $h/d > 4$, h: Bolzenhöhe

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit beträgt der Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit $0,6 \cdot P_{Rk}$.

Eine Wirksamkeit der Verdübelung in Bauzuständen darf erst dann angenommen werden, wenn die Zylinderdruckfestigkeit des Betons größer 20N/mm² beträgt.

Konstruktive Festlegungen

- Die Betondeckung der Dübel ist nach Fachbericht 102 festzulegen.
- Es sind bestimmte Mindestabmessungen der Vouten sowie Angaben zur minimalen seitlichen Betondeckung (≥ 50 mm) zu beachten:

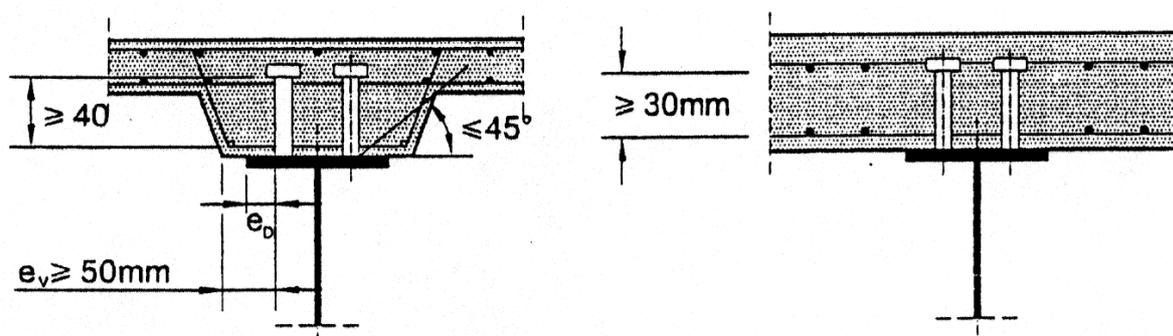


Abbildung 31: Mindestabmessungen von Vouten

Für die Dübelabstände sind folgende Angaben zu beachten:

in Längsrichtung $e_L \leq 4\text{-fache Betonplattendicke}$
 $\leq 800 \text{ mm}$
 $\geq 5 \cdot d$
 (alternative Möglichkeiten für Dübelgruppen unter Beachtung zusätzlicher Nachweise)

in Querrichtung: $e_Q \geq 2,5 \cdot d$

Abstand vom Rand des Flansches zur Außenkante der Dübel: $e_D \geq 25 \text{ mm}$

Im Bereich von Querrahmen sollte bei dem Nachweis der Verdübelung der Einfluss aus der Einspannung der Fahrbahnplatte in die Stahlkonstruktion berücksichtigt werden. Ein Nachweis darf dann entfallen, wenn die konstruktive Ausbildung nach Bild 6.10.1 des Fachberichtes 104 erfolgt und bei der Bemessung der Querrahmen eine gelenkige Lagerung zwischen Fahrbahn und Querrahmen angenommen wird.

Im Bereich von Quersteifen darf ein rechnerischer Nachweis der Einspannwirkung in die Fahrbahnplatte entfallen, wenn eine konstruktive Mindestausbildung nach Bild 6.10.2 des Fachberichtes 104 erfolgt.

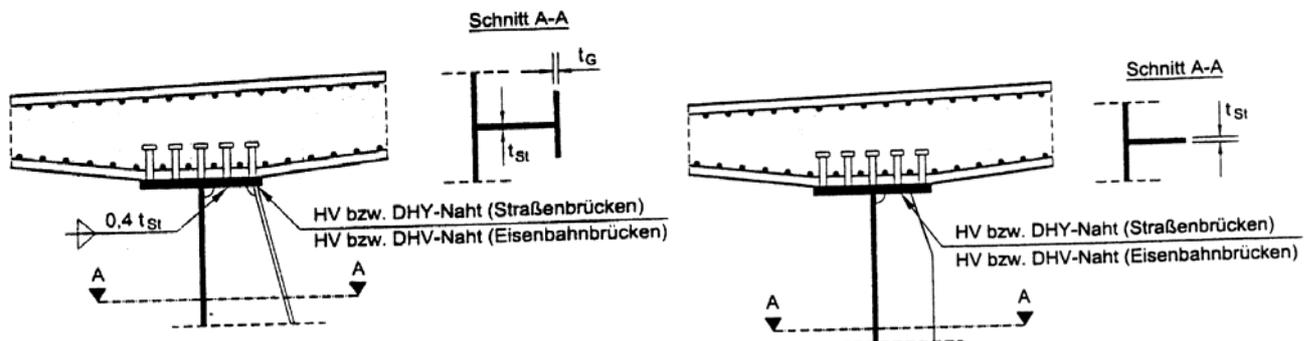


Abbildung 32: Konstruktive Mindestausbildung bei Querrahmen und Quersteifen

Für Brücken mit mehreren engliegenden Hauptträgern können wegen der Querverteilung der Verkehrslasten in der Verbundfuge Zugkräfte entstehen, die nachzuweisen sind. Der Nachweis kann bei Straßenbrücken entfallen, wenn Dübel mit $h \geq 125 \text{ mm}$ verwendet werden und die anteilige Zugkraft geringer als 10% der Grenzabscherkraft des Dübels ist.

Querbewehrung

Die typischen Schnitte für ein Längsschubversagen sind in folgendem Bild angegeben. Die erforderliche Querbewehrung ist mit geeigneten Fachwerkmodellen (davon abhängig, ob die Betonplatte in der Zug- oder in der Druckzone liegt) zu ermitteln, vgl. Fachbericht 102, Abschnitt II-4.3.2.5.

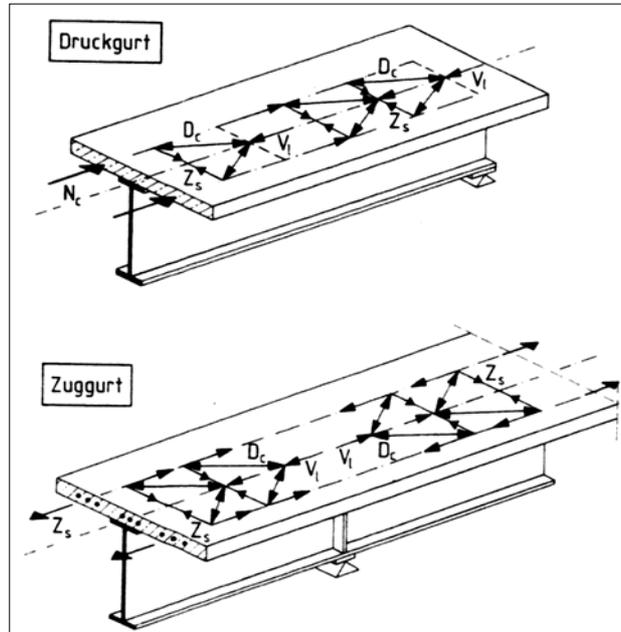


Abbildung 33: Fachwerkmodelle für die seitliche Ausleitung der Schubkräfte

Die schiefen Hauptdruckkräfte D_c bilden mit den Längsschubkräften V_l und den Zugkräften Z_s in der Querbewehrung ein Kräftegleichgewicht.

Die Bemessungswerte der aufzunehmenden Längsschubkräfte für die jeweilige Plattenanschnittsfläche werden im Verhältnis der anteiligen Flächen (für Druckgurte: Betonfläche der anteiligen Platte, für Zuggurte: Bewehrungsfläche in der anteiligen Platte) berechnet.

Die Bemessungswerte der Schubtragfähigkeit im Plattenanschnitt werden wie folgt ermittelt:

$V_{Rd,1}$: Bemessungswert der Schubtragfähigkeit bei Druckstrebenbruch

$$V_{Rd,1} = 0,2 \cdot A_{cV} \cdot \eta \cdot f_{cd}$$

mit $\eta = 1,0$ für Normalbetone
 A_{cV} : anrechenbare Betonfläche im Plattenanschnitt

$V_{Rd,2}$: Bemessungswert der Schubtragfähigkeit der Querbewehrung

$$V_{Rd,2} = V_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

mit A_s : Querschnittsfläche der Querbewehrung im Platenanschnitt

V_{cd} : Abzugswert für den Traglastanteil des Betons

$$V_{cd} = 2,5 \cdot A_{cV} \cdot \eta \cdot \tau_{Rd}$$

Grundwert der Schubfestigkeit:

$$\tau_{Rd} = \begin{aligned} &0,34 \text{ N/mm}^2 \text{ (C30/37)} \\ &0,37 \text{ N/mm}^2 \text{ (C35/45)} \\ &0,41 \text{ N/mm}^2 \text{ (C40/50)} \\ &0,44 \text{ N/mm}^2 \text{ (C45/55)} \end{aligned}$$

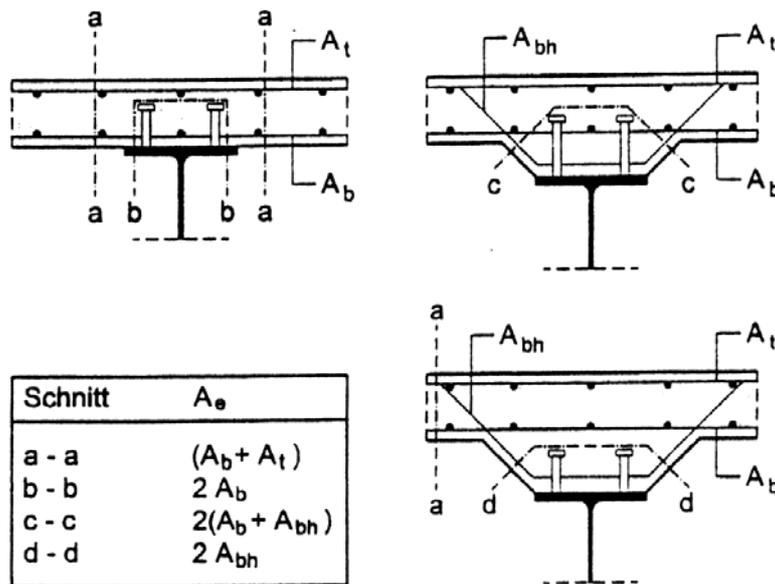


Abbildung 34: Typische Schnitte bei Längsschubversagen des Betongurtes

Ist bei Verbundträgern der Abstand zwischen dem freien Betonrand und der benachbarten Dübelreihe kleiner als 300mm, so ist die untere Querbewehrung mit möglichst tief liegenden Schlaufen mit ($D \geq 0,5x$ Dübeldurchmesser) auszuführen, die um die Dübel greifen. Der Abstand zwischen dem freien Betonrand und der Achse des nächstgelegenen Dübels sollte nicht kleiner als der 6-fache Schaftdurchmesser des Dübels sein.

7 Verbundplatten

Verbundplatten als Gurte von Brückenquerschnitten dienen zur Abtragung von örtlichen Querlasten sowie Scheibenbeanspruchungen aus Haupttragwerkswirkung. Auch Untergurte von Kastenquerschnitten können als Verbundplatten ausgeführt werden.

Auf rechnerische Nachweise zur Verteilung der Verbundmittel darf für die Untergurte von Doppelverbundquerschnitten verzichtet werden, wenn folgende Grundsätze berücksichtigt werden (vgl. II-7.7.4 (6)):

- Die Verbundmittel sind im Bereich der Kastenecken zu konzentrieren. Im Bereich a gemäß Bild 7.14 nach Fachbericht 104 sind mindestens 50% der erforderlichen Gesamtzahl der Dübel zur Übertragung der Längsschubkraft des unteren Betongurtes anzuordnen. Dabei ergibt sich der Bereich a zu $a_h + a_v$, wobei für a_h der größte der folgenden Werte anzunehmen ist: $a_h = 20t_f$; $a_h = 400\text{mm}$; $a_h = 0,2b_{ei}$ (b_{ei} : mittragende Breite des Betongurtes).
- Im Bereich der horizontal angeordneten Dübel ist eine Schlaufenbewehrung nach Bild 7.14 anzuordnen, die für die Längsschubkraft der am Steg angeordneten Dübel zu bemessen ist. Der Abstand der horizontal angeordneten Dübel vom freien Betonrand muss größer als der 6-fache Dübel Durchmesser sein.

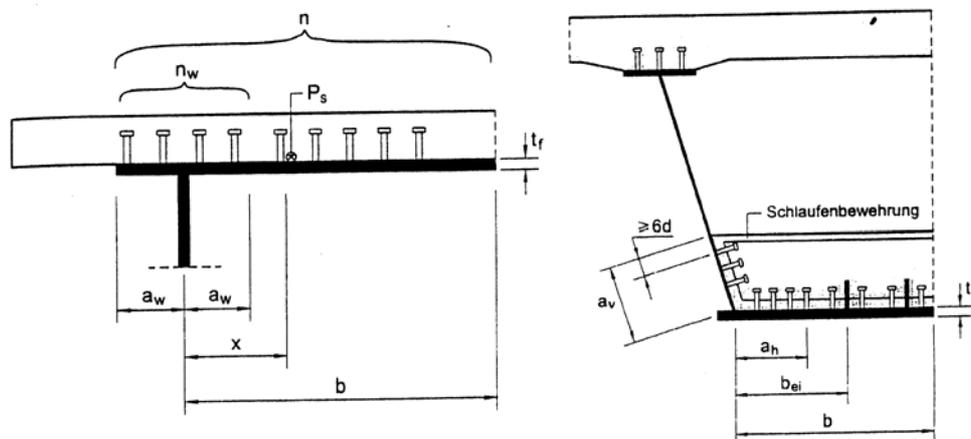


Abbildung 35: Mögliche Verbundplatten, rechts: Verteilung der Dübel bei Doppelverbundquerschnitten (Bild 7.14 des Fachberichtes 104)

8 Fahrbahnplatten mit Betonfertigteilen

Für Fertigteile mit Ortbetonerfüllung sind folgende Regelungen zu beachten:

- Die Ortbetonerfüllung muss im Fahrbahnbereich mindestens 20cm und im Kappenbereich mindestens 15cm betragen.
- Die Fugen zwischen den Fertigteilen sind so auszubilden, dass die geforderte Betonüberdeckung c nach Fachbericht 102 gewährleistet ist.
- Für die Fertigteile ist auch dann ein Nachweis der Rissbreitenbeschränkung zu führen, wenn sie für den Verbundträger als nicht mittragend angesetzt werden und nur zwischen den Fugen mitwirken. Gleichgerichtete Beanspruchungen aus dem Betonierzustand sind dabei zu überlagern.
- Die Fertigteile sind auf 2cm dicken und mindestens 3cm breiten, auf den Stahlträgerobergurt aufgeklebten Auflagerstreifen aus synthetischem Elastomer zu verlegen. Die Steifigkeit dieses Streifens ist so zu wählen, dass der Mindestwert der Zusammendrückbarkeit 3 bis 5mm beträgt und die maximale Zusammendrückbarkeit 10mm beträgt. Die Betonplatte muss nach dem Betonieren ohne Spalt aufliegen.

9 Kapitel III- Entwurfsgrundsätze für Überbauten von Straßenbrücken mit engliegenden Längsträgern und / oder Auflagerquerträgern in Beton

Bei der Planung von Brücken mit mehreren engliegenden Längsträgern sind folgende Entwurfsgrundsätze zu beachten:

- Der Längsträgerabstand sollte aus Wartungsgründen 2,4m nicht unterschreiten. Bei Verwendung von teilweise vorgefertigten Betonteilen sollte der Längsträgerabstand kleiner als 3m betragen.
- Der Kragüberstand bis Außenkante Gesimsbalken soll mindestens 1,6m betragen.
- Die Träger und die Fahrbahnplatte sind so auszubilden, dass Feldquerträger vermieden werden.

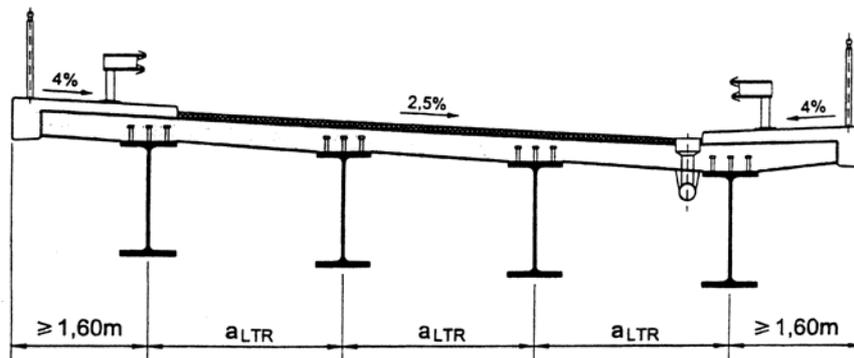


Abbildung 36: Beispiel für einen Querschnitt mit engliegenden Trägern

Bei der Planung von Überbauten mit Auflagerquerträgern in Beton sind folgende Entwurfsgrundsätze zu beachten:

- Die Mindestbreiten der Betonquerträger betragen für den Widerlagerquerträger 0,8m bei indirekter Lagerung und 0,6m bei direkter Lagerung, für den Stützenquerträger generell 0,9m.

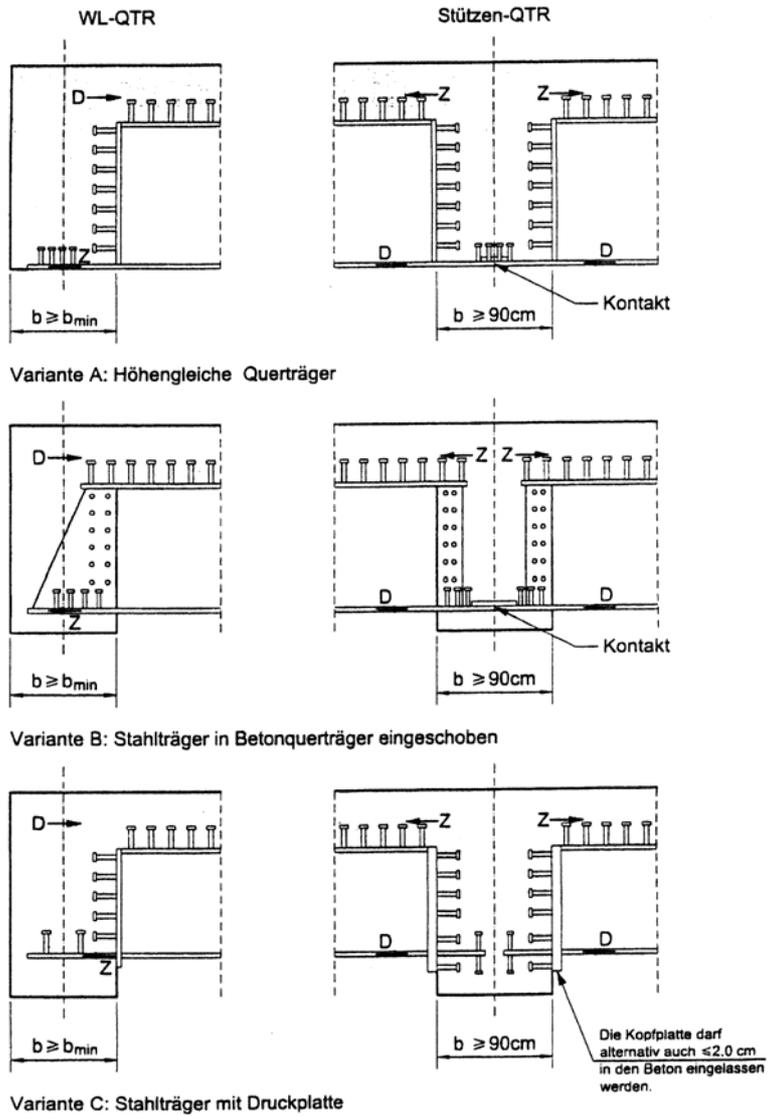


Abbildung 37: Betonquerträgervarianten