

Ermüdungsverhalten von Stahlträgern mit schlanken Stegblechen im Brückenbau

Von der Fakultät Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde eines Doktors der
Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung

vorgelegt von
Hans-Peter Günther
aus Alpirsbach

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann

Mitberichter: Prof. Dr. M. A. Hirt

Tag der mündlichen Prüfung: 07. Dezember 2001

Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart

2002

Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2002-1

Hans-Peter Günther Ermüdungsverhalten von Stahlträgern
mit schlanken Stegblechen im Brückenbau

Herausgeber Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart
Telefon: (0711) 685 6245
Telefax: (0711) 685 6236

Redaktion Dipl.-Ing. Hans-Peter Günther

Kurzdarstellung

Stahlträger mit schlanken Stegen haben im Verhältnis zu ihrem Eigengewicht eine sehr hohe Tragfähigkeit. Dies ermöglicht leichte und dadurch sehr wirtschaftliche Konstruktionen. Die Ausnutzung der hohen Tragfähigkeit ist jedoch mit großen Stegblechverformungen aus der Plattenebene verbunden. Bei wechselnder Belastung, wie dies besonders im Brückenbau der Fall ist, kommt es zu einem wiederkehrenden Ausbeulen der Stegbleche das als Stegatmen bezeichnet wird. Durch das Ausbeulen der Stegbleche können an den Schweißnähten entlang der Beulfeldränder Ermüdungsrisse entstehen, die zu einem vorzeitigen Ermüdungsversagen führen können.

Die vorliegende Arbeit behandelt das Ermüdungsverhalten von Stahlträgern mit schlanken Stegblechen im Brückenbau. Schwerpunkt dieser Arbeit sind Betriebsfestigkeitsuntersuchungen an typischen Stahl- und Verbundbrücken unter stochastischer Beanspruchung aus Verkehr. Dabei werden die einzelnen Teilaspekte Verkehrsbelastung, Ermittlung der ermüdungsrelevanten Beanspruchung und Ermüdungsfestigkeit ausführlich behandelt. Durch umfangreiche Parameterstudien an unterschiedlichen Brückensystemen wird getrennt für Straßen- und Eisenbahnbrücken ein einfacher Bemessungsvorschlag abgeleitet.

Durch die Ergebnisse dieser Arbeit wird die Ausnutzung der hohen Tragfähigkeit von Stahlträgern mit schlanken Stegblechen auch im Brückenbau ermöglicht.

Abstract

Steel plate girders with slender webs exhibit a very high bearing capacity in relation to their self weight. This allows lightweight and economical structures. However, the utilization of the high bearing capacity is combined with considerable out-of-plane deformations of the web. When a girder is subjected to cyclic loading, as e.g. in bridge design, repeated web buckling deflections (so called: web breathing) may lead to fatigue cracks. Such cracks generally commence at the fillet welds connecting the web to its boundary elements and can finally lead to the failure of the structure.

The thesis deals with the fatigue behaviour of steel plate girders with slender webs in bridge design. Main attention is paid to a new comprehensive fatigue assessment procedure taking into account the real fatigue loading. The investigations are focused on different aspects as fatigue loading, determination of the fatigue relevant stress state and the fatigue resistance. By a large number of case studies on typical highway and railway bridge girders, easy to apply slenderness limitations were derived by which fatigue failure due to web breathing can be excluded.

The results presented in this study lead to a more efficient design of slender steel plate girders so that one can take full advantage of the high load bearing capacity.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart.

Frau Professorin Dr.-Ing. U. Kuhlmann, Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, danke ich sehr herzlich für das stets entgegengebrachte Vertrauen, ihre Unterstützung und ihr Engagement bei der Anfertigung der Arbeit sowie für die Übernahme des Hauptberichts.

Mein aufrichtiger Dank gilt auch Herrn Professor Dr. M. A. Hirt, Direktor des Instituts für Stahlbau (ICOM) der Eidgenössischen Technischen Hochschule Lausanne (EPFL) für das Interesse an der Arbeit, die kritische Durchsicht und die Übernahme des Mitberichts.

Danken möchte ich auch der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF) und der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für ihre finanzielle Unterstützung der experimentellen und theoretischen Untersuchungen.

Ein weiterer Dank gilt meinen Kollegen und den wissenschaftlichen Hilfskräften des Instituts für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart für die Anregungen, die gute Zusammenarbeit und das stets sehr freundliche Betriebsklima. Ich wünsche allen viel Erfolg für ihren weiteren Lebensweg.

Für die Durchsicht des Manuskriptes möchte ich mich besonders bei Kirsten Seeger, Martin Seitz und André Dürr bedanken. Bedanken möchte ich mich auch bei Christiane Müller für die Unterstützung bei den Programmierarbeiten und bei Martin Kobler für das Anfertigen der Bilder.

Ein ganz besonderer Dank gilt meiner Freundin und meiner Familie für ihre Geduld und Toleranz.

Stuttgart, im Dezember 2001

Hans-Peter Günther

Inhaltsverzeichnis

Bezeichnungen	IX
1 Einleitung.....	1
1.1 Problemstellung.....	1
1.2 Stand der Forschung und geschichtlicher Überblick.....	3
1.3 Zielsetzung	4
1.4 Aufbau der Arbeit und Vorgehensweise	4
2 Verkehrsbelastung im Brückenbau	7
2.1 Straßenbrücken.....	7
2.1.1 Allgemeines.....	7
2.1.2 Kategorisierung von Straßenverkehrslasten.....	7
2.1.2.1 Allgemeines	7
2.1.2.2 Fahrzeuglasten und Fahrzeugkollektiv	7
2.1.2.3 Verkehrsstärke	10
2.1.2.4 Verkehrsfluß.....	10
2.1.3 Ermüdungslastmodelle	12
2.1.3.1 Allgemeines	12
2.1.3.2 Ermüdungslastmodelle nach Eurocode 1, Teil 3	12
2.1.3.3 Ermüdungslastmodell nach POHL	14
2.2 Eisenbahnbrücken.....	16
2.2.1 Allgemeines.....	16
2.2.2 Ermüdungslastmodell nach Eurocode 1, Teil 3.....	18
2.3 Ermittlung charakteristischer Beanspruchungs-Zeit-Verläufe.....	19
2.3.1 Vorgehensweise.....	19
2.3.2 Programmsystem LASTSIM	19
2.3.3 Programmsystem SCHNITTKRÄFTE.....	19
3 Übertragungsfunktion.....	21
3.1 Allgemeines.....	21
3.2 Sekundäre Biegespannungen	21
3.2.1 Spannungsanteile	21
3.2.2 Bestimmung der sekundären Biegespannungen	22
3.2.2.1 Allgemeines	22
3.2.2.2 Numerisches Modell	23
3.2.2.3 Ermittlung der sekundären Biegespannungen σ_{\perp}	25
3.2.3 Maßgebende Einflußfaktoren	26
3.2.3.1 Allgemeines	26
3.2.3.2 Geometrie des Beulfeldes	26
3.2.3.3 Steifigkeit der Randlemente	27
3.2.3.4 Vorverformungen.....	28
3.2.3.5 Beanspruchung.....	32
3.2.3.6 Folgerungen	37

3.3	Datenmatrix als Möglichkeit einer Übertragungsfunktion	37
3.3.1	Allgemeines	37
3.3.2	Aufbau der Datenmatrix	38
3.3.3	Wahl der Parameter	39
3.3.3.1	Allgemeines	39
3.3.3.2	Seitenverhältnis	40
3.3.3.3	Größe des Stichts der Vorverformung	40
3.3.3.4	Form der Vorverformung	40
3.3.3.5	Randspannungsverhältnis	41
3.3.4	Besonderheit von sich bewegenden Lasten	41
3.3.4.1	Allgemeines	41
3.3.4.2	Berücksichtigung von Richtungswechseln der Beanspruchung	42
4	Ermüdungsfestigkeit	44
4.1	Allgemeines	44
4.2	Grundlagen der Ermüdungsfestigkeit	44
4.2.1	Lebensdauer	44
4.2.2	Nachweis der Ermüdungssicherheit	45
4.2.2.1	Konzepte zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit	45
4.2.2.2	Experimentelle Ermittlung	45
4.2.2.3	Nennspannungskonzept	45
4.2.2.4	Strukturspannungskonzept	47
4.2.2.5	Kerbgrundkonzept	48
4.2.2.6	Rißfortschrittskonzept, Bruchmechanikkonzept	48
4.2.2.7	Bewertung der Konzepte	49
4.3	Charakterisierung des Ermüdungsverhaltens beim Stegatmen	49
4.3.1	Allgemeines	49
4.3.2	Rißentstehung und Rißwachstum	50
4.3.3	Versagen	51
4.3.4	Klassifizierung der Ermüdungsrisse	52
4.3.4.1	Allgemeines	52
4.3.4.2	Nicht durch Stegatmen verursachte Risse (Rißtypen 2 und 3)	52
4.3.4.3	Durch Stegatmen verursachte Risse (Rißtypen 1, 4, 5 und 6)	53
4.4	Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit durch experimentelle Ergebnisse	55
4.4.1	Allgemeines	55
4.4.2	Trägerversuche	55
4.4.3	Versuche an Detailproben	55
4.4.4	Auswertung der Versuchsergebnisse nach Eurocode 3	55
4.4.5	Kerbdetail Anschluß Steg - Flansch	56
4.4.6	Kerbdetail Anschluß Steg - Quersteife	58
4.4.7	Ergebnis der statistischen Auswertung	59
4.5	Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit durch mathematische Modelle	60
4.5.1	Allgemeines	60
4.5.2	Anrißlebensdauer nach dem Kerbgrundkonzept	60
4.5.2.1	Übersicht	60
4.5.2.2	Zyklisches Werkstoffverhalten	61
4.5.2.3	Kerbgrundbeanspruchung	62
4.5.2.4	Schädigungsverhalten	65

4.5.3	Rißwachstum nach dem Bruchmechanikkonzept.....	67
4.5.3.1	Übersicht	67
4.5.3.2	Bruchmechanikverfahren	68
4.5.3.3	Rißbeanspruchung und Spannungsintensitätsfaktor	68
4.5.3.4	Rißwachstumsmodelle	69
4.5.3.5	Einfluß der Mittelspannung	70
4.5.3.6	Lebensdauerberechnung.....	71
4.5.3.7	Anfangsrißlänge	71
4.5.3.8	Endrißlänge	72
4.5.3.9	Spannungsintensitätsfaktor bei Schweißverbindungen.....	72
4.5.3.10	Rißkonfiguration und Halbachsenverhältnis.....	73
4.5.3.11	Werkstoffkennwerte.....	74
4.5.4	Rechnerische Abschätzung von Wöhlerlinien	75
4.5.4.1	Allgemeines	75
4.5.4.2	Problem der Erfassung von Streuungen.....	75
4.5.4.3	Vorgehensweise	76
4.5.4.4	Berechnungsergebnisse.....	77
4.5.4.5	Ergebnis der rechnerischen Untersuchungen.....	80
4.5.5	Festlegung der Beanspruchbarkeiten.....	80
5	Betriebsfestigkeitsuntersuchungen	81
5.1	Allgemeines	81
5.2	Untersuchte Brückensysteme	81
5.3	Vorbemessung der Brückensysteme.....	81
5.3.1	Allgemeines.....	81
5.3.2	Verbundbrücken	82
5.3.2.1	Allgemeines	82
5.3.2.2	Straßenbrücken in Verbundbauweise VS	83
5.3.2.3	Eisenbahnbrücken in Verbundbauweise VB.....	83
5.3.3	Stahlbrücken.....	84
5.3.3.1	Allgemeines	84
5.3.3.2	Stählerne Straßenbrücken SS	84
5.3.3.3	Stählerne Eisenbahnbrücken SB	85
5.3.4	Beulnachweise der Hautträger.....	85
5.3.4.1	Allgemeines	85
5.3.4.2	Beulnachweis unter Längsspannungen	85
5.3.4.3	Beulnachweis unter Schubspannungen.....	86
5.3.4.4	Interaktionsnachweis zwischen Biegung und Querkraft.....	86
5.3.5	Träger mit schlanken Stegen im Brückenbau.....	86
5.4	Nachweis der Betriebsfestigkeit.....	88
5.4.1	Allgemeines.....	88
5.4.2	Programmsystem SCHÄDIGUNG.....	90
5.5	Parameterstudie bei Straßenbrücken	90
5.5.1	Allgemeines.....	90
5.5.2	Referenzsystem.....	91
5.5.3	Verkehr	92
5.5.3.1	Anzahl der simulierten Fahrzeuge	92
5.5.3.2	Verkehrszusammensetzung.....	92

5.5.3.3	Spurbelegung	93
5.5.3.4	Einfluß regelmäßiger Stausituationen	93
5.5.4	Stabilität	94
5.5.4.1	Seitenverhältnis	94
5.5.4.2	Vorverformung	95
5.5.5	Beanspruchung	95
5.5.5.1	Kombination aus Biegung und Querkraft	95
5.5.5.2	Randspannungsverhältnis ψ	96
5.5.5.3	Vorzeichenwechsel der Querkraft	96
5.5.6	System	97
5.5.6.1	Position in Brückenlängsrichtung	97
5.5.6.2	Spannweite	97
5.5.7	Ermüdung	98
5.5.7.1	Charakteristischer Wert der Ermüdungsfestigkeit	98
5.5.7.2	Form der Wöhlerlinie	98
5.6	Parameterstudie bei Eisenbahnbrücken	99
5.6.1	Allgemeines	99
5.6.2	Verkehr	99
5.7	Zusammenfassung und Ergebnis der Parameteruntersuchungen	100
6	Entwicklung eines Bemessungsvorschlags	102
6.1	Allgemeines	102
6.2	Variation der Parameter	102
6.2.1	Allgemeines	102
6.2.2	Variable Parameter	102
6.2.3	Fest gewählte Parameter	103
6.2.3.1	Allgemeines	103
6.2.3.2	Belastung	103
6.2.3.3	Beanspruchung	103
6.2.3.4	System, Stahlgüte	104
6.2.3.5	Ermüdung	104
6.3	Straßenbrücken	104
6.3.1	Allgemeines	104
6.3.2	Ergebnis und Folgerung der Parameterstudien	105
6.3.3	Vereinfachter Bemessungsvorschlag	106
6.4	Eisenbahnbrücken	107
6.4.1	Ergebnis der Parameterstudien	107
6.4.2	Vereinfachter Bemessungsvorschlag	108
6.5	Anwendungsbereich des Bemessungsvorschlags	109
6.5.1	Allgemeines	109
6.5.2	Seitenverhältnis	109
6.5.3	System	109
6.5.4	Spannweite	110
6.5.5	Stahlgüte	110
6.6	Vergleich mit bestehenden Regeln und Vorschlägen zum Stegatmen	110
6.6.1	Allgemeines	110
6.6.2	Berechnungsbeispiel	111
6.6.3	Eurocode 3, Teil 2	111

6.6.4	SIA.....	112
6.6.5	AASHTO.....	112
6.6.6	CROCETTI.....	113
6.6.7	KUHLMANN et al.	114
6.6.8	Eigene Ergebnisse.....	115
6.6.9	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	115
6.6.9.1	Endauflager.....	115
6.6.9.2	Feldmitte.....	115
6.6.10	Folgerung.....	116
6.7	Vergleich mit DIN 18800, Teil 3.....	116
6.8	Vergleich mit Anforderungen zur Mindestblechdicke.....	118
6.8.1	Allgemeines.....	118
6.8.2	Straßenbrücken.....	118
6.8.3	Eisenbahnbrücken.....	119
6.9	Schlußfolgerung.....	119
7	Sicherheitsbetrachtungen.....	120
7.1	Allgemein.....	120
7.2	Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie.....	120
7.2.1	Herleitung der Versagenswahrscheinlichkeit.....	120
7.2.2	Methoden zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit.....	121
7.2.3	Zeitvariante Basisvariablen.....	122
7.3	Probabilistisches Sicherheitskonzept auf der Basis von Wöhlerlinien.....	123
7.3.1	Allgemeines.....	123
7.3.2	Erforderliche Zuverlässigkeit und Sicherheit.....	123
7.3.3	Grenzzustandsgleichung.....	124
7.3.4	Wahl der Basisvariablen.....	125
7.3.4.1	Grenzscha­den D_{gr}	125
7.3.4.2	Verkehrslast $N(t)$	125
7.3.4.3	Spannungsdifferenz.....	126
7.3.4.4	Ermüdungs­festigkeit.....	126
7.4	Anwendungs­beispiel Straßenbrücke.....	127
7.5	Schlußfolgerungen.....	128
8	Zusammenfassung und Ausblick.....	129
8.1	Zusammenfassung.....	129
8.2	Ausblick.....	130
9	Literaturverzeichnis.....	132
9.1	Normen und Richtlinien.....	132
9.2	Stegatmen.....	134
9.3	Verkehrsbelastung.....	139
9.4	Vorverformungen.....	141
9.5	Ermüdungs­festigkeit.....	142
9.6	Bemessung von Brücken.....	152
9.7	Sicherheitsbetrachtungen.....	153
9.8	Programmsysteme.....	154

Anhang	155
A Verkehrslastmodelle.....	156
A.1 Straßenbrücken.....	156
A.2 Eisenbahnbrücken	161
B Ermüdungsfestigkeit	163
B.1 Statistische Auswertung von Ermüdungsversuchen	163
B.2 Kerbformzahlen K_t	166
B.3 Kerbwirkungszahlen K_f	168
B.4 Werkstoffkennwerte der Rißwachstumsgleichung.....	169
B.5 Korrekturfunktionen Y	170
B.6 Korrekturfunktionen M_k	172
C Ergebnisse der Parameterstudien	173
C.1 Straßenbrücken.....	173
C.1.1 Verbundbrücken.....	173
C.1.2 Stahlbrücken.....	174
C.2 Eisenbahnbrücken	175
C.2.1 Verbundbrücken.....	175
C.2.2 Stahlbrücken.....	176
D Bemessungsbeispiel.....	177

Bezeichnungen

Häufig verwendete Formelzeichen und Symbole

a	Achsabstand
a	Beulfeldlänge
a	Rißtiefe
a ₀	Anfangsrißlänge
a _E	Endrißlänge
A	Achslast
A	Querschnittsfläche
b	Beulfeldbreite
B	Breite
c	Radaufstandfläche
c	Rißbreite
C	Werkstoffkennwert der Rißfortschrittsgleichung
D	Schädigung
E	Elastizitätsmodul
e	Verformung
e ₀	Vorverformung
f _y	Streckgrenze
G	Schubmodul
h	Höhe
I	Trägheitsmoment
k	Knoten
K	Spannungskonzentrationsfaktor
k _σ , k _τ	Beulwerte
K _f	Kerbwirkungszahl
K _t	Kerbformzahl
L	Spannweite
l _m	Meßlänge
M	Biegemoment
M	Datenmatrix
m	Steigung der Ermüdungsfestigkeitskurve
m	Werkstoffkennwert der Rißfortschrittsgleichung
M _k	Korrekturfunktion zur Berücksichtigung der Nahtgeometrie
n	Anzahl der Versuchskörper
N	Schwingspielzahl
N	Normalkraft
N _C	charakteristische Schwingspielzahl von 2·10 ⁶ Lastwechseln
N _F	Bruchlastspielzahl
N _I	Rißentstehungsphase
N _P	Rißwachstumsphase
n _x , n _y	Anzahl von Sinushalbwellen
P	Last
p	Wahrscheinlichkeit
P _{Ü95%}	Überlebenswahrscheinlichkeit von 95%
r	Übergangsradius
R	Spannungsverhältnis
R	Widerstand

S	Einwirkung
S	Nennspannung
t	Dicke
V	Querkraft
$V_{75\%}$	Vertrauensintervall von 75%
W	Widerstandsmoment
x_0	unterer Grenzwert
Y	Korrekturfunktion für ebene Risse
Z	Sicherheitszone
α	Seitenverhältnis
β	Schlankheit
β	Sicherheitsindex
Θ	Nahtanstiegswinkel
σ	Standardabweichung
σ	Normalspannung
σ_E	Eulerspannung
σ_0	Normalspannung aus Biegemoment und Normalkraft
$\Delta\sigma$	Spannungsschwingbreite der Normalspannung
$\Delta\sigma_C$	Charakteristischer Wert der Ermüdungsfestigkeit bei $N_C = 2 \cdot 10^6$ Lastwechseln
$\Delta\sigma_D$	Dauerfestigkeit bei $N_D = 5 \cdot 10^6$ Lastwechseln
$\Delta\sigma_L$	Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit bei $N_L = 1 \cdot 10^8$ Lastwechseln
ε	Dehnung
$\Delta\varepsilon$	Dehnungsschwingbreite
γ	Teilsicherheitsbeiwert
μ	Mittelwert
ν	Variationskoeffizient
τ	Schubspannung
τ_0	Schubspannung aus der Querkraft
ψ	Verhältnis der Normalspannungen an den Flanschrändern
λ	Beiwert für den Ermüdungsnachweis

Häufig verwendete Indizes

a	Amplitude
b	Biegung
c	Beton (concrete)
c	Druck (compression)
C	charakteristischer Wert
cr	Verzweigungslast
d	Bemessungswert
D	Dauerfestigkeit
eff	effektiv
el	elastisch
f	Flansch
F	Versagen (failure)
fik	fiktiv
gel	gelenkig
gr	Grenzwert
L	leer

m	Membran
m	Mittelwert
max	Maximalwert
o	oben
P	Platte
pl	plastisch
q	Quersteife
R	Widerstand (resistance)
s	Steg
S	Einwirkung
SA	Stegatmen
Sim	Simulation
St	Stahl
T	Torsion
T	Trapezblech
t	Zeit
th	Grenzwert (threshold)
u	unten
V	voll
⊥	senkrecht
∥	parallel

Abkürzungen

DTSV	Durchschnittlicher täglicher Schwerverkehr
EA	Endauflager
FAT	Grenzzustand der Ermüdung (fatigue)
FLM	Ermüdungslastmodell (fatigue load model)
FM	Feldmitte
HCM	Hysteresen-Zählverfahren (hysteresis counting method)
KS	Kurzstrecke
LS	Langstrecke
MS	Mittelstrecke
SBE	Einfeldrige Eisenbahnbrücke aus Stahl
SBZ	Zweifeldrige Eisenbahnbrücke aus Stahl
SLS	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (serviceability limit state)
SSE	Einfeldrige Straßenbrücke aus Stahl
SSZ	Zweifeldrige Straßenbrücke aus Stahl
ULS	Grenzzustand der Tragfähigkeit (ultimate limit state)
VBE	Einfeldrige Eisenbahnverbundbrücke
VBZ	Zweifeldrige Eisenbahnverbundbrücke
VSE	Einfeldrige Straßenverbundbrücke
VSZ	Zweifeldrige Straßenverbundbrücke
ZA	Zwischenaflager

Nicht aufgeführte Bezeichnungen sind im Text erläutert.

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Seit Mitte des letzten Jahrhunderts ist aufgrund experimenteller und theoretischer Untersuchungen bekannt, daß schlanke Platten weit über ihre linear-elastische Beullast hinaus beansprucht werden können. Durch die Entwicklung von Traglasttheorien wie z.B. der Zugfeldtheorie oder dem Konzept der wirksamen Breiten sowie deren Aufnahme in die neueren Regelwerke des Stahlbaus [5], [10], können nun schlanke Platten auch über ihre linear-elastische Beullast hinaus bemessen werden. Die Ausnutzung dieser überkritischen Tragreserven, ermöglicht sehr schlanke und leichte Konstruktionen mit nur wenigen aussteifenden Elementen, die sehr wirtschaftlich sind. Der wichtigste Anwendungsbereich sind Biegeträger mit schlanken Stegblechen im Hoch- und Brückenbau.

In Bild 1-1 ist schematisch das Tragverhalten einer schlanken Platte unter Druckbeanspruchung dargestellt. Beanspruchungen über die kritische, linear-elastische Beullast P_{cr} hinaus führen zu großen Verformungen aus der Plattenebene. Bei wechselnden Belastungen wie z.B. bei Stegblechen im Brückenbau, kommt es zu einem wiederholten Ausbeulen der Stegbleche aus ihrer Ebene. Dieser Vorgang wird in der Literatur als Stegatmen (englisch web breathing) bezeichnet.

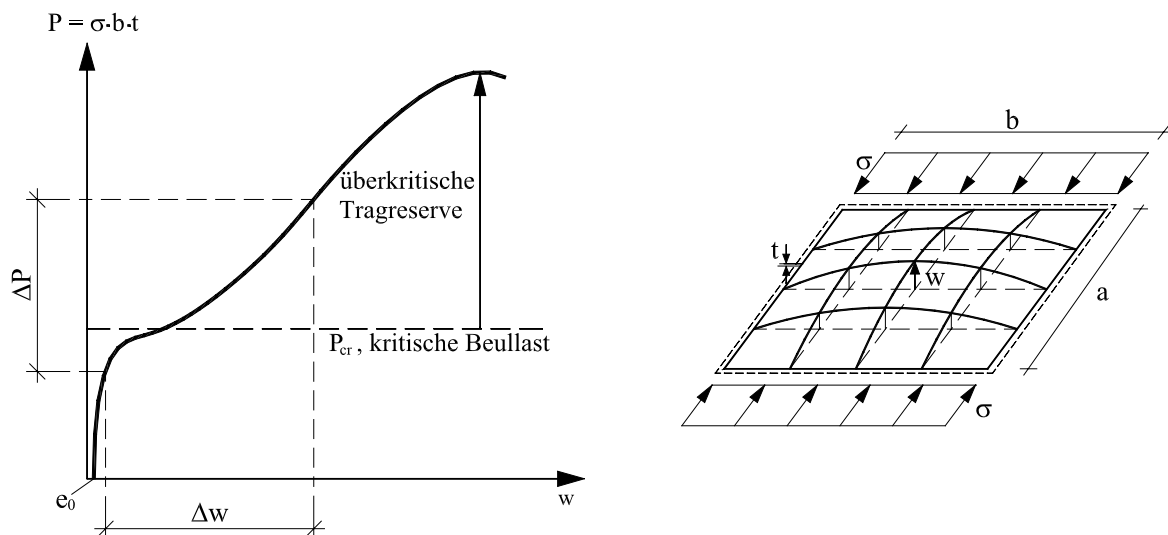


Bild 1-1: Überkritische Tragfähigkeit von schlanken Platten

Als Folge der wiederholten Ausbeulungen entstehen an den Stegrändern, durch die Einspannungen in die Flansche und Quersteifen, Zwängungen in Form von sekundären Biegespannungen σ_b , wie in Bild 1-2 dargestellt. Solange die Belastungen quasi statisch bleiben, haben diese Verformungen und die dabei entstehenden Spannungen keinen Einfluß auf den Grenz-zustand der Tragfähigkeit. Bei wechselnder Belastung hingegen, können die Schwingbreiten dieser sekundären Biegespannungen jedoch zu Ermüdungsrissen an den Schweißnähten entlang des Beulfeldrandes.

Unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, muß daher bei der Ausnutzung überkritischer Tragreserven neben dem statischen Grenztragfähigkeitsnachweis auch ein Nachweis gegen Ermüdung infolge Stegatmen geführt werden.

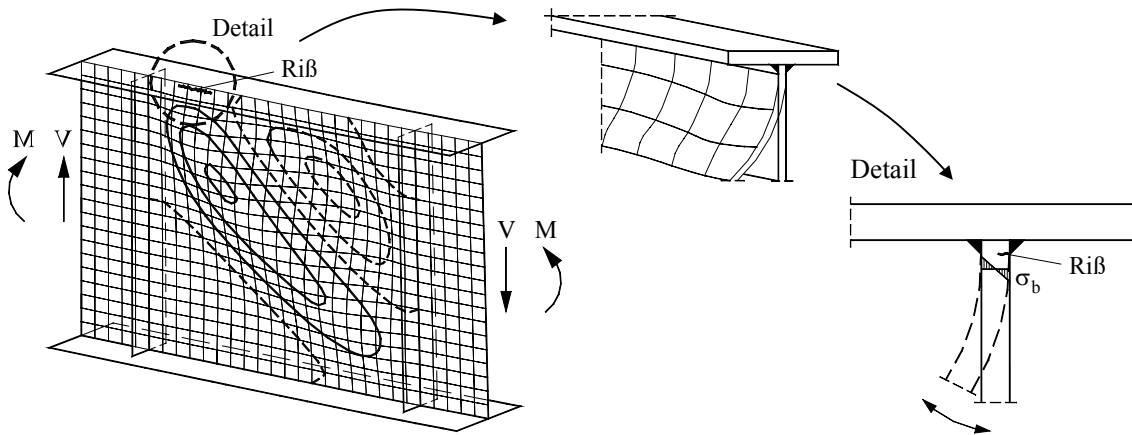


Bild 1-2: Stegblechverformungen und sekundäre Biegespannungen σ_b

Im Vergleich zu herkömmlichen Ermüdungsproblemen des Stahlbaus beinhaltet der Nachweis des Ermüdungsversagens infolge Stegatten mehrere Besonderheiten:

- Die sekundären Biegespannungen können mit rein analytischen Methoden nur näherungsweise berechnet werden, da sie keine Gleichgewichtsgrößen sind, sondern infolge Zwang entstehen. Ihr Verhalten ist stark nichtlinear
- Der Verlauf und die Größe der sekundären Biegespannungen sind von sehr vielen Parametern, wie Schlankheit, Verformung, Seitenverhältnis und Belastung des Stegblechs abhängig.
- Die ermüdungsrelevanten Spannungsdifferenzen ergeben sich durch Überlagerung der sekundären Biegespannungen σ_b mit den primären Membranspannungen σ_m , z.B. infolge Biegung wie in Bild 1-3 a) dargestellt.
- Der potentielle Anrißort (Hot Spot) befindet sich an einer beliebigen Stelle entlang dem Beulfeldrand s und ist nicht vorhersagbar.
- Entlang dem Beulfeldrand s ändert sich das Kerbdetail und damit die Ermüdungsfestigkeit, das in den Berechnungen entsprechend berücksichtigt werden muß, vgl. Bild 1-3 b).

Der Ort der Rißentstehung ergibt sich dadurch aus einem komplexen Wechselspiel zwischen Beanspruchung und Kerbdetail. Diese Besonderheit zeigt sich auch in den bisher durchgeführten experimentellen Untersuchungen [26]–[30], [33], [34], [43], [45]–[47], [55]–[60], [67], [70], [71], [75] und [78], bei denen häufig unterschiedliche Stellen der Rißentstehung beobachtet wurden.

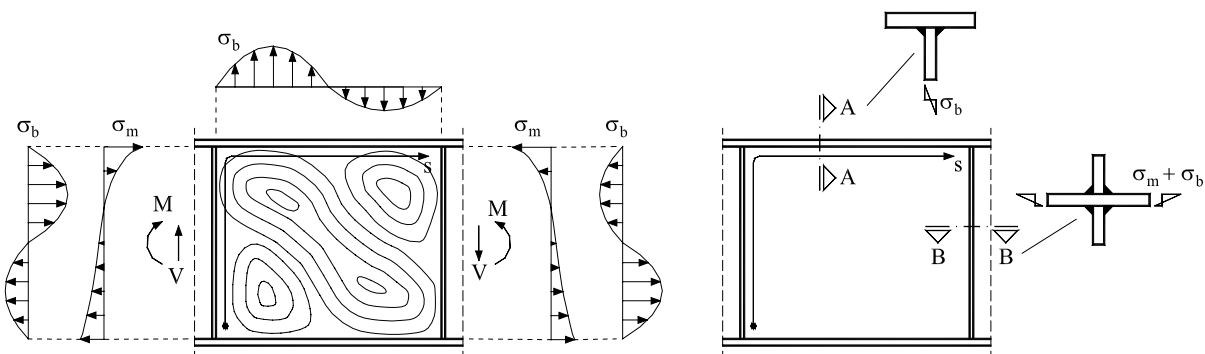


Bild 1-3: a) Verlauf von Membranspannungen und sekundären Biegespannungen b) Kerbdetails

1.2 Stand der Forschung und geschichtlicher Überblick

Die Gefahr der Ermüdungsrißbildung infolge Stegmatmen ist bereits seit über 30 Jahren bekannt. Da die theoretische Behandlung äußerst kompliziert ist und einen großen Rechenaufwand erfordert, standen zunächst experimentelle Versuche im Vordergrund. Die ersten experimentellen Untersuchungen gehen bis ins Jahr 1963 zurück, als von TOPRAC an der University of Texas, Ermüdungsversuche an Hybridträgern durchgeführt wurden [26]. Weitere Versuche folgten in den darauffolgenden Jahren [27]-[29]. Auf der Basis dieser Versuche entstanden einfache Grenzwerte für die Stegblechschlankheit β für die keine Ermüdungsrisse beobachtet wurden, Gleichung (1-1). Für $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich daraus $\beta \leq 205$.

$$\beta = b/t \leq 3150/\sqrt{f_y} \quad \text{für } N \leq 2 \cdot 10^6 \text{ Lastwechsel} \quad (1-1)$$

Im Jahr 1966 wurden von YEN und MUELLER [30] an der Lehigh University in Bethlehem, Pennsylvania neun Ermüdungsversuche an großen Stahlträgern durchgeführt. Die Versuche wurden an Stegblechen unterschiedlicher Beanspruchung aus Querkraft, Biegung und Biegung mit Querkraft durchgeführt. Auf der Basis dieser Versuchsserie und derjenigen von LEW und TOPRAC [27] entwickelte VINCENT [32] und YEN [31] die in den Gleichungen (1-2) und (1-3) dargestellten Formeln zur Begrenzung der Stegblechschlankheit. Für Träger ohne Längssteifen ergibt sich $\beta \leq 199$ für $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$, das in etwa mit dem Ergebnis aus Gleichung (1-1) übereinstimmt.

$$\beta = b/t \leq 3047/\sqrt{f_y} \quad \text{für Träger ohne Längssteifen} \quad (1-2)$$

$$\beta = b/t \leq 6094/\sqrt{f_y} \quad \text{für Träger mit Längssteifen} \quad (1-3)$$

Durch zwei weitere Versuche von PATTERSON et al. [33] wurden diese Grenzwerte bestätigt und in einer etwas abgewandelten Form in die amerikanische Vorschrift AASHTO [24] aufgenommen, siehe auch Kapitel 6, Gleichungen (6-7) und (6-8).

Die experimentellen Untersuchungen von YEN und MUELLER [30] bildeten auch die Grundlage für die derzeitige Regelung in der schweizerischen Norm SIA [23]. Danach ist die Schlankheit der Druckzone auf 100 begrenzt, vgl. Kapitel 6, Gleichung (6-6).

Seit Beginn der 90er Jahre wird in enger Zusammenarbeit zwischen ROBERTS, Cardiff University und ŠKALOUD, Academy of Science of the Czech Republic in Prag das Ermüdungsverhalten von Trägern überwiegend experimentell untersucht [45]-[59]. Die Versuchsträger waren vornehmlich auf Schub beansprucht.

Eine umfassende Zusammenstellung der bisherigen experimentellen Untersuchungen findet sich in NDOGMO [68].

Die ersten theoretischen Untersuchungen zum Stegmatmen konzentrierten sich auf die Berechnung der sekundären Biegespannungen auf analytischem Weg unter Verwendung von Differentialgleichungssystemen. Eine sehr große Bedeutung erlangten die in den Jahren 1981-1985 entwickelten Berechnungsansätze von MAEDA und OKURA [35]-[42]. Es hat sich jedoch gezeigt, daß die Lösung der Differentialgleichungen numerisch sehr aufwendig und zeitintensiv ist. Im Verlauf der letzten Jahren ist es durch den effizienten Einsatz von FE-Programmen möglich geworden, die Größe der sekundären Biegespannungen zutreffend zu erfassen. In diesem Zusammenhang sind die Ergebnisse der Arbeiten von ROBERTS

[52]-[55], REMADI [60]-[62], DUCHÈNE [63]-[65], SPIEGEHALDER [74] und CROCETTI [79] zu nennen.

Während sich die frühen experimentellen und theoretischen Untersuchungen häufig nur auf die alleinige Beanspruchung aus Querkraft oder Biegung beschränkten, liegt der Schwerpunkt der jüngsten Forschungen auf der Untersuchung der kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Biegung. Sowohl durch Versuche als auch durch theoretische Berechnungsansätze konnte der negative Einfluß auf das Ermüdungsverhalten aufgezeigt werden. Hierbei sind vor allem die Arbeiten von SPIEGELHALDER [70], [74] und CROCETTI [78]-[79] zu nennen, sowie die eigenen experimentellen Untersuchungen [75].

Im Zusammenhang mit der Überarbeitung der neuen Europäischen Stahlbaunormen wurde im Jahr 2000 eine internationale Expertengruppe unter der Leitung von Frau Prof. KUHLMANN gebildet. Diese Arbeitsgruppe „WG Web Breathing“ beschäftigt sich mit der Ausarbeitung neuer Regeln zur Begrenzung der Ermüdungsrißbildung infolge Stegmatmen. Die bisherigen Ergebnisse sind in [80] und [81] dokumentiert.

1.3 Zielsetzung

Hauptanwendungsgebiet von Trägern mit schlanken Stegblechen sind vornehmlich Vollwandkonstruktionen des Brückenbaus. Der Einsatz von schlanken Stegblechen im Kranbahnbau ist aufgrund der planmäßigen Biegebeanspruchung des Stegbleches infolge exzentrischer Radlasteinleitung kaum möglich. Deshalb beschränkt sich diese Arbeit auf den Brückenbau.

Im Bauwesen erfolgt der Nachweis der Ermüdungssicherheit in der Regel mit Hilfe des Nennspannungskonzepts auf der Basis von Wöhlerlinien. Dieses Verfahren hat über den Eisenbahnbau und den Kranbahnbau Eingang in die Bemessungspraxis gefunden und zeichnet sich durch seine einfache Handhabung aus. Die Anwendung des Nennspannungskonzepts für den Ermüdungsnachweis infolge Stegmatmen erfordert die Kenntnis der sekundären Biegespannungen. Deren Bestimmung ist jedoch mit einem äußerst großen Rechenaufwand verbunden und deshalb für die praktische Anwendung ungeeignet. Für die Ingenieurspraxis sind daher vereinfachte Bemessungshilfen unerlässlich.

In dieser Arbeit werden auf der Grundlage von theoretischen und experimentellen Untersuchungen einfache Bemessungsregeln für den Brückenbau abgeleitet, bei deren Anwendung auf einen detaillierten Ermüdungsnachweis infolge Stegmatmen verzichtet werden kann.

1.4 Vorgehensweise und Aufbau der Arbeit

Das Hauptaugenmerk der internationalen Forschung auf dem Gebiet der Stegmatmung lag bisher fast ausschließlich auf der experimentellen und theoretischen Bestimmung der sekundären Biegespannungen. Weitere Fragestellungen, die für einen Ermüdungsnachweis ebenso von entscheidender Bedeutung sind, wie beispielsweise das Beanspruchungskollektiv oder die Ermüdungsfestigkeit wurden gar nicht oder nur sehr knapp behandelt. Im Unterschied zu den bisherigen Untersuchungen erfolgt in dieser Arbeit die Behandlung des Stegmatmens als Ermüdungsproblem in Form eines Betriebsfestigkeitsnachweises.

Wie die statischen Nachweise läßt sich auch der Nachweis der Betriebsfestigkeit in die drei prinzipiellen Schritte Lastermittlung, Bestimmung der Beanspruchung mit Hilfe einer sogenannten Übertragungsfunktion und Gegenüberstellung mit der Beanspruchbarkeit bzw. Ermüdungsfestigkeit des Bauteils gliedern. Als Versagenskriterium dient die akkumulierte Schädigungssumme. Der Aufbau der Arbeit lehnt sich im wesentlichen an diese drei Bestandteile des Betriebsfestigkeitsnachweises an. Bild 1-4 zeigt eine graphische Darstellung der Vorgehensweise.

Im einzelnen besteht die Arbeit aus folgenden Kapiteln:

- In Kapitel 2 werden vorhandene Verkehrslastmodelle für den Brückenbau vorgestellt. Auf Basis der beschriebenen Lastmodelle wird ein Programmsystem zur Simulation von stochastischen Belastungen von Brücken und der daraus resultierenden Beanspruchung in Form von Schnittgrößen erläutert. Dadurch werden die Voraussetzungen für die Ermittlung der sekundären Biegespannungen in Kapitel 3 geschaffen.
- Kapitel 3 beschäftigt sich mit der Ermittlung der ermüdungsrelevanten Spannungen. Dabei wird zunächst die Berechnung der sekundären Biegespannungen unter Verwendung der FE-Methode beschrieben sowie die wesentlichen Einflußparameter auf die Größe und den Verlauf der sekundären Biegespannungen aufgezeigt. Weiterhin wird in Kapitel 3 eine besondere Art einer Übertragungsfunktion in Form einer Datenmatrix vorgestellt.
- Kapitel 4 enthält eine Bewertung und Festlegung der Ermüdungsfestigkeit für die beim Stegatmen betroffenen Konstruktionsdetails. Die Bewertung stützt sich dabei zum einen auf die statistische Auswertung von Versuchsergebnissen und zum anderen auf mathematische Modelle zur Vorhersage der Ermüdungsfestigkeit geschweißter Bauteile.
- Aufbauend auf Kapitel 2 – 4 werden in Kapitel 5 die Ergebnisse von Betriebsfestigkeitsuntersuchungen an Straßen- und Eisenbahnbrücken dargestellt. Da Betriebsfestigkeitsuntersuchungen nur an Brücken mit realen Abmessungen erfolgen können, werden zunächst die Grundlagen für die Vorbemessung der Brückensysteme beschrieben. Anschließend wird sowohl für Straßen- als auch Eisenbahnbrücken der Einfluß der wichtigsten Parameter auf die Ergebnisse des Betriebsfestigkeitsnachweises diskutiert und hinsichtlich ihrer Wichtigkeit gewertet.
- In Kapitel 6 wird ein vereinfachter Bemessungsvorschlag in Form von Grenzschlankheiten für die Stegbleche von Vollwandbrückenträgern vorgestellt. Der Vorschlag stützt sich dabei auf zahlreiche Systemuntersuchungen an Straßen- und Eisenbahnbrücken. Das Kapitel wird durch einen Vergleich mit bestehenden Regeln zum Stegatmen ergänzt.
- In Kapitel 7 erfolgt eine Beurteilung des in Kapitel 6 vorgestellten Bemessungsvorschlags auf der Grundlage probabilistischer Sicherheitsbetrachtungen. Diese erfolgen unter Anwendung von Simulationsmethoden zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit.
- Kapitel 8 enthält eine Zusammenfassung der wichtigsten Beobachtungen, sowie einen Ausblick auf weiterführende Untersuchungen.

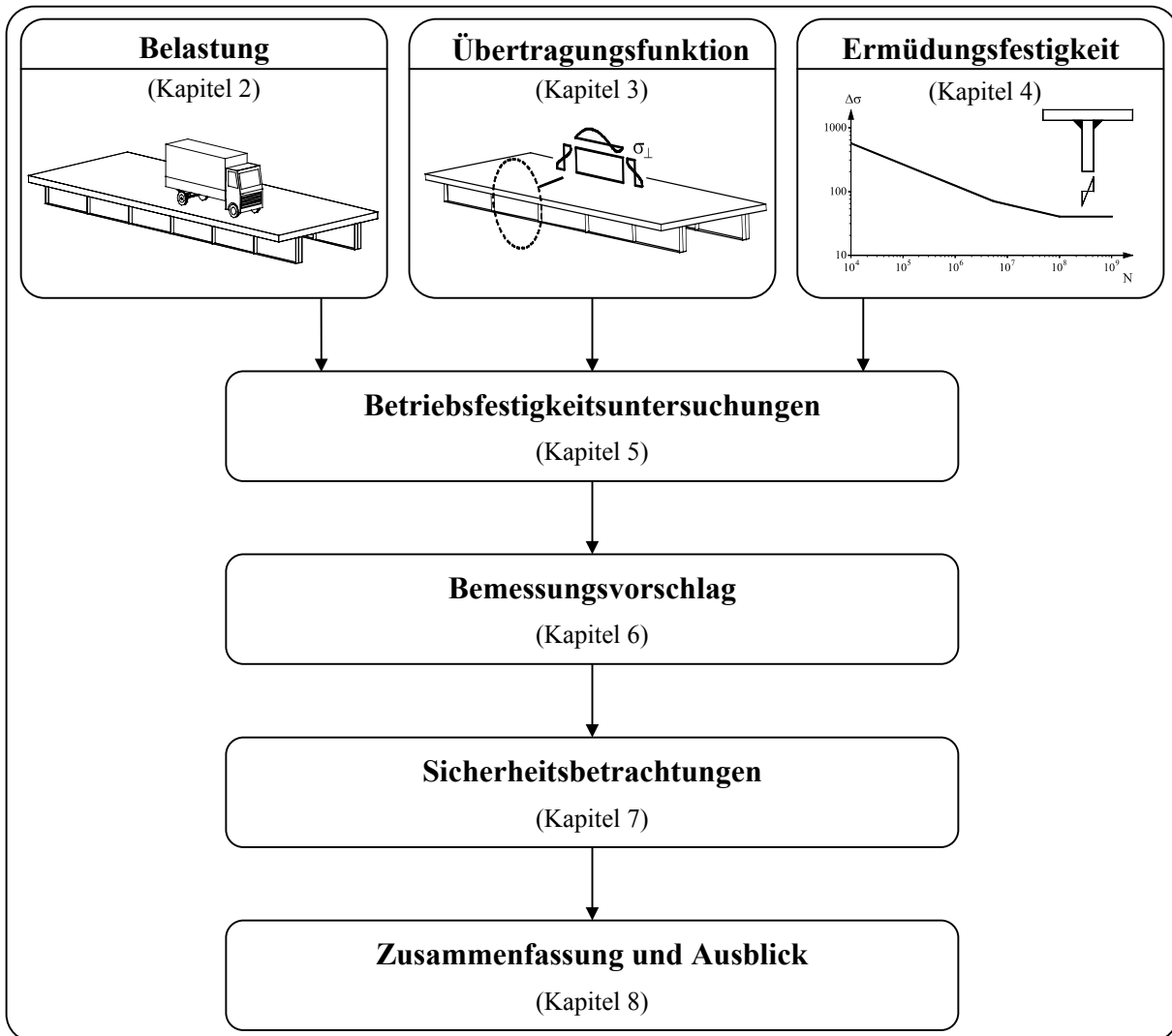


Bild 1-4: Graphische Darstellung der Vorgehensweise

2 Verkehrsbelastung im Brückenbau

2.1 Straßenbrücken

2.1.1 Allgemeines

Durch die stetige Zunahme des Verkehrsaufkommens und der Fahrzeugesamtgewichte [82]-[84] sowie durch zahlreich aufgetretene Ermüdungsrisse an orthotropen Fahrbahnplatten [85], [86], gewinnt der Nachweis ausreichender Ermüdungsfestigkeit auch für Straßenbrücken zunehmend an Bedeutung. Aus diesem Grund wurde in den neuen Eurocodes nun auch ein Betriebsfestigkeitsnachweis für Straßenbrücken vorgesehen. In Anlehnung an bestehende Regelungen im Eisenbahnbrückenbau [16] wurde ein Nachweisverfahren auf der Basis von λ -Werten entwickelt [8], [13].

Für die Beschreibung des Ermüdungsverhaltens eines Bauteils ist es wichtig, eine ausreichend genaue Kenntnis über Größe und Anzahl der auftretenden Lastwechsel zu besitzen. Für die Erfassung einer realistischen Ermüdungsbeanspruchung müssen zum Zeitpunkt des Entwurfs Prognosen über den zukünftigen Verkehr getroffen werden. Dies wird dadurch erschwert, daß Brücken während ihrer Lebensdauer oft Nutzungsänderungen unterworfen sind.

2.1.2 Kategorisierung von Straßenverkehrslasten

2.1.2.1 Allgemeines

Auf der Basis von Verkehrsmessungen und der Interpretation von Meßdaten wird von GEIBLER [87] für die Beschreibung der Straßenverkehrsbelastung die in Bild 2-1 dargestellte Kategorisierung vorgenommen.

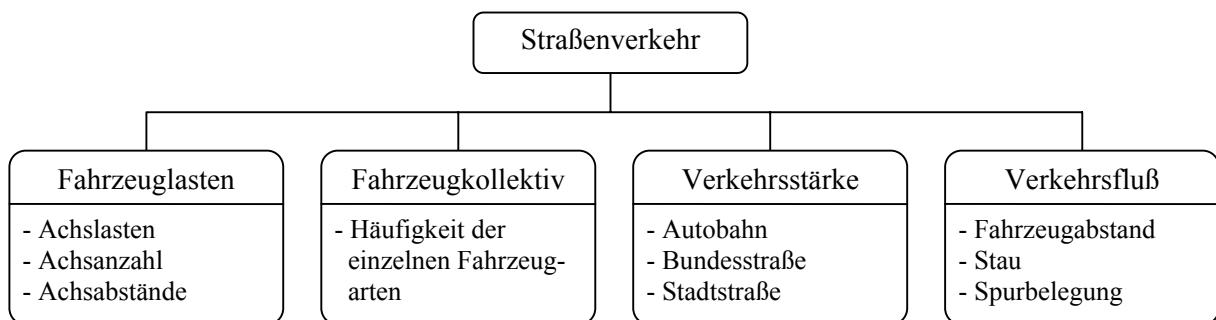


Bild 2-1: Kategorisierung der Straßenverkehrsbelastung

2.1.2.2 Fahrzeuglasten und Fahrzeugkollektiv

Bestehende Straßenverkehrslastmodelle unterscheiden sich vor allem hinsichtlich der genannten Kategorien Fahrzeuglasten und Fahrzeugkollektiv. Grundsätzlich werden zwei Modelle unterschieden:

- Die Achslasten gehorchen einer spezifischen Verteilungsform.
- Die Gesamtgewichte der Fahrzeuge gehorchen einer spezifischen Verteilungsform.

Im Folgenden werden diese beiden unterschiedlichen Modelle in ihren Grundsätzen kurz beschrieben.

1) Die Achslasten gehorchen einer spezifischen Verteilungsform

In [88] wird der Vorschlag unterbreitet, von einer bimodalen Normalverteilung der Achslasten für leere und beladene Fahrzeuge auszugehen. Bild 2-2 zeigt die Verteilung der Achslasten bei Annahme einer bimodalen Normalverteilung.

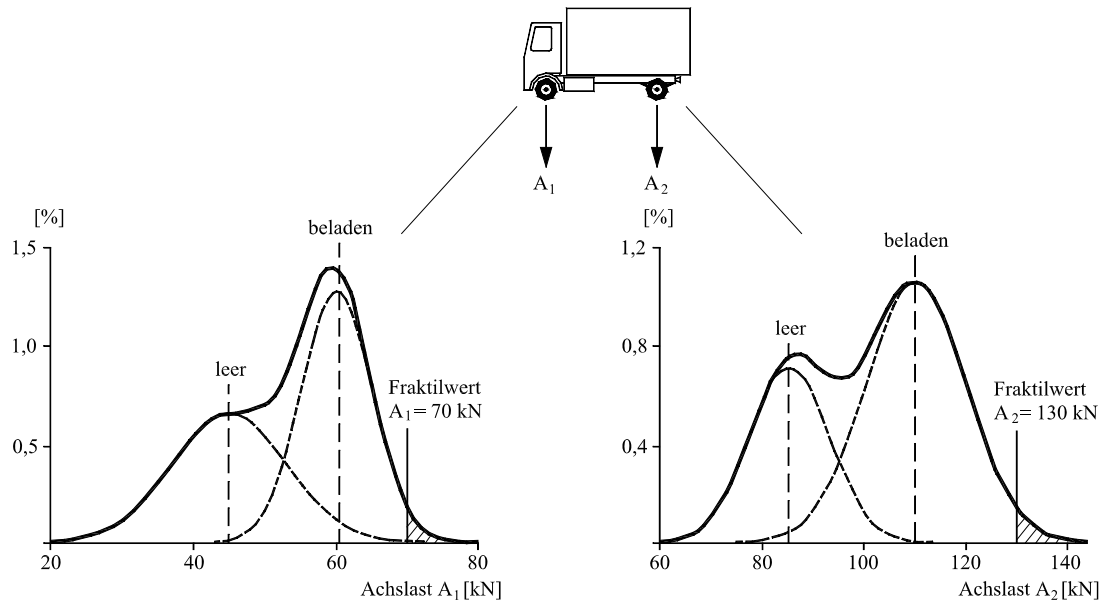


Bild 2-2: Bimodale Verteilung der Achslasten

Diese Annahme liegt dem derzeitigen Eurocode 1, Teil 3 [8] für den Betriebsfestigkeitsnachweis von Straßenbrücken zugrunde. Ausgehend von einer bimodalen Verteilung werden die einzelnen Achslasten A_1 und A_2 dabei als Fraktilwerte beschrieben. Der Nachteil dieses Modells liegt darin, daß kein Zusammenhang zwischen den einzelnen Achsverteilungen berücksichtigt wird.

2) Die Gesamtgewichte der Fahrzeuge gehorchen einer spezifischen Verteilungsform

2.1) Die Häufigkeitsverteilung des Gesamtgewichts ist bimodal verteilt.

Das Gesamtgewicht A wird durch die beiden Verteilungsfunktionen von unbeladenen (leeren) A_L und beladenen (vollen) A_V Fahrzeugen beschrieben, vgl. Bild 2-3. Die Größe der einzelnen Achslasten A_1 und A_2 ergeben sich aus einer festgelegten, nicht streuenden Verteilung des Gesamtgewichts A , beschrieben durch die Faktoren f_1 und f_2 . Als Beispiel seien hier die Lastmodelle von SEDLACEK und JAQUEMOUD [89], KÖNIG und GERHARDT [90] sowie PUCHE und GERHARDT [91] erwähnt. Diese Modelle setzen eine einheitliche Verteilung der einzelnen Achslasten sowohl bei leeren als auch bei beladenen Fahrzeugen voraus. Dies ist jedoch in der Regel nicht zutreffend, da aufgrund des hohen Motorengewichts der Eigengewichtsanteil der Vorderachsen im unbeladenen Zustand wesentlich größer ist als im beladenen Zustand.

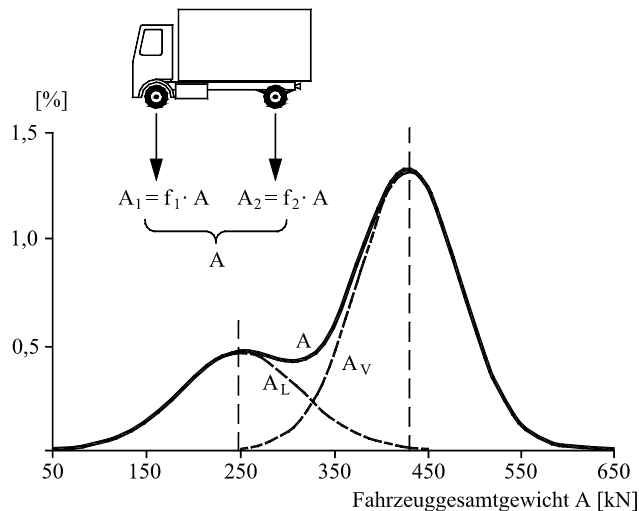


Bild 2-3 Bimodale Verteilung der Fahrzeuggesamtgewichte einzelner Fahrzeuge

2.2) Das Gesamtgewicht ist normalverteilt, und es wird zwischen leeren und beladenen Fahrzeugen unterschieden.

Für leere und beladene Fahrzeuge wird das Gesamtgewicht durch Normalverteilungen A_L und A_V beschrieben. Die Verteilung der Achslasten A_{1L} , A_{2L} , A_{1V} und A_{2V} erfolgt nach einer vorgegebenen Verteilung durch die Parameter f_{1L} , f_{2L} , f_{1V} und f_{2V} , wie in Bild 2-4 dargestellt. Dieses Modell bietet die Möglichkeit, unterschiedliche Auftretenswahrscheinlichkeiten für leere und beladene Fahrzeuge zu definieren. Das von SCHÜTZ [84] dargestellte Lastmodell entspricht im Wesentlichen diesen Randbedingungen.

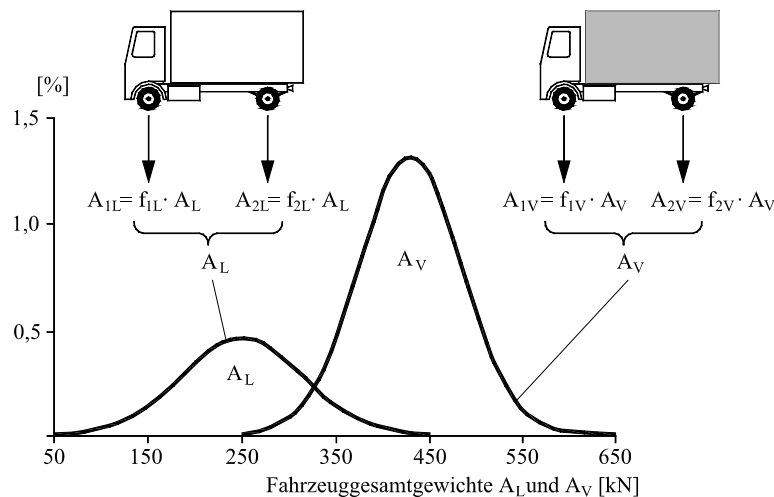


Bild 2-4: Normalverteilung des Fahrzeuggesamtgewichts mit Unterscheidung leerer und beladener Fahrzeuge nach [84]

2.3) Das Fahrzeugeigengewicht und die Beladung sind unabhängig normalverteilt.

Auch bei diesem Verkehrslastmodell können Eigengewicht und Zuladung unterschiedlich auf die Achsen verteilt werden. Das von KRÄMER und POHL [92] dargestellte Lastmodell entspricht diesen Randbedingungen.

2.1.2.3 Verkehrsstärke

Das Spannungskollektiv beschreibt die Größe und die Häufigkeit der auftretenden Spannungswechsel und ist ein Maß für die ermüdungsrelevante Beanspruchung. Im Straßenverkehr ist die Häufigkeit der auftretenden Lastwechsel proportional zur Anzahl der Fahrzeuge. Aufgrund des geringen Gesamtgewichts der Pkws im Vergleich zu den Lkws ist die Anzahl der Pkws nur von untergeordneter Bedeutung. Die Verkehrsstärke wird daher in der Regel durch den auftretenden Schwerverkehr beschrieben. In Tabelle 2-1 ist ein auf Meßwerten basierender Vorschlag von GEIBLER [87] dargestellt, bei dem die Verkehrsstärke für verschiedene Straßentypen als durchschnittlicher täglicher Schwerverkehr DTSV angegeben wird.

Tabelle 2-1: Durchschnittlicher täglicher Schwerverkehr (DTSV) nach [87]

DTSV	Langstrecke (Autobahn)	Mittelstrecke (Bundesstraße)	Kurzstrecke (Stadtstraße)
Extrem	7500 Lkw	3000 Lkw	6000 Lkw
Durchschnittlich	4000 Lkw	750 Lkw	3000 Lkw
Leicht	1500 Lkw	300 Lkw	1500 Lkw
300 Betriebstage pro Jahr			

2.1.2.4 Verkehrsfluß

Durch den Verkehrsfluß wird das gleichzeitige Auftreten von mehreren Fahrzeugen auf der Brücke beschrieben. Er hat daher einen bedeutenden Einfluß auf die Größe der auftretenden Spannungswechsel. Der Verkehrsfluß läßt sich durch die Parameter Fahrzeugabstand, Stauwahrscheinlichkeit und Spurbelegung beschreiben.

Fahrzeugabstand

Über den Fahrzeugabstand liegen aus bisherigen Verkehrsmessungen nur sehr wenige Daten vor. Von PUCHE und GERHARD [91] wird aus Messungen an der Brohltalbrücke ein logarithmisch normalverteilter Fahrzeugabstand mit einem Mittelwert von $\mu = 200$ m angegeben. GEIBLER [87] schlägt die in Tabelle 2-2 dargestellten Werte als Fahrzeugabstände vor. Dabei wird der Fahrzeugabstand als 3-parametrig, logarithmisch normalverteilt angenommen. Für die unterschiedlichen Verkehrsarten Langstrecke, Mittelstrecke und Kurzstrecke werden Mittelwerte μ und Standardabweichungen σ angegeben. Der untere Grenzwert des Fahrzeugabstands x_0 wird mit 2,5 m festgelegt.

Tabelle 2-2: Vorschlag für Werte der Fahrzeugabstände im fließenden Verkehr [87]

Kategorie	Langstrecke (Autobahn)	Mittelstrecke (Bundesstraße)	Kurzstrecke (Stadtstraße)
Extrem	$\mu = 80$ m $\sigma = 50$ m	$\mu = 170$ m $\sigma = 110$ m	$\mu = 50$ m $\sigma = 30$ m
Durchschnittlich	$\mu = 150$ m $\sigma = 100$ m	$\mu = 800$ m $\sigma = 500$ m	$\mu = 100$ m $\sigma = 70$ m
Leicht	$\mu = 350$ m $\sigma = 200$ m	$\mu = 1500$ m $\sigma = 1000$ m	$\mu = 250$ m $\sigma = 150$ m
$x_0 = 2,5$ m			

Neueste Ergebnisse, basierend auf Verkehrsmessungen an der Autobahnbrücke Alsfeld [93], ergaben für die Lkw-Abstände eine 3-parametrische, logarithmische Normalverteilung mit einem Mittelwert von $\mu = 554$ m bei einer Standardabweichung von $\sigma = 1188$ m und $x_0 = 5$ m. Bild 2-5 zeigt die gemessenen Werte an der Brücke Alsfeld im Vergleich zu den in Tabelle 2-2 angegebenen Werte für den durchschnittlichen Autobahnverkehr. Die von GEIBLER in Tabelle 2-2 vorgeschlagenen Werte führen zu einer deutlichen Überschätzung im Bereich geringer Fahrzeugabstände. Für die Verkehrsbelastung von Brücken hat dies einen negativen Einfluß, da sich dadurch die Wahrscheinlichkeit, daß sich mehrere Fahrzeuge gleichzeitig auf der Brücke befinden, erhöht.

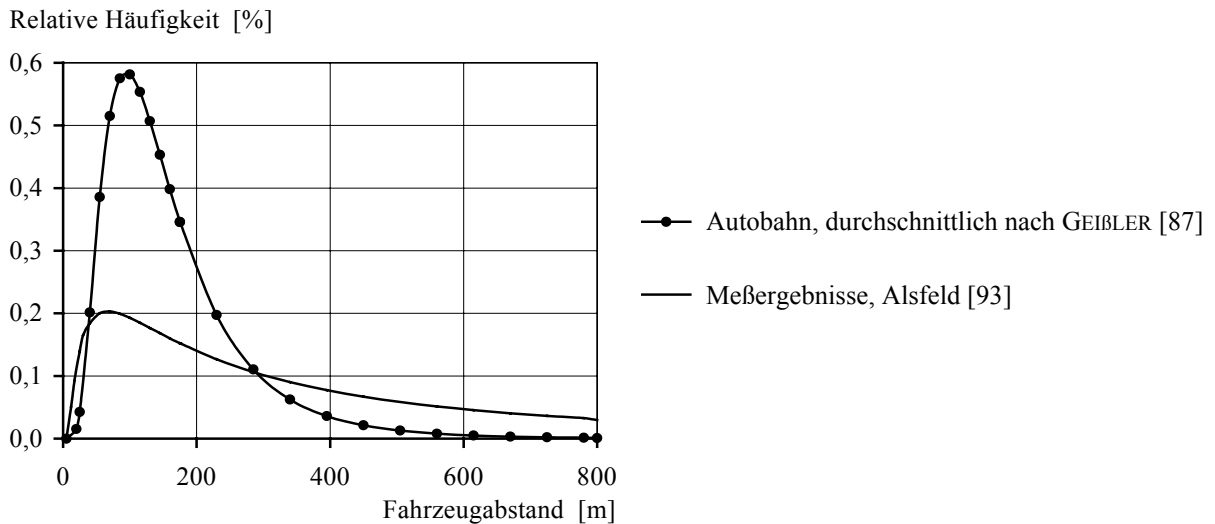


Bild 2-5: Vergleich Fahrzeugabstände

Stau

Über die Gesamtlebensdauer einer Brücke auftretende regelmäßige Stausituationen treten nur in besonderen Fällen derart häufig auf, daß sie für Betriebsfestigkeitsuntersuchungen relevant sind. In [94] werden von MENSINGER zwei Extremfälle für die Verkehrssituation Stau untersucht:

- 1) Der durch eine Ampelanlage im Stadtgebiet hervorgerufen Stau am Ende einer Brücke.
- 2) Eine durch den Berufsverkehr regelmäßig auftretende Stausituation auf der Autobahn.

In Tabelle 2-3 finden sich die in [94] vorgeschlagenen Werte für die Beschreibung der Stausituationen in Form von Stauwahrscheinlichkeit, Staulänge, Stauabstand und durchschnittlicher täglicher Schwerverkehr (DTSV).

Tabelle 2-3: Vorschlag für die Beschreibung der Verkehrssituation Stau nach [94]

	Extremer Langstreckenverkehr	Extremer Kurzstreckenverkehr
Stauwahrscheinlichkeit	$p = 0,05 \%$	$p = 2 \%$
Staulänge	$\mu = 3000 \text{ m} ; \sigma = 500 \text{ m}$	$\mu = 50 \text{ m} ; \sigma = 20 \text{ m}$
Stauabstand	$\mu = 8 \text{ m} ; \sigma = 3 \text{ m}$	$\mu = 5 \text{ m} ; \sigma = 2 \text{ m}$
DTSV	7500 Lkw	6000 Lkw

Die Untersuchungen von MENSINGER [94] ergaben, daß die Verkehrssituation Stau für Brücken kleinerer Spannweiten bis ca. 20 m hinsichtlich der Ermüdung von untergeordneter Bedeutung ist, während bei großen Spannweiten eine Vergrößerung der Beanspruchung von 15-30 % beobachtet wurde. Dies ist darauf zurückzuführen, daß bei großen Spannweiten durch die gleichzeitige Anwesenheit mehrerer Fahrzeuge auf der Brücke größere Spannungsschwingbreiten hervorgerufen werden.

Spurbelegung

Verkehrsmessungen an 2-spurigen Autobahnen in [99] und [100] ergaben einen Anteil des Schwerverkehrs auf der zweiten Fahrspur (Überhohlspur) von ca. 10%, während bei 3-spurigen Autobahnen ein Anteil von 20 bis maximal 30% in der Mittelspur gemessen wurde. Der Einfluß der Spurbelegung auf den Ermüdungsnachweis ist im wesentlichen von den Querschnittsabmessungen der Brücke, der daraus resultierenden Querverteilung der Lasten und der Anordnung der Fahrstreifen abhängig.

2.1.3 Ermüdungslastmodelle

2.1.3.1 Allgemeines

In Abschnitt 2.1.2.2 wurden verschiedene Verkehrslastmodelle hinsichtlich ihrer Beschreibung der Fahrzeuglasten unterschieden. Auf einen Vergleich der erwähnten Modelle wird an dieser Stelle verzichtet, für weitere Informationen wird auf [87] und [94] verwiesen. Im Folgenden werden daher nur die im Rahmen dieser Arbeit zur Anwendung kommenden Lastmodelle nach Eurocode 1, Teil 3 [8] sowie deren stochastische Aufbereitung nach POHL [100] vorgestellt.

2.1.3.2 Ermüdungslastmodelle nach Eurocode 1, Teil 3

Im Zusammenhang mit Ermüdungsschäden an orthotropen Fahrbahnplatten wurden in den 80er Jahren zahlreiche Untersuchungen zur statischen und dynamischen Verkehrsbeanspruchung von Straßenbrücken durchgeführt [95], [96], [98]. Ab 1987 wurde im Rahmen eines Gemeinschaftsprojekts der European Coal and Steel Community (ECSC) und der Kommission der Europäischen Gemeinschaft (EUR) damit begonnen, neue Lastmodelle für Straßenbrücken zu entwickeln. Die Entwicklung dieser Lastmodelle basiert hauptsächlich auf Messungen des Autobahnverkehrs auf der Strecke Paris-Auxerre (Frankreich), sowie Messungen an der Brohltalbrücke (Deutschland). Die Auswertung der Verkehrsdaten wurde durch dynamische Modellrechnungen in [99] ergänzt. Die Verkehrsdaten an der Autobahn Paris-Auxerre zeichnen sich durch einen besonders hohen Lkw-Anteil gemessen am Gesamtverkehrsaufkommen aus. Mit diesem Verkehrslastmodell sollen vor allem auch zukünftige Entwicklungen des Straßenverkehrs erfaßt werden.

Der Eurocode 1, Teil 3 sieht für den Betriebsfestigkeitsnachweis für Straßenbrücken fünf unterschiedliche Lastmodelle vor. Während die Lastmodelle 1 und 2 für eine einfache Abschätzung der Dauerfestigkeit vorgesehen sind, eignen sich die Lastmodelle 3 bis 5 für einen Betriebsfestigkeitsnachweis.

Im Unterschied zum Betriebsfestigkeitsnachweis von Eisenbahnbrücken sind in den Lastmodellen bereits dynamische Erhöhungsfaktoren enthalten, so daß keine zusätzlichen Schwingbeiwerte zu berücksichtigen sind.

Ermüdungslastmodell 1 und 2

Die Ermüdungslastmodelle 1 und 2 sind für einen einfachen Nachweis der Dauerfestigkeit gedacht und eignen sich zur Lokalisierung ermüdungsgefährdeter Bauwerksteile. Während es sich beim Lastmodell 1 um ein reduziertes Hauptlastmodell für den Tragfähigkeitsnachweis handelt, setzt sich das Lastmodell 2 aus einer Gruppe von „häufigen“ Lastkraftwagen zusammen, vgl. Anhang A, Tabelle A-1.

Ermüdungslastmodell 3

Das Ermüdungslastmodell 3 besteht aus einem fiktiven Einzelfahrzeug mit 4 Achsen zu je 120 kN, vgl. Bild 2-6. In Eurocode 3, Teil 2 wird dieses Ermüdungslastmodell für den Ermüdungsnachweis empfohlen.

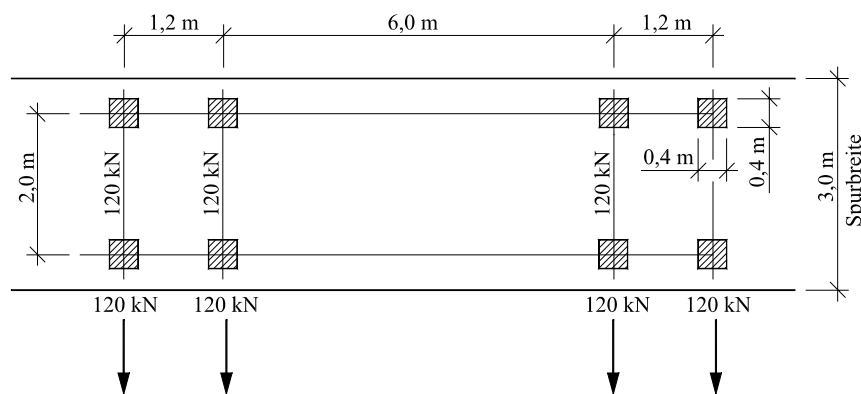


Bild 2-6: Lastmodell 3 für Ermüdungsberechnungen nach [8]

Der Ermüdungsnachweis unter Verwendung des Ermüdungslastmodells 3 beruht, wie im Eisenbahnbrückenbau, auf dem λ -Konzept. Dies besagt, daß bei gleicher Lastwechselzahl, die durch das fiktive Einzelfahrzeug hervorgerufene Schädigung identisch mit der durch das Kollektiv verursachten Schädigung ist. Die Schädigungsberechnung erfolgt dabei auf der Grundlage von vereinheitlichten Wöhlerlinien und der linearen Schadensakkumulationstheorie. Mit den einzelnen λ -Werten besteht die Möglichkeit, die für den Straßenverkehr wichtigen und die in Abschnitt 2.1.2 beschriebenen Einflußgrößen wie Verkehrsstärke oder Spurbelegung zu erfassen.

Ermüdungslastmodell 4

Das Ermüdungslastmodell 4 besteht aus einer Gruppe von fünf Standardlastkraftwagen und basiert auf Auswertungen von Einflußlinien [97]. Durch die aufeinanderfolgenden Einzelüberfahrten der Standardlastkraftwagen ergibt sich ein Beanspruchungsspektrum, das für eine Schädigungsberechnung zugrunde gelegt werden kann. Für drei verschiedene Verkehrsarten (Lang-, Mittel- und Kurzstrecke) werden unterschiedliche Auftretenswahrscheinlichkeiten der

Fahrzeugtypen definiert, siehe Anhang A, Tabelle A-2. Das Ermüdungslastmodell 4 erlaubt eine wesentlich detailliertere Nachweisführung als das Ermüdungslastmodell 3 und ist für eine große Anzahl von Brücken und Verkehrszusammensetzungen wirtschaftlicher. Als Nachteil ergibt sich der im Vergleich zum Ermüdungslastmodell 3 erheblich größere rechnerische Aufwand.

Hinweise über die zu erwartende Verkehrsstärke sind ebenfalls im Eurocode 1, Teil 3 enthalten. Die Angabe der Verkehrsstärke erfolgt in Abhängigkeit der Verkehrskategorie als Anzahl Lkw pro Jahr und je Fahrstreifen N_{obs} , vgl. Tabelle 2-4.

Tabelle 2-4: Anzahl erwarteter Lastkraftwagen pro Jahr für einen Lkw-Fahrstreifen nach [8]

Verkehrskategorie		N_{obs} pro Jahr und pro Lkw-Fahrstreifen
1	Autobahnen und Straßen mit 2 oder mehr Fahrstreifen je Fahrtrichtung mit hohem Lkw-Anteil	$2,0 \cdot 10^6$
2	Autobahnen und Straßen mit mittlerem Lkw-Anteil	$0,5 \cdot 10^6$
3	Hauptstrecken mit geringem Lkw-Anteil	$0,125 \cdot 10^6$
4	Örtliche Straßen mit geringem Lkw-Anteil	$0,05 \cdot 10^6$

Ermüdungslastmodell 5

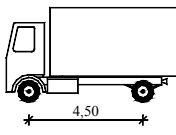
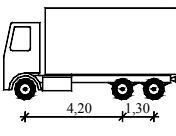
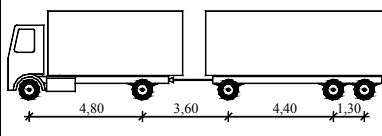
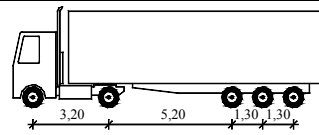
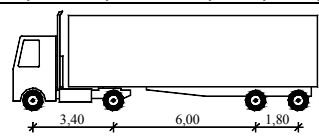
Das Ermüdungslastmodell 5 besteht aus der direkten Auswertung aufgenommener Verkehrsdaten, die gegebenenfalls durch eine angemessene statistische und zukunftsbezogene Extrapolation zu ergänzen sind. Detaillierte Angaben, beispielsweise über den Einfluß der Fahrbahnoberfläche oder den Einfluß der Dauer der Verkehrsaufnahme sind in Eurocode 3, Teil 1, Anhang B enthalten.

2.1.3.3 Ermüdungslastmodell nach POHL [100]

Hierbei handelt es sich um eine stochastische Modifikation des Ermüdungslastmodells 4 nach Eurocode 1, Teil 3. Für die gemäß dem Ermüdungslastmodell 4 definierten Fahrzeugtypen wurde das Fahrzeugeigengewicht und die Beladung als unabhängige Normalverteilungen gewählt. Die Mittelwerte und Standardabweichungen von Fahrzeugeigengewicht und Beladung wurden durch Rückrechnung ausgehend von den deterministischen Werten ermittelt. Dabei entspricht die Summe aus Mittelwert und einfacher Standardabweichung von Fahrzeugeigengewicht und Beladung näherungsweise den deterministischen Achslasten des Ermüdungslastmodells 4. Die Auftretenswahrscheinlichkeit der einzelnen Fahrzeugtypen für die drei Verkehrsarten (Lang-, Mittel- und Kurzstrecke) ist beibehalten. Anders als im Ermüdungslastmodell 4 ist jedoch das Fahrzeuggesamtgewicht für den Mittel- und Kurzstreckenverkehr abgemindert. Hiermit wird die Vorstellung verbunden, daß die Lkw-Auslastung auf kürzeren Strecken geringer ist als auf langen Strecken.

Tabelle 2-5 zeigt die von POHL vorgeschlagene stochastische Modifikation für die Verkehrsart „Langstrecke“.

Tabelle 2-5: Lkw-Lastmodell „Langstrecke“ nach POHL [100]

Lkw – Typ	Geometrie und Lastverteilung	Auftrittswahrscheinlichkeit [%]	Gesamtgewicht von Fahrzeug und Ladung	
			Mittelwert [kN]	Standardabw. [kN]
Lkw 1		20,0		
Fahrzeug	0,60 0,40		50	20
Ladung	0,20 0,80		95	40
Lkw 2		5,0		
Fahrzeug	0,60 0,20 0,20		50	20
Ladung	0,12 0,44 0,44		180	70
Lkw mit Anhänger		10,0		
Fahrzeug	0,30 0,22 0,18 0,15 0,15		135	50
Ladung	0,06 0,32 0,22 0,20 0,20		200	70
Sattelzug 1		40,0		
Fahrzeug	0,36 0,25 0,13 0,13 0,13		135	50
Ladung	0,00 0,34 0,22 0,22 0,22		230	80
Sattelzug 2		25,0		
Fahrzeug	0,40 0,28 0,16 0,16		110	40
Ladung	0,04 0,40 0,28 0,28		180	70

Ergänzung nach GEIBLER [93]

Im Zusammenhang mit Ermüdungsberechnungen an bestehenden Brücken wurde von GEIBLER et al. in [93] das Lastmodell POHL derart modifiziert, daß unter Beibehaltung der Fahrzeugtypen zusätzlich zwei Verkehrsarten definiert wurden. Ausgehend von jüngsten Verkehrsmessungen an mehreren hessischen Autobahnbrücken hat sich gezeigt, daß der von POHL definierte Mittel- und Langstreckenverkehr die aktuelle Verkehrsbelastung auf deutschen Autobahnen nicht sinnvoll abbildet. Während der Langstreckenverkehr, der im wesentlichen den Auxerre-Verkehr repräsentiert, zu vergleichsweise konservativen Ergebnissen führt, liegt der Mittelstreckenverkehr auf der unsicheren Seite. Aus diesem Grund wurde von GEIBLER zwei weitere Verkehrskategorien (Kurzstrecke-schwer und Langstrecke-leicht) definiert, die den gegenwärtigen Verkehr auf deutschen Autobahnen widerspiegeln sollen und im Einklang mit den gemessenen Ergebnissen stehen [101]. Bild 2-7 zeigt die Verteilung der

Fahrzeugesamtgewichte der Verkehrsart „Langstrecke-leicht“ nach GEIBLER im Vergleich zu dem Mittel- und Langstreckenverkehr nach POHL. Es ist deutlich zu erkennen, wie sich die Verkehrsart „Langstrecke-leicht“ zwischen Mittel- und Langstreckenverkehr nach POHL einordnet.

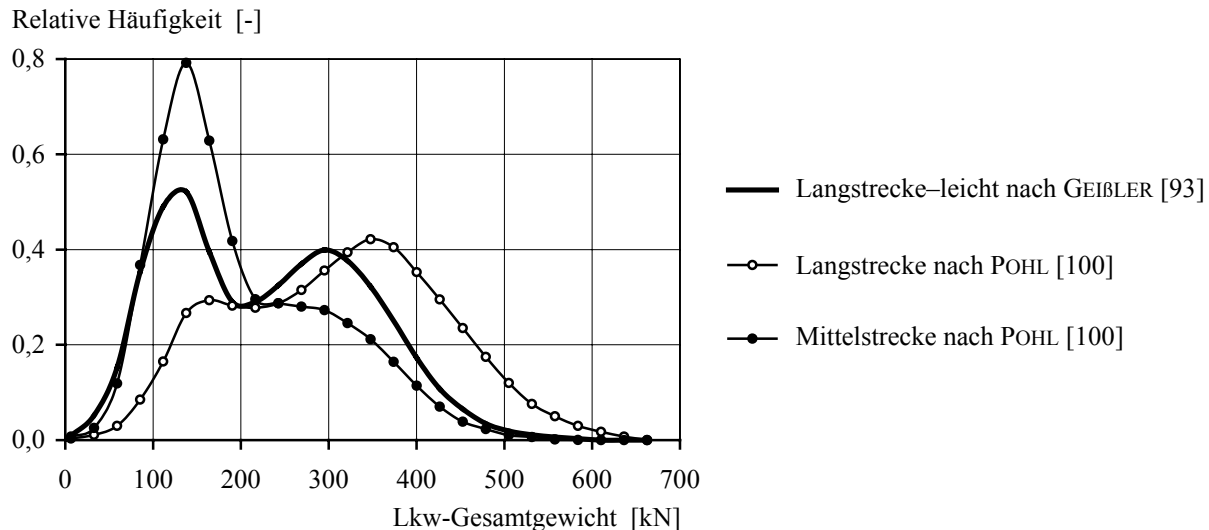


Bild 2-7: Vergleich Verteilung der Fahrzeugesamtgewichte

2.2 Eisenbahnbrücken

2.2.1 Allgemeines

Viele europäische Länder gehen derzeit bei der Bemessung von Eisenbahnbrücken von den Lastannahmen nach UIC-Merkblatt 776-1E [102] aus. Auch die Deutsche Bahn übernahm diese Lasten als Lastbild UIC 71 in die DS 804 [15]. Das Lastbild UIC 71 wurde vor rund 30 Jahren an Einfeldträgern für die damals verkehrenden Betriebslastenzüge entwickelt unter Berücksichtigung der in einem überschaubaren Zeitraum zu erwartenden Verkehrsentwicklung. Für Durchlaufträger sind in der DS 804 zusätzlich die Lastbilder SW und SSW zur Berücksichtigung des Schwerlastverkehrs definiert.

Wegen der politischen Absicht innerhalb der Europäischen Gemeinschaft Transporte von der Straße auf die Schiene zu verlagern und des Druckes auf die Eisenbahngesellschaften immer wirtschaftlicher zu arbeiten, denkt man bei vielen Eisenbahngesellschaften über eine Erhöhung der zulässigen Radlasten von 22,5 t auf mindestens 25 t nach. Ausgehend von diesen Überlegungen wurden seit 1993 zahlreiche Studien des European Rail Research Institute (ERRI) Sachverständigenausschusses D 192 mit der Absicht durchgeführt, das derzeit gültige Lastmodell UIC 71 hinsichtlich Lastbild und Schwingbeiwert zu überarbeiten. Als Ergebnis wird im Abschlußbericht [103] eine neues Lastmodell UIC 2000 vorgestellt.

Bild 2-8 zeigt einen Vergleich zwischen den Lastmodellen UIC 71 und UIC 2000.

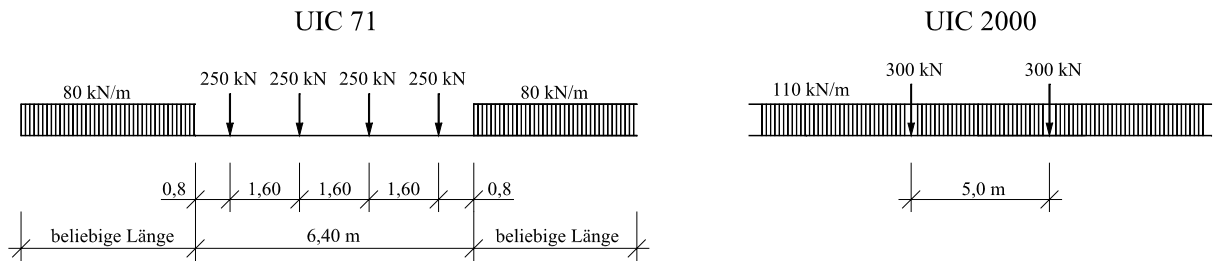


Bild 2-8: Vergleich Lastmodell UIC 71 und UIC 2000 nach [104]

Neben der Vereinfachung des dargestellten Lastmodells UIC 2000 bei der Bemessung durch Reduktion auf nur ein Lastbild, zeichnet sich auch eine Tendenz ab, daß durch die schwereren Bemessungslasten in vielen Fällen der Betriebsfestigkeitsnachweis für die Bemessung an Bedeutung verliert, gegebenenfalls sogar ganz entfallen kann. Über die praktische Umsetzung und Anwendung des neuen Lastbilds gibt es derzeit jedoch noch keine konkreten Vorstellungen [104].

Der Betriebsfestigkeitsnachweis für Eisenbahnbrücken ist deutlich einfacher als für Straßenbrücken, da die Verteilung der Achsabstände genau festgelegt ist und keine unterschiedlichen Fahrzeugabstände zu berücksichtigen sind.

Nach Eurocode 1, Teil 3 und DS 804 erfolgt der Nachweis der Betriebsfestigkeit auf der Grundlage von Betriebszügen, die den tatsächlich auftretenden Eisenbahnverkehr repräsentieren. Die Betriebszüge unterscheiden sich hinsichtlich Reihenfolge, Anzahl und Mischung der Lokomotiven und Wagentypen. Streuungen der Achslasten werden nicht angegeben. In [87] sind Untersuchungen zu streuenden Achslasten enthalten. Basierend auf der Annahme normalverteilter Achslasten werden für unterschiedliche Variationskoeffizienten Achslastkollektive ermittelt. Da bei dieser Annahme der Bezug der einzelnen Achsen eines Wagens untereinander verloren geht und außerdem die Lasten der Lokomotiven in gleicherweise streuen wie die der Wagen, wird von MENSINGER in [94] folgendes Vorgehen für eine realitätsnahe stochastische Abbildung des Eisenbahnverkehrs vorgeschlagen:

- Die Achsabstände werden als nicht streuend angesehen.
- Das Eigengewicht der Lokomotiven und der Wagen streut nicht.
- Die Ladung der einzelnen Wagen streut.
- Das Gesamtgewicht der Wagen setzt sich aus dem Eigengewicht und der Ladung zusammen.

Aufgrund fehlender Angaben über Streuungen wird jedoch im Rahmen dieser Arbeit auf weitergehende Untersuchungen verzichtet.

Eine weitere Möglichkeit zur realitätsnahen Beschreibung von Verkehrslasten von Eisenbahnbrücken besteht in der Erweiterung der Anzahl von Betriebslastzügen. Dieses Vorgehen wurde bei der Entwicklung der DS 805 [16] angewandt, dabei wurden nach Angaben der DB AG [105] mehr als 50 Betriebslastzüge berücksichtigt.

2.2.2 Ermüdungslastmodell nach Eurocode 1, Teil 3

Nach Eurocode 1, Teil 3 wird der sogenannte S3-Verkehr der DS 804 bestehend aus sechs Betriebszügen durch ein Lastmodell mit 12 verschiedenen Betriebszügen ersetzt, vgl. Anhang A.2. Für den Ermüdungsnachweis werden zwei Verkehrsmischungen unterschieden:

- Standardmischverkehr mit Achslasten $\leq 22,5$ t
- Schwerverkehr mit 25 t Achslasten

Tabelle 2-6 zeigt die Verkehrszusammensetzungen.

Tabelle 2-6: Mischverkehr und Schwerverkehr nach Eurocode 1, Teil 3 [8]

	Betriebszug	Anzahl Züge / Tag		Gewicht / Zug [t]	Verkehrsaufkommen [10 ⁶ t / Jahr]
		[-]	[%]		
Standardmischverkehr	Typ 1	12	17,9	663	2,90
	Typ 2	12	17,9	530	2,32
	Typ 3	5	7,5	940	1,72
	Typ 4	5	7,5	510	0,93
	Typ 5	7	10,4	2160	5,52
	Typ 6	12	17,9	1431	6,27
	Typ 7	8	11,9	1035	3,02
	Typ 8	6	9,0	1035	2,27
	Σ	67	100	68348	24,95
Schwerverk.	Typ 5	6	11,7	2160	4,73
	Typ 6	13	25,5	1431	6,97
	Typ 11	16	31,4	1135	6,63
	Typ 12	16	31,4	1135	6,63
	Σ	51	100	5861	24,78

Bild 2-9 zeigt für diese beiden Verkehrszusammensetzungen einen Vergleich der Achslastverteilungen von 1000 Zügen. Während beim Standardmischverkehr vor allem Achslasten von 110 kN und 225 kN auftreten, gibt es beim Schwerverkehr einen erheblichen Anteil von 250 kN Achslasten.

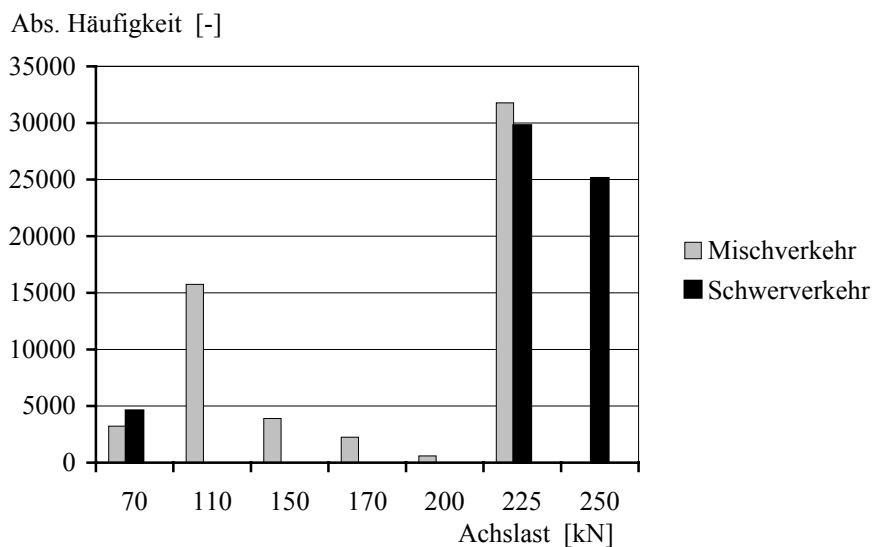


Bild 2-9: Vergleich Achslastverteilung Mischverkehr – Schwerverkehr bei 1000 Zügen

2.3 Ermittlung charakteristischer Beanspruchungs-Zeit-Verläufe

2.3.1 Vorgehensweise

Wird der Nachweis der Ermüdung als Betriebsfestigkeitsnachweis geführt, erfordert dies die Bestimmung realitätsnaher Beanspruchungs-Zeit-Verläufe. Die Vorgehensweise erfolgt im allgemeinen in zwei Schritten:

- 1) Simulation der Verkehrsbelastung
- 2) Ermittlung der Schnittgrößen

Unter Zugrundelegung der beschriebenen Verkehrslastmodelle, läßt sich die Verkehrsbelastung einer Brücke durch die Simulation eines fiktiven Lastenzugs (Achslast P_i und Achsabstand a_i) beschreiben. Darauf aufbauend erfolgt unter Kenntnis der Systemabmessungen die Bestimmung des zeitlichen Verlaufs der Schnittgrößen, z.B. durch sukzessive Auswertung von Einflußlinien. In Bild 2-10 ist das prinzipielle Vorgehen dargestellt.

Die programmtechnische Umsetzung für die Ermittlung charakteristischer Beanspruchungs-Zeit-Verläufe erfolgte auf Basis der Programmiersprache C++ mit den Programmsystemen LASTSIM und SCHNITTKRÄFTE [110].

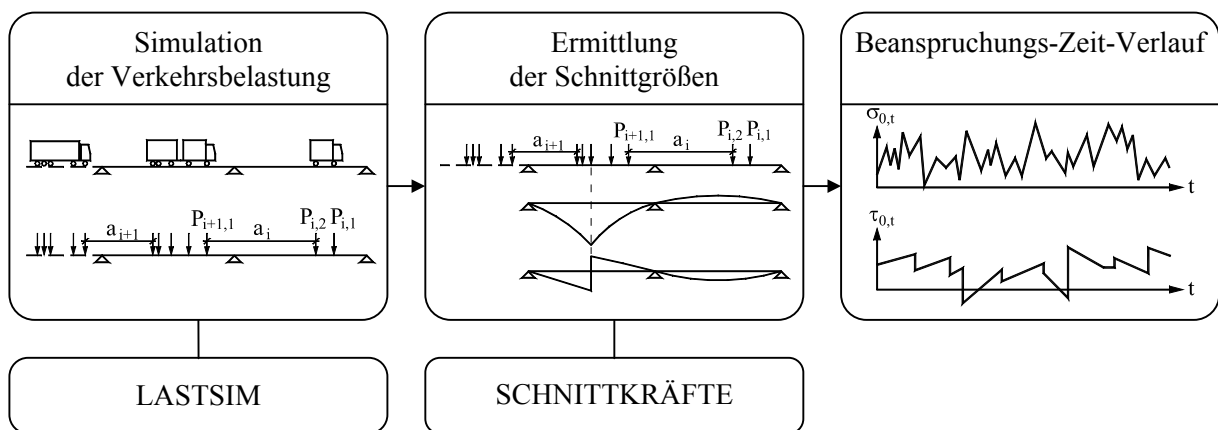


Bild 2-10: Ermittlung charakteristischer Beanspruchungs-Zeit-Verläufe

2.3.2 Programmsystem LASTSIM

Das Programmsystem dient der Simulation von Achslastfolgen auf der Basis eines Zufallszahlengenerators. Eingangsgrößen sind die Anzahl der zu generierenden Fahrzeuge bzw. Züge sowie die Wahl des entsprechenden Verkehrslastmodells. Die Beschreibung der Verkehrslastmodelle erfolgt durch die in Abschnitt 2.1 und 2.2 dargestellten Angaben. In Abhängigkeit der Eingangsgrößen werden in einer Ausgabedatei die erzeugten Achslasten P_i und die dazugehörigen Achsabstände a_i gespeichert.

2.3.3 Programmsystem SCHNITTKRÄFTE

Für die Ermittlung von Beanspruchungs-Zeit-Verläufen bieten sich zwei prinzipiell unterschiedliche Vorgehensweisen an:

- Zeitschrittverfahren [84], [106]-[108],
- Auswerten von Einflußlinien [94], [109].

Das Zeitschrittverfahren hat den Vorteil, daß es dynamische Effekte bei der Überfahrt von Fahrzeugen erfassen kann. Dies erfordert allerdings einen erheblichen numerischen Rechenaufwand und geht demzufolge auf Kosten der Anzahl der zu simulierenden Fahrzeuge. Um eine statistisch aussagekräftige und entsprechend große Anzahl von Fahrzeugen simulieren zu können, wurde im Rahmen dieser Arbeit wegen des reduzierten numerischen Rechenaufwandes der Beanspruchungs-Zeit-Verlauf durch Auswerten von Einflußlinien bestimmt. Der Nachteil bei der Verwendung von Einflußlinien besteht darin, daß dynamische Effekte nur durch statische Lasterhöhungen, z.B. über Schwingbeiwerte, berücksichtigt werden können. In den meisten Lastmodellen sind jedoch die dynamischen Lastvergrößerungen in den Meßdaten bereits enthalten. Aufgrund dessen erschien es sinnvoller, eine möglichst große und damit aussagekräftige Anzahl von Fahrzeugen zu simulieren und damit Ungenauigkeiten bei der Erfassung dynamischer Effekte in Kauf zu nehmen.

Für die programmtechnische Erfassung werden die Einflußlinien für Ein- und Mehrfeldträger mit beliebigen Spannweiten für Querkräfte und Biegemomente nach dem Verschiebungsgrößenverfahren berechnet.

Der fiktive Lastenzug, beschrieben durch Größe und Abstand der Achslasten, wird schrittweise über die Brücke gerückt. Dabei besteht die Möglichkeit, die Größe der Schrittweite explizit vorzugeben. Wird die Schrittweite nicht vorgegeben, so wird das Vorrücken des Lastenzugs durch die sogenannten markanten Punkte der Einflußlinie bestimmt. Dazu gehören die Auflagerpunkte, sowie feldweise die Minimal- und Maximalwerte der Einflußlinie, vgl. Punkte ① - ⑤ in Bild 2-11. Die Schrittweite für das Vorrücken des Lastenzugs ergibt sich aus dem minimalen Abstand zwischen Achslast und markanter Stelle.

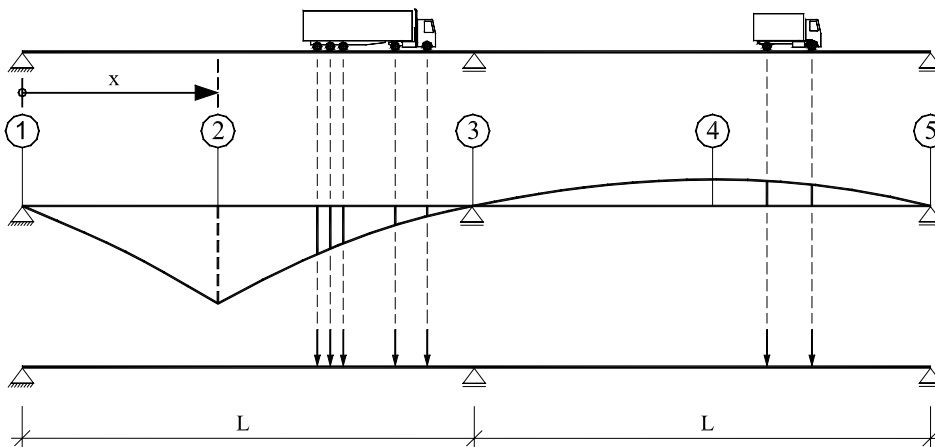


Bild 2-11: Definition der markanten Punkte der Einflußlinie am Beispiel eines Zweifeldträgers

Nach Untersuchungen in [110] sind bei Spannweiten $L \geq 15$ m die Abweichungen zwischen einer vorgegebenen, geringen Schrittweite und dem Verfahren mit den markanten Punkten im Hinblick auf die Schädigungsberechnung sehr klein. Aus diesem Grund wurde zugunsten der schnelleren Rechenzeit auf die Vorgabe einer Schrittweite verzichtet. Detaillierte Angaben zum Programm SCHNITTKRÄFTE befinden sich in [110].

Die Anwendung des Programms SCHNITTKRÄFTE liefert als Ergebnis den zeitlichen Verlauf der Schnittkräfte Biegemoment M_t und Querkraft V_t an einer beliebigen Stelle x in Längsrichtung der Brücke.

3 Übertragungsfunktion

3.1 Allgemeines

Die Übertragungsfunktion stellt den funktionalen Zusammenhang zwischen der äußeren Belastung und den örtlichen Beanspruchungen dar. Im einfachsten Fall eines linearen Zusammenhangs ist die Übertragungsfunktion ein elastischer Übertragungsfaktor. Im kompliziertesten Fall charakterisiert die Übertragungsfunktion ein hochgradig nichtlineares Rechenmodell.

Im Zusammenhang mit dem Stegblech wird die Beanspruchung durch den zeitlichen Verlauf der Schnittgrößen M_t und V_t sowie den daraus resultierenden, auf das Stegblech einwirkenden primären Biege- und Schubspannungen $\sigma_{0,t}$ und $\tau_{0,t}$ beschrieben. Davon ausgehend muß die Übertragungsfunktion die Aufgabe erfüllen, die für die Ermüdung maßgebenden, sekundären Biegespannungen hinsichtlich Größe und Verlauf entlang des Beulfeldrandes zu bestimmen, vgl. Bild 3-1.

Da Ermüdungsnachweise sehr empfindlich auf Änderungen der Beanspruchung reagieren, ist die Bestimmung der sekundären Biegespannungen von zentraler Bedeutung für die Qualität des Nachweises.

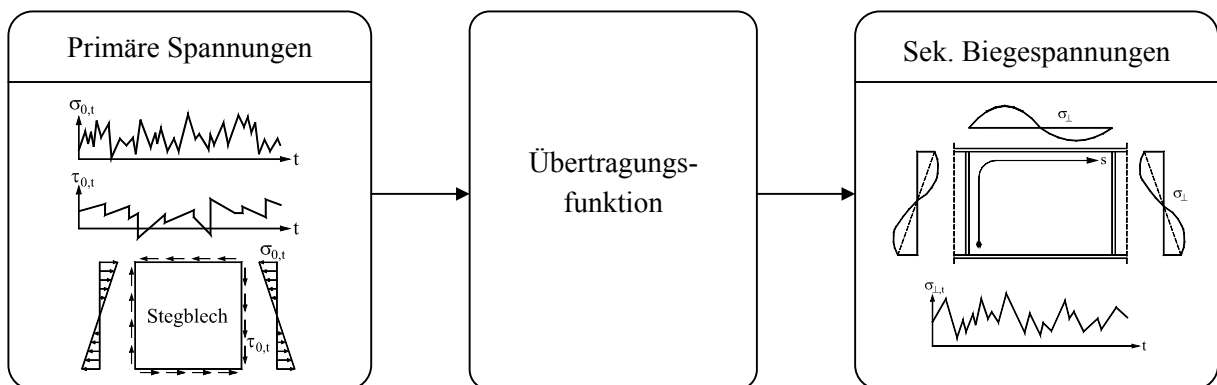


Bild 3-1: Ermittlung der sekundären Biegespannungen mit Hilfe einer Übertragungsfunktion

3.2 Sekundäre Biegespannungen

3.2.1 Spannungsanteile

Durch das elastische Ausbeulen der Stegbleche aus ihrer Ebene entstehen an den Einspannungen der Stegbleche in die begrenzenden Bauteile (Flansche und Quersteifen) Zwängungen in Form von Biegespannungen σ_b . Für den Ermüdungsnachweis sind diese Biegespannungen allein jedoch noch nicht das Maß für die schädigungsrelevanten Spannungen. Im ausgebeulten Zustand sind weiterhin die durch Spannungumlagerungen entstehenden Membranspannungen σ_m zu berücksichtigen. Die ermüdungsrelevanten Spannungen σ_{\perp} ergeben sich somit aus einer Überlagerung dieser beiden Anteile:

$$\sigma_{\perp} = \sigma_b + \sigma_m \quad (3-1)$$

Entlang der Querränder bzw. Quersteifen wird die Größe der Membranspannungen durch die planmäßig vorhandenen Biege normalspannungen σ_0 und dem daraus entstehenden nichtlinearen Spannungsverlauf bestimmt. Daraus resultiert der in Bild 3-2 dargestellte Spannungsverlauf σ_{\perp} .

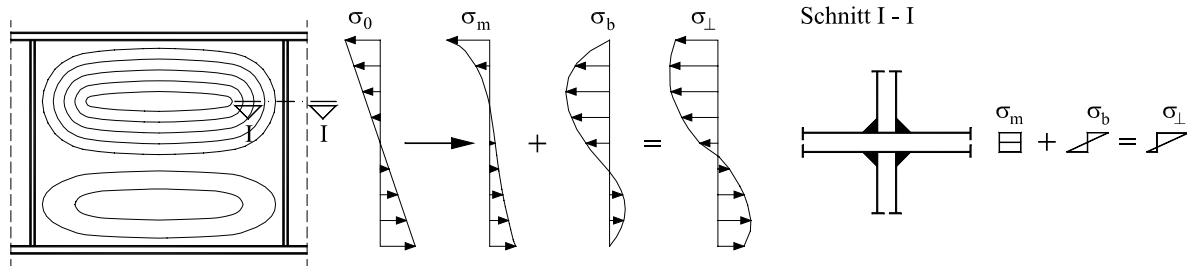


Bild 3-2: Beanspruchung entlang der Querränder

Entlang der Längsränder bzw. Flansche kommt es ebenfalls zu einer Überlagerung der Biegespannungen σ_b mit den in der Stegebene wirkenden Membranspannungen σ_m . Bei Schubbeanspruchung entstehen die Membranspannungen überwiegend durch die Aufhängung der Zugdiagonalen, vgl. Bild 3-3.

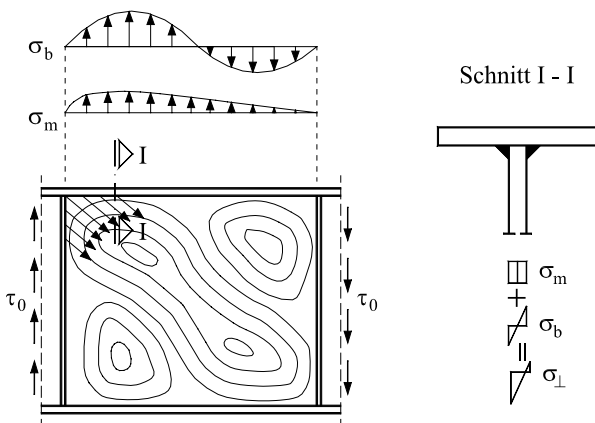


Bild 3-3: Beanspruchung der Längsränder

Im Folgenden wird auf eine weitere Differenzierung zwischen σ_m und σ_b verzichtet. Der Begriff der sekundären Biegespannungen wird, soweit nicht anders ausdrücklich erwähnt, für die schadigungsrelevanten Spannungen σ_{\perp} nach Gleichung (3-1) verwendet.

3.2.2 Bestimmung der sekundären Biegespannungen

3.2.2.1 Allgemeines

Für die Bestimmung der sekundären Biegespannungen bieten sich prinzipiell folgende Methoden an:

- analytische Bestimmung durch Differentialgleichungen,
- numerische Bestimmung durch FE-Methoden.

In [36], [68] und [73] sind Untersuchungen dokumentiert, bei denen versucht wurde, die sekundären Biegespannungen auf analytischem Wege mit Hilfe von Differentialgleichungen zu bestimmen. Es hat sich gezeigt, daß eine geschlossene mathematische Lösung der Differentialgleichungen nicht möglich ist. Die Lösungen erfordern vielmehr aufwendige Reihenansätze, die mathematisch wiederum nur numerisch gelöst werden können. Durch analytische Lösungen ist es zwar möglich, die verschiedenen Einflußparameter zu erfassen [73], allerdings führten Vergleichsrechnungen von SPIEGELHALDER [74] zu keiner guten

Übereinstimmung mit FE-Lösungen. In jüngster Zeit haben sich daher zunehmend FE-Methoden zur Bestimmung der sekundären Biegespannungen durchgesetzt, bei deren Anwendung eine gute Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen erzielt werden konnte [53], [60], [64], [74] und [79].

3.2.2.2 Numerisches Modell

Die numerischen Berechnungen erfolgten mit dem Programmsystem ANSYS 5.5 [259]. Das FE-Modell wurde im wesentlichen aus [74] übernommen. Die Qualität des numerischen Modells konnte durch Nachrechnung mit den in [75] durchgeführten Trägerversuchen bestätigt werden. Die Berechnungen erfolgten an einem aus dem Träger herausgeschnittenen Beulfeld, das oben und unten durch die Trägerflansche, links und rechts durch Quersteifen begrenzt ist, vgl. Bild 3-4. Zusätzlich wurden Teile der Nachbarfelder abgebildet, um eine gleichförmige und störungsfreie Einleitung der Belastung zu gewährleisten. Der Lasteinleitungsbereich bewirkt so eine realitätsnahe Stützung der vertikalen Beulfeldränder, wie dies bei Brückensystemen durch die angrenzenden Beulfelder der Fall ist. Tabelle 3-1 enthält die gewählten Abmessungen des Modells.

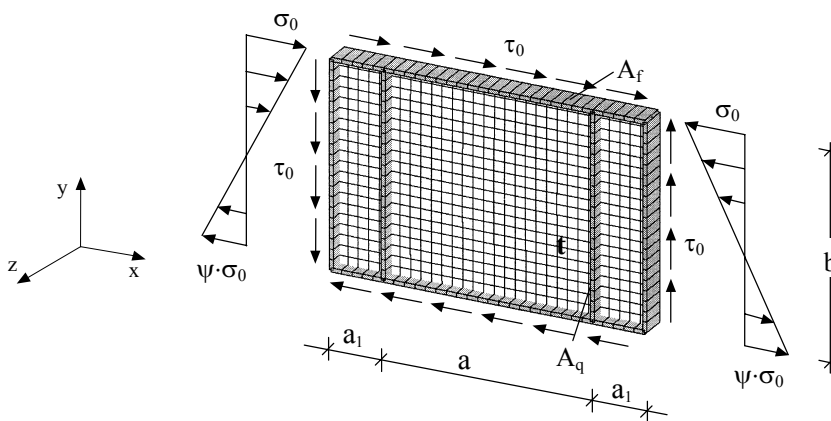


Bild 3-4: Trägerschnitt zur FE-Berechnung, statisches System, Ansatz der Belastung

Tabelle 3-1: Geometrische Abmessungen des FE-Modells

t [mm]	b [mm]	$\beta = b/t$ [-]	a [mm]	$\alpha = a/b$ [-]	a_1 [mm]	A_f [mm ²]	A_q [mm ²]
10	2.000	200	2.000 3.000 4.000	1,0 1,5 2,0	500	10.000 (= $\frac{1}{2} \cdot b \cdot t$)	5.000 (= $\frac{1}{4} \cdot b \cdot t$)

Elemente und Netzgenerierung

Die Modellierung der einzelnen Bauteile des FE-Modells erfolgte mit ANSYS - spezifischen Elementtypen:

- Steg: SHELL181 „Finite Strain Shell“

Es handelt sich um ein zweidimensionales, vierknotiges Schalenelement mit je 6 Freiheitsgraden pro Knoten. Das Element 181 ist speziell zur Untersuchung von dünnen Schalenstrukturen im linearen und nichtlinearen Bereich geeignet.

- Flansche und Steifen: BEAM4 „3-D Elastic Beam“

BEAM4 ist ein elastisches, einaxiales Element mit der Möglichkeit zur Aufnahme von Normalkräften, Torsion und Biegung. Es besteht aus zwei Knoten mit jeweils allen 6 Freiheitsgraden pro Knoten.

Das Netz für das innenliegende quadratische Beulfeld wurde standardmäßig mit 20x20 Elementen modelliert, für den Randbereich zur Lasteinleitung wurden jeweils fünf weitere Elementreihen in x-Richtung gewählt.

Lagerung

Die Knoten des Lasteinleitungsbereichs und der Ränder des Beulfelds sind gegen Verschiebungen aus der Stegebene (z-Richtung) gehalten. Die Ränder des Beulfelds sind durch Rotationslager gegen Verdrehung gehalten. Die Annahmen der Lagerung sind das Ergebnis von Parameteruntersuchungen in [74]. Danach können Rotationslager an den Rändern mit der Folge angesetzt werden, daß der Steg an allen vier Rändern eine Volleinspannung erfährt. Gleichzeitig wird damit die Torsionssteifigkeit sowie die Biegesteifigkeit um die starke Achse der Flansche und der Quersteifen bedeutungslos. Die Unterschiede zu einer detaillierten Modellierung mit Dreh- und Wegfedern sind gering und würden den zusätzlichen Aufwand nicht rechtfertigen.

Imperfektionsansatz

Die Vorverformung $w_0(x,y)$ wurde vereinfachend als sinusförmig mit n_x Halbwellen in x-Richtung und n_y Halbwellen in y-Richtung und mit e_0 als Stich der Sinuswelle angenommen.

$$w_0(x,y) = e_0 \cdot \sin\left(\frac{n_x \cdot \pi \cdot x}{a}\right) \cdot \sin\left(\frac{n_y \cdot \pi \cdot y}{b}\right) \quad (3-2)$$

n_x = Anzahl der Sinushalbwellen in x-Richtung

n_y = Anzahl der Sinushalbwellen in y-Richtung

Materialeigenschaften

Die Ermüdungsbeanspruchung von realen Brückentragwerken befindet sich in der Regel im elastischen Bereich. Daher wurde der Ansatz eines elastischen Materialverhaltens als ausreichend erachtet.

Ansatz der Belastung

Die Belastung aus Biegung wurde in Knotenkräfte umgerechnet und als diskrete horizontale Einzelkräfte auf die Knoten des Stegs und der Flansche angesetzt. Die angreifende Querkraft wird durch einen konstanten Schubspannungsverlauf abgebildet. Die Schubspannungen wurden an allen vier Rändern durch Knotenkräfte modelliert.

Die Berechnungen erfolgten geometrisch-nichtlinear.

3.2.2.3 Ermittlung der sekundären Biegespannungen σ_{\perp}

Der Verlauf der sekundären Biegespannungen nimmt mit Annäherung an die Stegblechränder (Einspannung) sehr stark zu. Bild 3-5 zeigt ein Beispiel, bei dem der Verlauf der Biegespannungen bis kurz vor den Schweißnahtfußpunkt gemessen wurde [75].

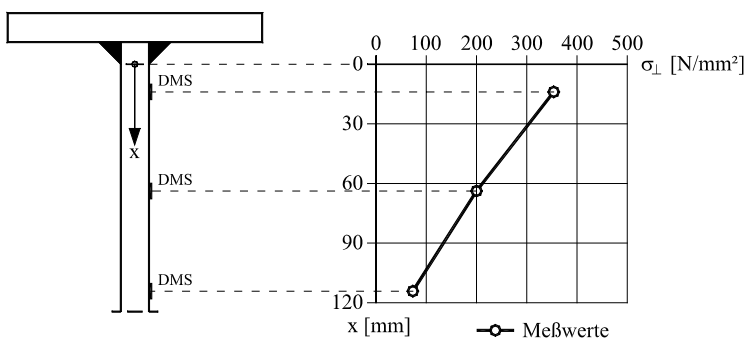


Bild 3-5: Verlauf der sekundären Biegespannungen, Stahlgüte S 235, [75]

Bei der angesetzten Elementgröße von 100 mm kann diese Spannungsänderung nicht erfaßt werden. Vergleichsberechnungen mit kleineren Elementlängen in [74] ergaben, daß für eine zufriedenstellende Genauigkeit der sekundären Biegespannungen eine sehr feine Vernetzung erforderlich wäre. Diese Vergleichsberechnungen zeigten aber auch, daß im Unterschied zu den Biegespannungen die Beulverformungen des Stegblechs wesentlich weniger stark von der Netzfeinheit abhängen. Die gewählte Elementgröße mit 100 mm Seitenlänge lieferte bereits sehr gute Ergebnisse für die Verformungen. Wegen dem Kräftegleichgewicht gilt dies auch für die Schnittgrößen entlang der Stegränder. Die Bestimmung der sekundären Biegespannungen erfolgte deshalb aus dem Kräftegleichgewicht der Schnittkräfte. Dadurch kann auf eine sehr feine Vernetzung im Bereich der Stegränder verzichtet werden.

Aus dem Kräftegleichgewicht wurden die schädigenden Spannungen σ_{\perp} an den Stegrändern aus den Schnittgrößen N_{\perp} und M_{\parallel} berechnet, siehe Bild 3-6. Man erhält σ_{\perp} als Summe aus den Membranspannungen σ_m und den Biegespannungen σ_b :

$$\sigma_{\perp} = \sigma_m + \sigma_b = \left(\frac{N_{\perp}}{A} \right) \pm \left(\frac{M_{\parallel}}{W} \right) \quad (3-3)$$

mit $A = e \cdot t$ Elementfläche

$W = \frac{e \cdot t^2}{6}$ Widerstandsmoment des Elements

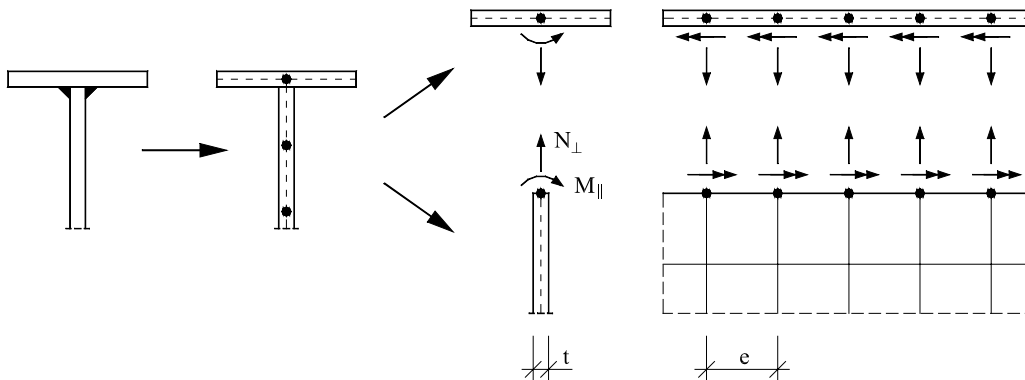


Bild 3-6: Spannungsermittlung an den Stegrändern aus den Knotenkräften N_{\perp} und M_{\parallel}

3.2.3 Maßgebende Einflußfaktoren

3.2.3.1 Allgemeines

Die Größe und der Verlauf der sekundären Biegespannungen entlang der Beulfeldränder werden durch sehr viele Parameter beeinflusst. Neben den geometrischen Abmessungen und der Belastung zählen hierzu auch die Vorverformungen und die Steifigkeit der Randelemente. In Bild 3-7 sind die erwähnten Parameter dargestellt. In den folgenden Kapiteln soll die Bedeutung dieser einzelnen Faktoren aufgezeigt werden.

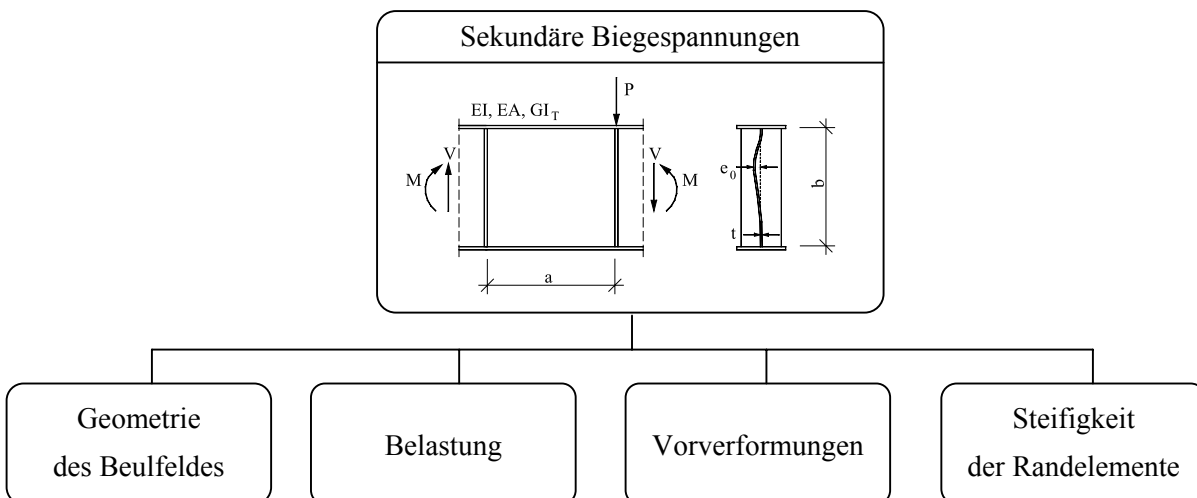
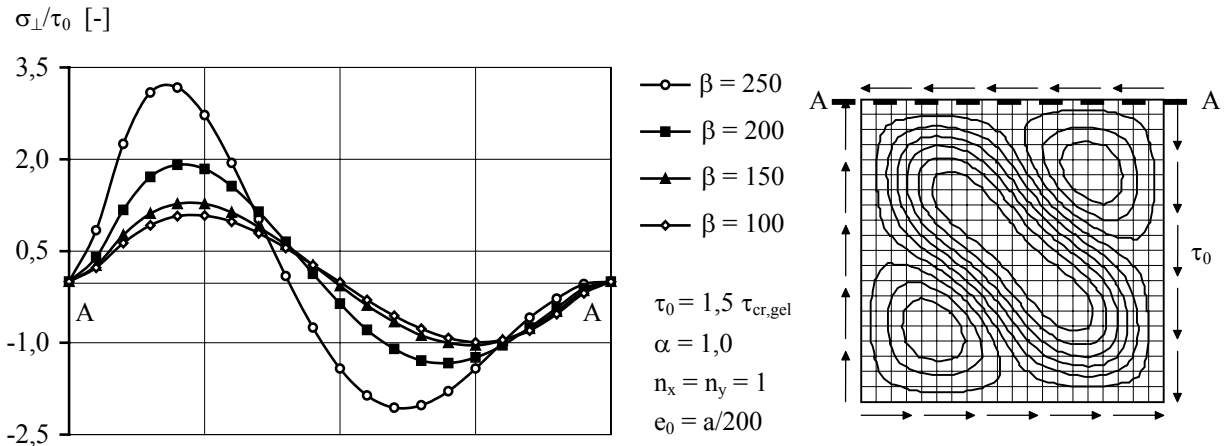


Bild 3-7: Einflußparameter auf die Größe und den Verlauf der sekundären Biegespannungen

3.2.3.2 Geometrie des Beulfeldes

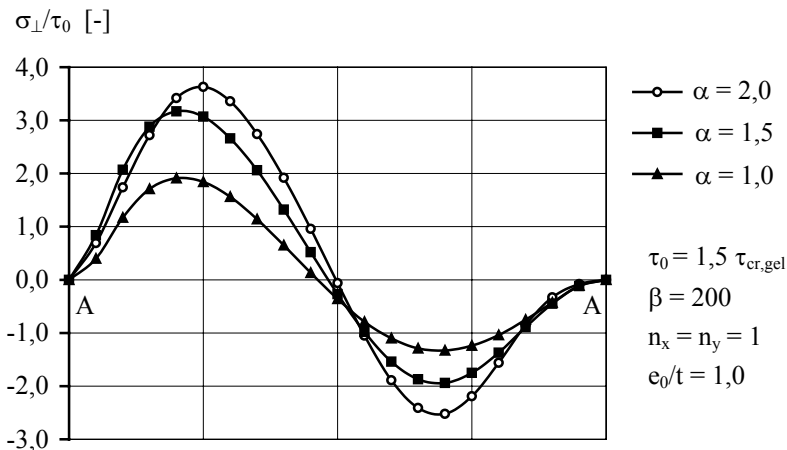
Schlankheit

Das Stegattenen ist ein Phänomen, das entscheidend von der Ausnutzung der überkritischen Tragreserven abhängig ist. Entsprechend hat die Schlankheit des Stegbleches $\beta = b/t$ einen maßgebenden Einfluß. Bild 3-8 zeigt beispielhaft den Verlauf der sekundären Biegespannungen σ_{\perp} entlang des oberen Beulfeldrandes A-A für vier unterschiedliche Schlankheiten $\beta = 100, 150, 200$ und 250 . Es sind die Ergebnisse der sekundären Biegespannungen bezogen auf die einwirkende Schubbeanspruchung von $\tau_0 = 1,5 \cdot \tau_{cr, gel}$ dargestellt.

Bild 3-8: Einfluß der Schlankheit β auf die Größe der sekundären Biegespannungen

Seitenverhältnis

Aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten sind Konstruktionen mit nur wenig aussteifenden Elementen vorteilhaft, da durch den Verzicht auf Steifen bei der Herstellung Lohnkosten gespart werden können. Unausgesteifte Konstruktionen erfahren bei statischer Beanspruchung größere Verformungen. Entsprechend sind Stegbleche mit großem Seitenverhältnis $\alpha = a/b$ stärker dem Stegatmen ausgesetzt. Bild 3-9 zeigt exemplarisch den Einfluß des Seitenverhältnisses auf die Größe und den Verlauf der sekundären Biegespannungen für $\alpha = 1,0, 1,5$ und $2,0$. Dargestellt sind wiederum die Ergebnisse der sekundären Biegespannungen entlang des oberen Beulfeldrandes A-A bei konstanter Schubbeanspruchung bezogen auf τ_0 . Für die getroffenen Annahmen ergeben sich erwartungsgemäß für das Seitenverhältnis $\alpha = 2,0$ die größten sekundären Biegespannungen.

Bild 3-9: Einfluß des Seitenverhältnisses α auf die Größe der sekundären Biegespannungen

3.2.3.3 Steifigkeit der Randelemente

Der Einfluß der Steifigkeit der Randelemente wurde ausführlich von SPIEGELHALDER [74] untersucht. Dabei wurden die Dehnsteifigkeit und die Torsionssteifigkeit als wichtige Parameter mit großem Einfluß auf die sekundären Biegespannungen identifiziert.

3.2.3.4 Vorverformungen

Allgemeines

Die Größe und der Verlauf der sekundären Biegespannungen werden maßgebend durch die Vorverformung der Stegbleche bestimmt [64], [74]. Vorverformungen lassen sich zweckmäßig durch Form und Größe bzw. Stich e_0 beschreiben, vgl. Bild 3-10.

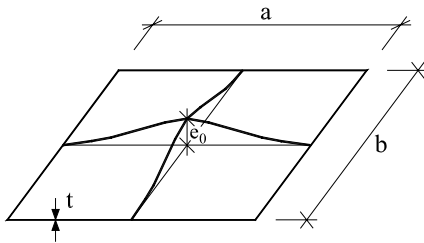


Bild 3-10: Vorverformung und Stich e_0

Ursache der Vorverformungen

Geometrisch meßbare Vorverformungen entstehen bei plattenartigen Bauteilen vornehmlich durch den Herstellungs- und Fertigungsprozeß. Die Vorverformungen ergeben sich dabei aus der Summe der beim Walzen und Schneiden der Bleche hervorgerufenen Ebenheitsabweichungen sowie bei Schweißkonstruktionen durch den vorhandenen Eigenspannungszustand und dem daraus resultierten Schweißverzug.

Grenzwerte für Fertigungstoleranzen in Normen

Nach der gegenwärtigen Normungssituation sind die Herstellungstoleranzen für plattenartige Bauteile im Brückenbau in Eurocode 3, Teil 2 [13] geregelt, die mit den Regelungen nach DIN 18800, Teil 3 [1] identisch sind. Tabelle 3-2 enthält die Höchstwerte e_0 für unvermeidbare Herstellungsungenauigkeiten unverteilter Beulfelder in Abhängigkeit der Beulfeldlänge a und der Breite b .

Tabelle 3-2: Höchstwerte e_0 für unvermeidbare Herstellungsungenauigkeiten unverteilter Beulfelder nach Eurocode 3, Teil 2 bzw. DIN 18800, Teil 3

Unverteilter Beulfelder	<p>Das Diagramm zeigt ein rechteckiges Beulfeld mit der Länge a und der Breite b. Die Meßlänge l_m ist die Länge des Bereichs, in dem die Vorverformung gemessen wird. Die Vorverformung ist als ein wellenförmiges Profil dargestellt, das sich über die Meßlänge l_m erstreckt. Der maximale Abstand der vorverformten Platte zum angelegten Meßlineal ist als e_0 bezeichnet.</p>	$e_0 = \frac{l_m}{250}$ $l_m = a \quad \text{für } a \leq 2b$ $l_m = 2b \quad \text{für } a > 2b$
----------------------------	---	---

Die Größe der Vorverformung ist an die Meßlänge l_m gebunden. Die Meßlänge wiederum ergibt sich durch Anlegen eines Meßlineals in der Ebene der vorverformten Platte. Als Höchstwert der Vorverformung wird der maximale Abstand der vorverformten Platte zum angelegten Meßlineal definiert [111]. Liegt eine in Längsrichtung hauptsächlich einwellige Verformungsfigur vor, wie sie bei Platten mit geringem Seitenverhältnis α zu erwarten ist, so ist die Meßlänge gleich der Plattenlänge a und der Höchstwert e_0 beschreibt den Stich der auftretenden Halbwelle, vgl. Bild 3-11 a). Bei Blechen mit größerem Seitenverhältnis ist die

Vorverformungsfigur in Längsrichtung in der Regel mehrwellig. Die Meßlänge definiert den Abstand zwischen den zwei benachbarten Hochpunkten. Der Höchstwert e_0 der Vorverformung ist in diesem Fall deutlich größer als der Stich der Halbwellen, siehe Bild 3-11 b) und c).

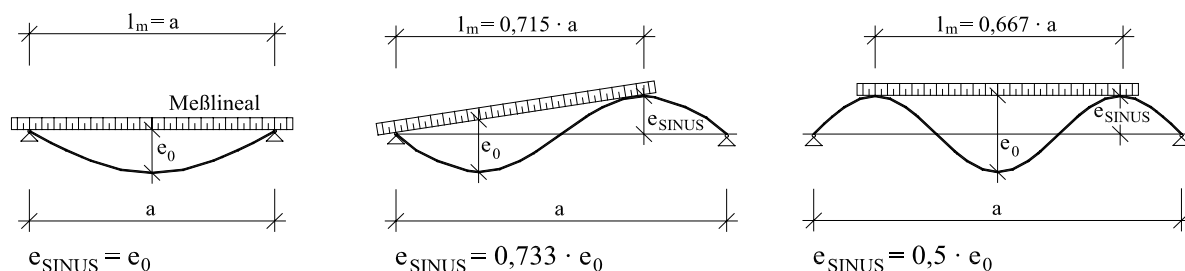


Bild 3-11: Meßlänge l_m , Größe der Vorverformung e_0 bei ein- und mehrwelliger Vorverformungsfigur

Diese Herstellungstoleranzen entstanden vor allem mit Rücksicht auf die werkseitige Qualitätskontrolle. Die Einhaltung der Herstellungstoleranzen kann so im Werk oder auf der Baustelle durch Anlegen eines Meßlineals schnell und einfach kontrolliert werden. Durch diese Regelung wird außerdem der Tatsache Rechnung getragen, daß statistisch gesehen die Vorverformungsform (Anzahl der Beulen) mit der Größe bzw. dem Stich korreliert. Das heißt, mehrwellige Vorverformungen besitzen in der Regel geringere Amplituden als einwellige Vorverformungen. Wenngleich hierzu keine Meßergebnisse vorliegen, erscheint dieser Ansatz sinnvoll.

Bei Überschreitung gemessener Vorverformungen besteht die Möglichkeit durch Warmrichten, die Größe der Vorverformung zu reduzieren.

Als nachteilig bei der angegebenen Form der Herstellungstoleranzen wird die Tatsache angesehen, daß durch Bezug der Vorverformung nur auf die Meßlänge, der Einfluß der Schlankheit nicht ausreichend berücksichtigt wird [116], [118], [119]. Bei konstanter Plattenbreite b ergeben sich dadurch die gleichen Herstellungstoleranzen unabhängig von der Plattendicke t und der Schlankheit $\beta = b/t$. Als Folge sind die Anforderungen besonders bei schlanken Platten sehr hoch und können häufig nicht eingehalten werden. Um diesem Umstand Rechnung zu tragen, wurden verschiedene Vorschläge entwickelt, die in [120] dargestellt sind.

Gemessene Vorverformungen

In der Literatur liegen zahlreiche Meßergebnisse über Ebenheitsabweichungen geschweißter Stahlkonstruktionen vor. Die Meßergebnisse stammen aus den Bereichen Brückenbau [114], [121]-[123], Hochbau [118], [120] und Schiffbau [112], [115]. Weiterhin gibt es zahlreiche Meßergebnisse von Versuchskörpern, die zusammenfassend in [74] dokumentiert sind.

Eine gemeinsame Auswertung sämtlicher Meßergebnisse ist schwierig, da teilweise Werte vorliegen, die unmittelbar nach der Fertigung im Werk gemessen wurden [121], dagegen andere Werte aus Messungen an bestehenden Brücken unter Verkehrsbelastung stammen [122], [123]. Hinzu kommt, daß aufgrund unterschiedlicher Meßverfahren sowie teilweise lückenhafter Darstellung ein Vergleich nur schwer möglich ist. Deshalb wird im Folgenden eine vereinfachte Betrachtungsweise gewählt, die sich lediglich auf das Verhältnis der Vorverformung zur Beulfeldbreite e_0/b beschränkt, wie es auch in zahlreichen Anforderungen der Normen geregelt ist.

Tabelle 3-3 enthält unterteilt für die Bereiche Brückenbau, Hochbau, Schiffbau und Versuchskörper eine Zusammenstellung von Meßwerten der Vorverformungen an versteiften und unversteiften Blechen. Hierbei ist die Anzahl der Meßwerte, die Plattendicke, der Mittelwert und die 95%-Fraktile des Verhältnisses e_0/b dargestellt. Für die Auswertung der Ergebnisse von Versuchskörpern wurden nur diejenigen mit einer Stegdicke von $t \geq 6$ mm herangezogen.

Tabelle 3-3: Zusammenstellung gemessener Vorverformungen

	Literatur	Anzahl Meßwerte	Plattendicke t [mm]	e_0/b	
				Mittelwert	95%-Fraktile
Brückenbau	Hohlkastenbrücke [121]	166	12-32	1/518	1/315
	Plattenbalkenbrücke [121]	1462	12-50	1/724	1/241
	CHATTERJEE [122]	5884	-	-	1/275
	LEBEK [123]	2022	10-18	1/207	1/106
	FISCHER et al. [114]	413	8-35	1/573	1/158
Hochbau	BRAHAM et al. [120]	347	-	1/479	1/82
	SCHMIDT [118]	377	12-50	1/386	1/175
Schiffbau	CARLSEN [112]	156	7-15	1/126-1/245	1/86-1/140
	ANTONIOU [115]	≈ 780	13,5-17	1/225-1/318	1/125-1/201
Versuch	SPIEGELHALDER [74]	43	≥ 6 mm	1/361	1/92

Die einzelnen Ergebnisse weisen eine sehr große Streuung auf. Gemessen an der 95%-Fraktile können die in den Regelwerken enthaltenen Herstellungstoleranzen von $b/250$ nur von den Meßergebnissen in [121] und [122] eingehalten werden. Vor allem die Ergebnisse aus dem Hochbau in [120] und der Versuchskörper in [74] liegen deutlich über den zulässigen Herstellungstoleranzen.

Bild 3-12 zeigt ergänzend eine weitere, graphische Auswertung der Meßergebnisse aus [74], [112], [114] und [120]. Die Ergebnisse sind in Abhängigkeit der Schlankheit β aufgetragen. Die Größe der Vorverformung ist auf der Ordinate bezogen auf die Blechdicke als e_0/t dargestellt. Durch mathematische Umformung der Herstellungstoleranzen in Tabelle 3-2, Gleichung (3-4) lassen sich diese ebenfalls in Form einer Geradengleichung (3-5) in Abhängigkeit der Schlankheit darstellen.

$$e_0 = \frac{a}{250} = \frac{1}{250} \cdot \alpha \cdot b \quad \text{für } a \leq 2b \quad (3-4)$$

$$\frac{e_0}{t} = \frac{1}{250} \cdot \alpha \cdot \frac{b}{t} = \frac{1}{250} \cdot \alpha \cdot \beta \quad (3-5)$$

Bild 3-12 verdeutlicht graphisch die sehr große Streuung der in Tabelle 3-3 enthaltenen Meßergebnisse. Der Maximalwert der geforderten Herstellungstoleranzen $e_0/t = 1/250 \cdot \alpha \cdot \beta$ beschreibt vielmehr den Mittelwert der Meßergebnisse. Die charakteristischen Werte unter Annahme der 95%-Fraktile lassen sich näherungsweise durch den Ansatz $e_0/t = 1/100 \cdot \alpha \cdot \beta$ darstellen.

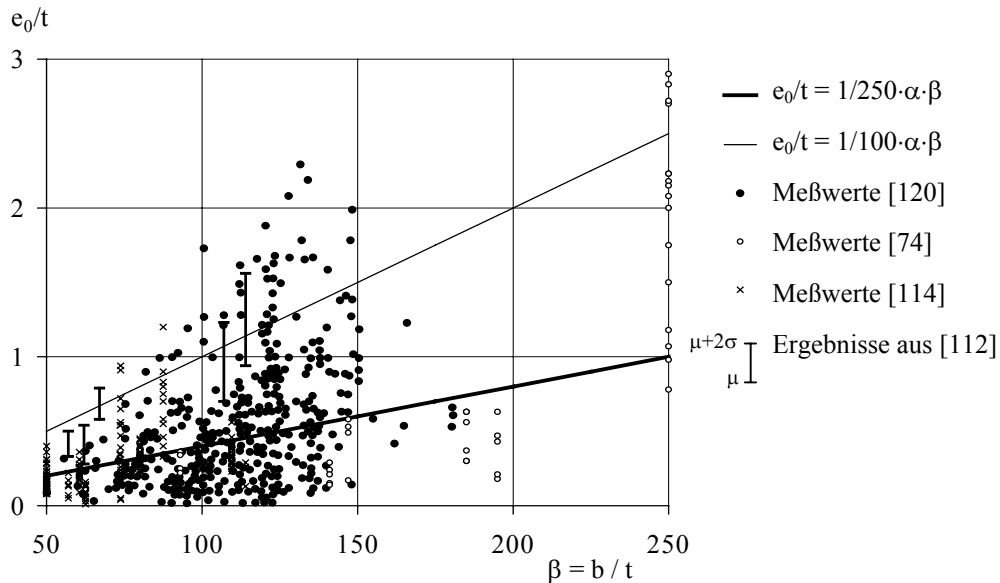


Bild 3-12: Meßwerte und Grenzwerte der Vorverformung e_0/t in Abhängigkeit der Schlankheit β

Weiterhin ist zu erwähnen, daß mit Ausnahme der Meßergebnisse aus dem Bereich der Versuchskörper bisher lediglich der baupraktisch relevante Schlankheitsbereich von $\beta = 50-150$ erfaßt wird. Eine Übertragung der Ergebnisse auf höhere Schlankheiten, wie es beim Stegatten der Fall ist, ist aufgrund der überproportionalen Zunahme der Vorverformungen mit der Schlankheit nicht ohne weiteres möglich. Hier stellen die Meßergebnisse der Versuchskörper eher einen Anhaltswert für die Größe der Vorverformung dar, indem sie den Schlankheitsbereich von $\beta = 100-350$ abdecken.

Einfluß der Größe der Vorverformung

Der Einfluß der Größe der Vorverformungen ist beispielhaft für eine quadratische Platte unter reiner Schubbeanspruchung in Bild 3-13 dargestellt. Es liegt eine einwellige, sinusförmige Vorverformungsform zugrunde. Der Verlauf der sekundären Biegespannungen ist für $e_0/t = 0,5, 1,0$ und $2,0$ am oberen Beulfeldrand A-A aufgetragen. Mit zunehmender Vorverformung wächst die Verformung des Stegblechs aus der Ebene und damit unmittelbar die Größe der Spannungen.

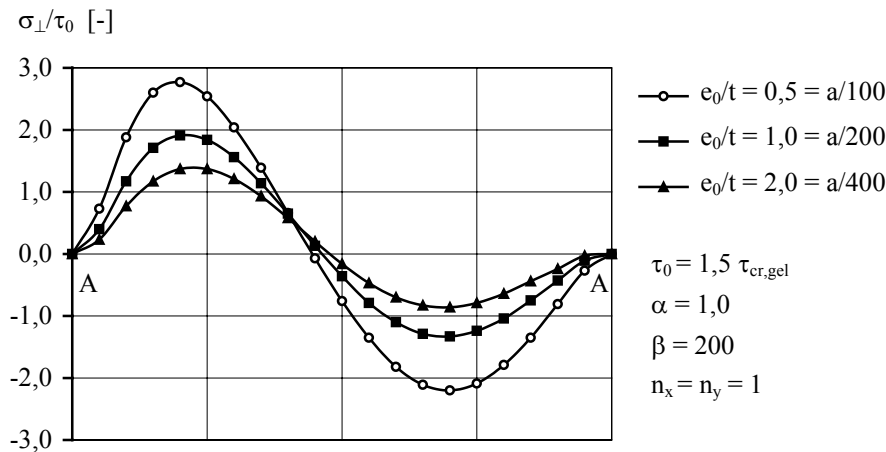


Bild 3-13: Einfluß der Größe der Vorverformung e_0/t auf die sekundären Biegespannungen

Einfluß der Vorverformungsform

Bild 3-14 zeigt den Verlauf und die Größe der sekundären Biegespannungen entlang dem oberen Beulfeldrand A-A für vier unterschiedliche Vorverformungsformen. Erwartungsgemäß ergeben sich für den zur Beulfigur affinen Verlauf die größten Spannungen, dabei sind jedoch die Werte für den Ansatz von $n_x = 2, n_y = 1$ nur geringfügig kleiner. Beim Vergleich der Kurven wird auch deutlich, daß der Verlauf der Spannungen sehr stark vom Ansatz der Vorverformungsform abhängt.

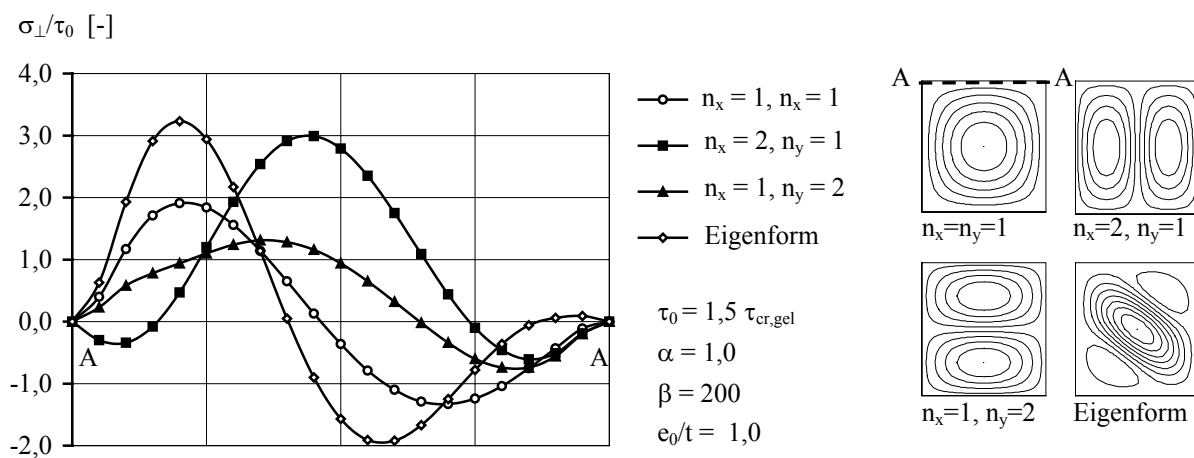


Bild 3-14: Einfluß der Vorverformungsform n_x und n_y auf die sekundären Biegespannungen

3.2.3.5 Beanspruchung

In den bisherigen Untersuchungen zum Stegmatmen wurden fast ausschließlich die Beanspruchungen reine Querkraft und reine Biegung untersucht. SPIEGELHALDER [74] hat in ihrer Arbeit als erste die kombinierte Wirkung aus Biegung und Querkraft untersucht. Sowohl die theoretischen Untersuchungen als auch die experimentellen Ergebnisse haben gezeigt, daß die kombinierte Beanspruchung aus Querkraft und Biegung kritischer für das Ermüdungsversagen infolge Stegmatmen ist. In [67] sind Untersuchungen für den Zustand der reinen Normalkraftbeanspruchung dokumentiert.

Bei Stegblechen von realen Brückenträgern treten verschiedene Beanspruchungskombinationen auf.

In der Regel findet eine Kombination aus folgenden Grundbeanspruchungen statt:

- Querkraft,
- Biegung,
- Normalkraft und
- Einzelkraft.

Der Verlauf und die Größe der sekundären Biegespannungen entlang der Beulfeldränder sind in erster Linie von den Verformungen aus der Stegblechebene abhängig. Diese Verformungen ergeben sich in Abhängigkeit der vorhandenen Beanspruchung und orientieren sich vornehmlich an der linear-elastischen Beulfigur. Bild 3-15 zeigt am Beispiel einer quadratischen Platte für die unterschiedlichen Grundbeanspruchungen die Verformungen aus der Stegblechebene und den dazugehörigen Verlauf der sekundären Biegespannungen σ_{\perp}/σ_0 entlang des oberen Beulfeldrandes. Die Größe der Belastung beträgt jeweils das 1,5-fache der linear-elastischen Beulspannung $\sigma_{cr, gel}$ bzw. $\tau_{cr, gel}$ unter der Annahme gelenkiger Lagerung. Die Vorverformung wurde zu $e_0/t = 1,0$ und $n_x = n_y = 1$ gewählt. Die Schlankheit beträgt $\beta = 200$.

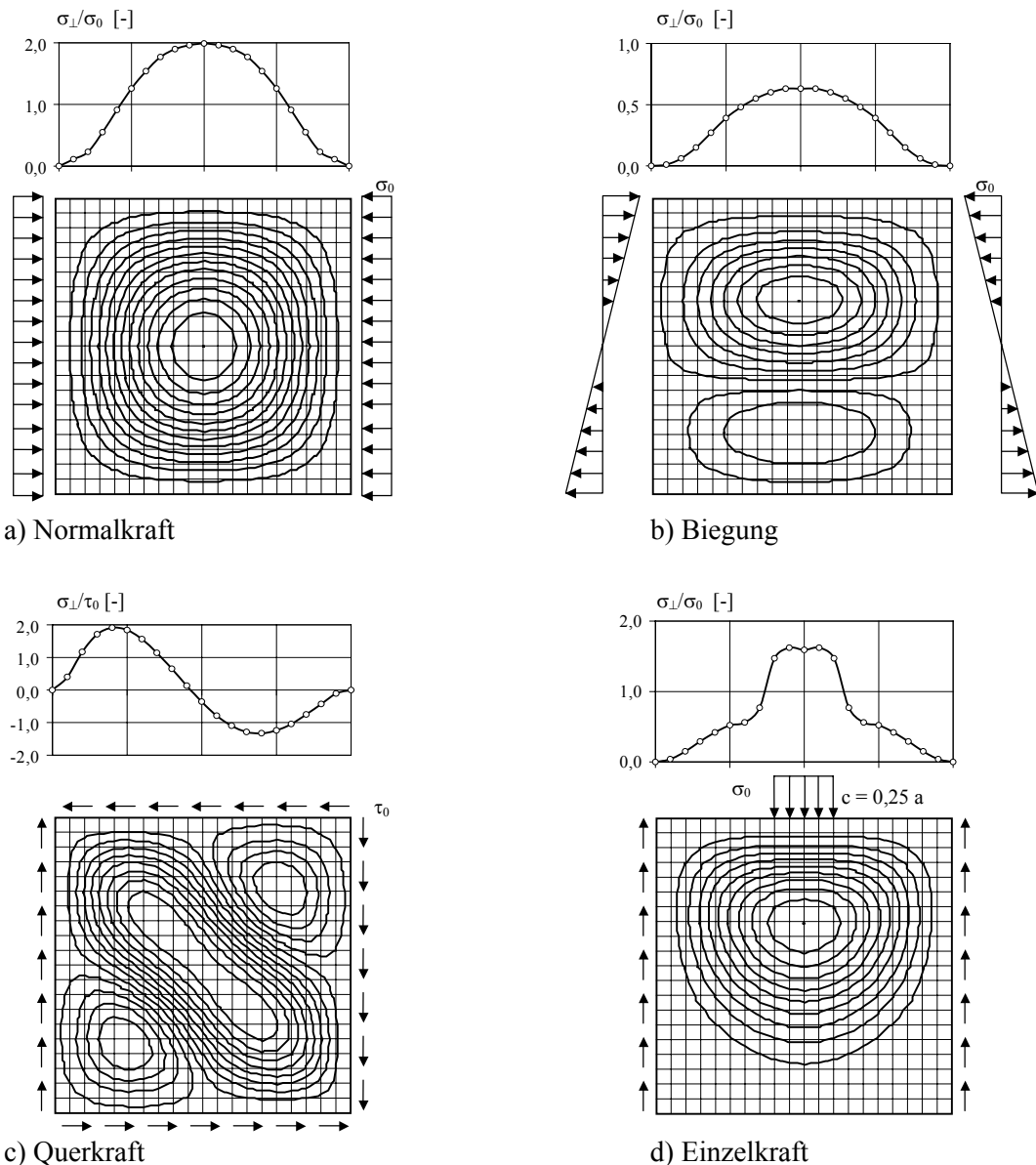


Bild 3-15: Verformungsfigur und sek. Biegespannungen in Abhängigkeit der Beanspruchungsart

Mit Ausnahme der Biegebeanspruchung sind in allen Fällen die sekundären Biegespannungen σ_{\perp} größer als die primären Beanspruchungen aus σ_0 bzw. τ_0 ($\sigma_{\perp}/\sigma_0 > 1,0$). Bei der Normalkraft- und Schubbeanspruchung sind die sekundären Biegespannungen im Vergleich zur primären Spannung nahezu doppelt so groß. Die Ursache hierfür wird am Beispiel der Verformungsfiguren und den dazugehörigen Höhenlinien klar. Bei Normalkraft- und Schubbeanspruchung ergeben sich an den Beulfeldrändern deutlich größere Gradienten der Verformungsfigur, die als Maß für die Größe der sekundären Biegespannungen zu betrachten sind. In Bild 3-15 d) ist der bisher in der Literatur noch nicht untersuchte Fall der konzentrierten Lasteinleitung durch den Trägerflansch, z.B. infolge von Radlasten dargestellt. Auch hier sind sekundären Biegespannungen um den Faktor $\sigma_{\perp}/\sigma_0 = 1,6$ deutlich größer als die primären Spannungen.

Im Folgenden wird der Einfluß der kombinierten Beanspruchung auf die Größe und den Verlauf der sekundären Biegespannungen an typischen Beanspruchungskombinationen des Brückenbaus aufgezeigt.

Biegung und Querkraft

In Bild 3-16 sind die Stegblechverformungen und der Verlauf der sekundären Biegespannungen für zwei Beispiele der kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Biegung aufgeführt. In Bild 3-16 a) überwiegt die Querkraftbeanspruchung und in Bild 3-16 b) die Biegebeanspruchung. Zum Vergleich sind für beide Fälle die Spannungen aus Bild 3-15 für reine Querkraft- bzw. reine Biegebeanspruchung mitaufgeführt. Es wird deutlich, daß der kombinierte Beanspruchungszustand zu deutlich größeren Spannungen führt. Die Stegverformungen entstehen aus der Überlagerung der Beulen infolge Biegung und Querkraft. Die jeweils dominierende Form ist abhängig von der Größe der einzelnen Beanspruchungskomponenten. Aufgrund der geringen linear-elastischen Schubbeulspannung $\tau_{cr, gel}$ überwiegt in beiden Fällen der Anteil der diagonalen Schubbeule. In Bild 3-16 b) führt dies zu einer deutlichen Veränderung des Spannungsverlaufs.

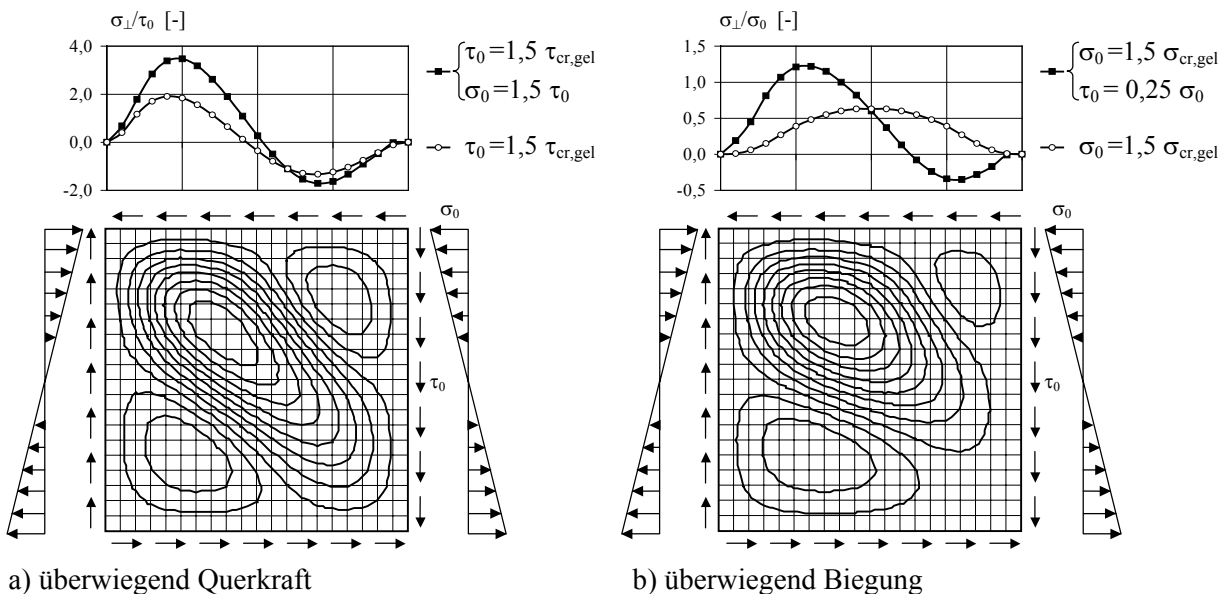


Bild 3-16: Einfluß der kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Biegung auf die Größe der sekundären Biegespannungen, $\alpha = 1,0$, $\beta = 200$, $n_x = n_y = 1$, $e_0/t = 1,0$

Einfluß des Randspannungsverhältnisses

Vor allem bei Verbundbrücken, aber auch bei Stahlbrücken mit orthotroper Fahrbahnplatte ergibt sich sehr häufig eine Schwerpunktsverschiebung zur Fahrbahnplatte. Im positiven Momentenbereich findet dadurch eine Überlagerung von Biegung und Zug statt, während es im negativen Momentenbereich zur Überlagerung von Biegung und Druck kommt. Das Randspannungsverhältnis wird durch den Faktor ψ beschrieben, der aus dem Verhältnis der Randspannungen bezogen auf die größte Druckspannung gebildet wird. Bild 3-17 zeigt den Einfluß des Randspannungsverhältnisses für $\psi = -0,5$ und -2 im Vergleich zu den Ergebnissen für die reine Biegebeanspruchung $\psi = -1$. Die Druckspannung am oberen Stegblechrand wurde konstant zu $\sigma_o = 1,5 \cdot \sigma_{cr, gel}$ ($\psi = -1$) gewählt.

Das Randspannungsverhältnis beschreibt unmittelbar die Größe des druckbeanspruchten Bereichs einer Platte und hat damit, wie die Ergebnisse zeigen, einen sehr großen Einfluß auf die sekundären Biegespannungen. Untersuchungen an den Querrändern führten zu entsprechenden Ergebnissen. Die Ergebnisse verdeutlichen auch, daß für den im Verbundbrückenbau recht häufigen Fall von $\psi = -2$ die Spannungen sehr gering sind.

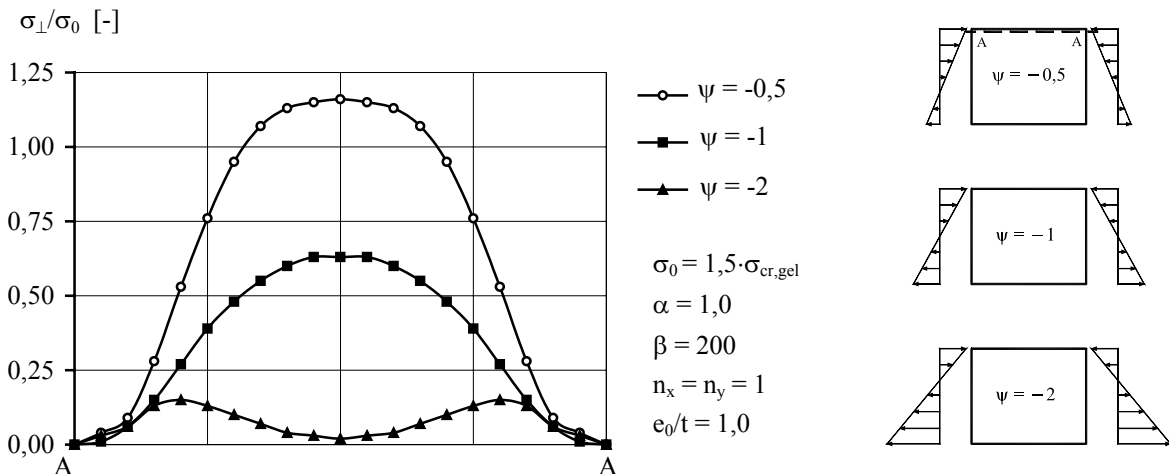


Bild 3-17: Einfluß des Randspannungsverhältnisses ψ auf die Größe der sekundären Biegespannungen

Konzentrierte Einzellasten

Radlast

Der Einfluß der Radlast ist neben ihrer Größe auch von der Radaufstandsfläche abhängig. Bei Verbundbrücken kommt es durch die Betonfahrbahnplatte zu einer relativ großen Lastausstrahlung. Gleiches gilt für Eisenbahnbrücken infolge des Schotterbetts. Als kritisch müssen Stahlbrücken mit orthotroper Fahrbahnplatte eingeschätzt werden, da hier die Radlasteinleitung direkt über den Asphalt und den Obergurt in das Stegblech erfolgt.

Geht man nach Eurocode 3, Teil 2 [13] bei Straßenbrücken von einer mittleren Achslast von $P_A = 120$ kN aus, so ergibt sich die entsprechende Radlast zu 60 kN. Bild 3-18 zeigt den Einfluß der Radlast. Untersucht wurde die Beanspruchung aus reiner Biegung ($\sigma_0 = 1,5 \cdot \sigma_{cr, gel}$) in Kombination mit einer Radlasteinleitung von $P = 60$ kN, bei einer Radaufstandsfläche von $c = 0,25 \cdot a$ und $0,5 \cdot a$. Durch die zusätzlich angreifende Radlast kommt es zu einer Überlagerung der Beulen aus Biegung und konzentrierter Lasteinleitung und damit zu einer Vergrößerung der sekundären Biegespannungen. Im konkreten Fall, bei der Annahme realistischer Radlasten, liegt die Vergrößerung der Spannungen im Bereich von ca. 15-20%.

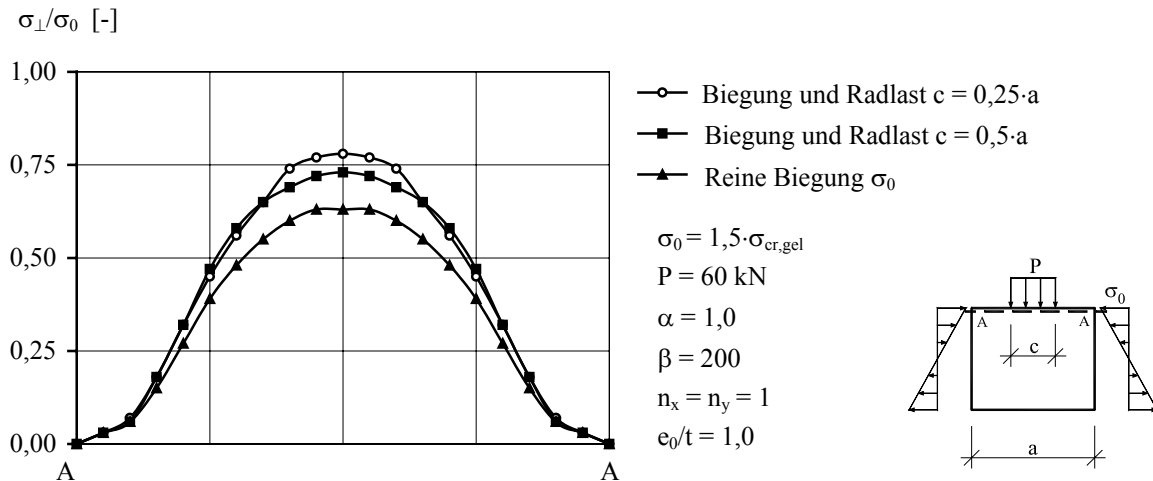


Bild 3-18: Einfluß der konzentrierten Radlasteinleitung auf die Größe der sek. Biegespannungen

Auflagerkraft

Bei Brücken treten konzentriert angreifende Einzellasten nicht nur als Radlasten auf, sondern auch in Form von Auflagerkräften. Im Vergleich zu verteilt angreifenden Schubspannungen wurde die kritische Wirkung dieser Beanspruchung erstmals von SPIEGELHALDER [74] sowohl versuchstechnisch als auch rechnerisch aufgezeigt. Die dabei entstandenen Risse wurden als Typ 5 und Typ 6 bezeichnet vgl. Bild 3-19.

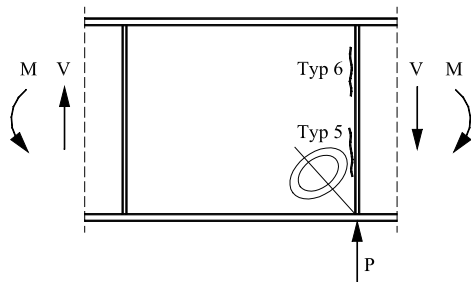


Bild 3-19: Einzelkrafteinleitung im Auflagerbereich von Brücken

Rißtyp 5 entsteht in der Druckzone des Trägers. Die vertikalen Druckspannungen aus der Lastausbreitung zusammen mit den horizontalen Druckspannungen aus dem Biegemoment bewirken zusätzliche Beulverformungen des Steges. Sie führen entlang der Lasteinleitungssteife zu großen sekundären Biegespannungen und zu Rissen. Rißtyp 6 entsteht in der Zugzone des Trägers. Die gemeinsame Wirkung von sekundären Biegespannungen aus der Beulverformung des Steges und den Zugspannungen aus dem Biegemoment führen zu einer Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit und damit zu einer Vergrößerung der Rißgefahr. Versuche von CROCKETTI [78] bestätigen die kritische Wirkung dieser Beanspruchungsart.

Im Brückenbau stellen vor allem die Zwischenaufleger in dieser Hinsicht kritische Bereiche dar, da es an diesen Stellen zu einer Kombination aus planmäßig hoher Biege- und Querkraftbeanspruchung in Form von Einzellasten kommt. Bild 3-20 zeigt einen Vergleich der sekundären Biegespannungen zwischen dem Beanspruchungszustand Einzelkraft und gleichmäßig verteilt angreifenden Schubspannungen. Da sich bei dieser Beanspruchung die vertikalen Beulfeldränder als kritisch erweisen, sind die Spannungen für den rechten Beulfeldrand dargestellt. Die Einzelkrafteinleitung führt zu einer Vergrößerung der Beanspruchung um ca. 10-20%.

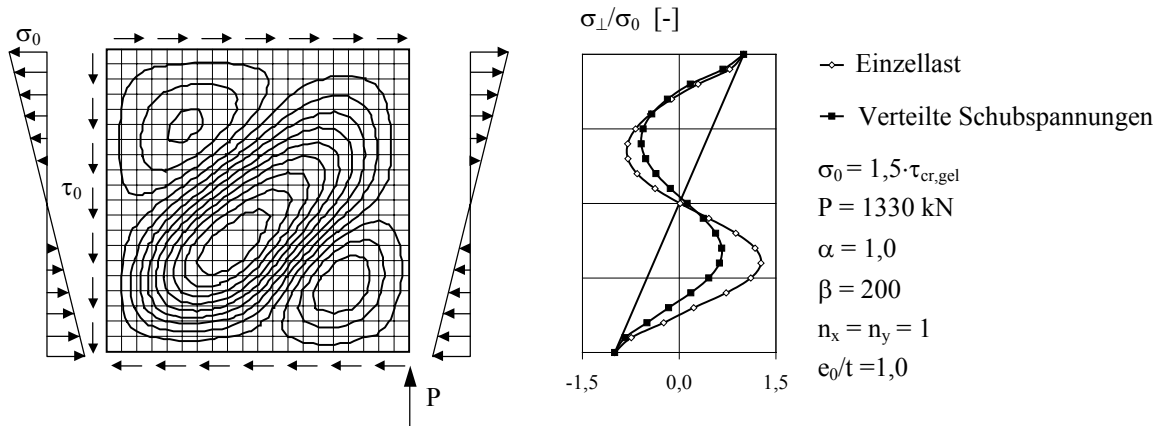


Bild 3-20: Einfluß der Einzelkrafteinleitung auf die Größe der sekundären Biegespannungen

3.2.3.6 Folgerungen

In den vorab beschriebenen Kapiteln konnte gezeigt werden, daß die Größe und der Verlauf der sekundären Biegespannungen von sehr vielen Einflußgrößen abhängig sind. In Ergänzung zu den bisherigen Untersuchungen zum Stegmatmen [26]-[76] bleibt festzuhalten, daß neben Schlankheit, Seitenverhältnis und Vorverformungen der Beanspruchungszustand ebenfalls von maßgebender Bedeutung ist.

3.3 Datenmatrix als Möglichkeit einer Übertragungsfunktion

3.3.1 Allgemeines

Für den Nachweis der Betriebsfestigkeit infolge Stegmatmen ist es erforderlich für jeden Zeitpunkt des Spannungs-Zeit-Verlaufs der vorhandenen primären Beanspruchung aus $\sigma_{0,t}$ und $\tau_{0,t}$ die Größe und den Verlauf der sekundären Biegespannungen entlang des Beulfeldrandes zu ermitteln. Aufgrund der zahlreichen Einflußparameter ist es nahezu unmöglich, unter Berücksichtigung aller maßgebenden Einflußfaktoren, die sekundären Biegespannungen in einer geschlossenen analytischen Form, wie schematisch in Gleichung (3-6) dargestellt, anzugeben:

$$\sigma_{\perp}(s) = f(\alpha, \beta, \sigma_0, \tau_0, \psi, e_0/t, n_x, n_y) \quad (3-6)$$

Analytische Ansätze existieren bisher nur von ROBERTS [48] und DUCHENE [64]. Diese Ansätze beschränken sich jedoch auf den Beanspruchungszustand reine Querkraft oder reine Biegung. Der ungünstigere Einfluß der kombinierten Beanspruchung aus Biegung und Querkraft wird nicht erfaßt. Als Nachteil erweist sich zudem die Tatsache, daß nur der Maximalwert der sekundären Biegespannungen angegeben wird und nicht der Verlauf entlang dem Beulfeldrand. Für den Grenzzustand der Ermüdung ist der Maximalwert jedoch von untergeordneter Bedeutung. Das Ermüdungsversagen ergibt sich an der Stelle mit der maximalen Spannungsdifferenz, diese ist mit den analytischen Ansätzen nicht bestimmbar. Für einen Betriebsfestigkeitsnachweis sind diese analytischen Ansätze daher nur bedingt geeignet.

Infolge der zahlreichen Einflußparameter wird für die eigene Vorgehensweise auf die Entwicklung einer analytischen Beschreibung verzichtet. Im Folgenden wird eine Möglichkeit vorgestellt, bei der die schadigungsrelevanten sekundären Spannungen für den Betriebsfestigkeitsnachweis mit Hilfe einer dreidimensionalen Datenmatrix $M_{i,j,k}$ ermittelt werden.

3.3.2 Aufbau der Datenmatrix

In der Datenmatrix sind die Ergebnisse einer Vielzahl von FE-Berechnungen für verschiedene Parameterkombinationen in Form der sekundären Biegespannungen systematisch zusammengefaßt. Die Datenmatrix besteht aus einem dreidimensionalen Feld $M_{i,j,k}$. Die ersten beiden Indizes i und j beschreiben den Beanspruchungszustand des Beulfeldes durch die primären äußeren Beanspruchungen σ_0 und τ_0 . Der dritte Index k definiert den einzelnen Knoten am Beulfeldrand:

$i = \sigma_0/\sigma_E$ ($i = 0, 4, \dots, 60$) primäre Beanspruchung durch Biegung σ_0

$j = \tau_0/\sigma_E$ ($j = 0, 2, \dots, 30$) primäre Beanspruchung durch Querkraft τ_0

k ($k = 0, 1, \dots, 60$) Anzahl der Knoten

mit σ_E Eulerspannung

Jedes einzelne Feld der angegebenen Matrix beinhaltet so für den jeweiligen Knoten k , als Ergebnis einer FE-Berechnung, die sekundäre Biegespannung $\sigma_{\perp,k}$ für eine bestimmte Beanspruchung σ_0 und τ_0 aus Biegung und Querkraft. Dadurch ist es möglich, den Verlauf der Spannungen für unterschiedliche Beanspruchungszustände aus Biegung und Querkraft entlang dem Beulfeldrand zu erfassen.

In Bild 3-21 ist die Ermittlung der sekundären Biegespannungen unter Anwendung der Datenmatrix schematisch dargestellt. Ausgehend von einem beliebigen Zeitpunkt t des Spannungs-Zeit-Verlaufs mit den Einwirkungen $\sigma_{0,t}$ und $\tau_{0,t}$ erfolgt über die Indizes i und j der Zugriff auf ein Feld der Datenmatrix. In diesem Feld wiederum sind, beschrieben durch den Index k , die Werte der sekundären Biegespannung $\sigma_{\perp,i,j,k}$ am Knoten k des Beulfeldrandes enthalten. Durch sukzessives Abarbeiten des Spannungs-Zeit-Verlaufs der Einwirkungen kann dadurch der zeitliche Verlauf der Beanspruchung $\sigma_{\perp,k,t}$ für jeden Knoten ermittelt werden. Dieses Vorgehen bildet die Grundlage für die in Kapitel 5 beschriebene Schädigungsberechnung. Die programmtechnische Umsetzung dieses Verfahrens erfolgte durch das Programmsystem ÜBERTRAGUNGSFUNKTION.

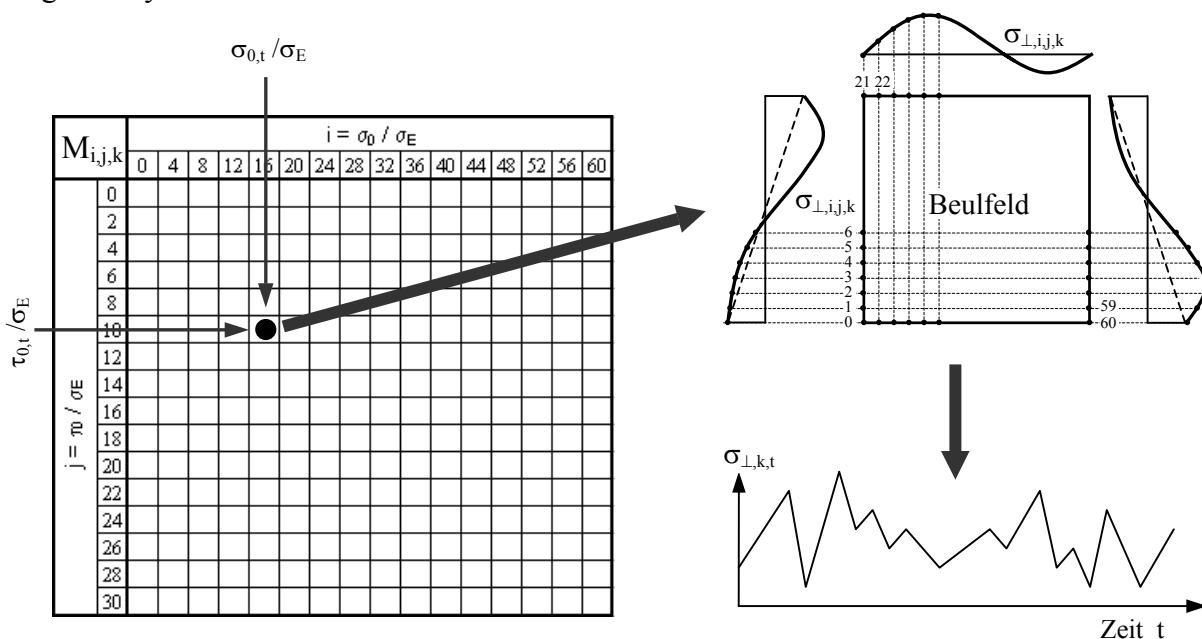


Bild 3-21: Aufbau der Datenmatrix $M_{i,j,k}$ und Ermittlung der sekundären Biegespannungen

Die Betrachtungen beinhalten die Spannungen an den beiden vertikalen Beulfeldränder links und rechts sowie an dem oberen horizontalen Beulfeldrand. Der untere horizontale Beulfeldrand wird aufgrund der geringeren Reißgefahr durch die vorliegende Zugbeanspruchung nicht berücksichtigt. Entsprechend der FE-Modellierung mit 20x20 Elementen ergeben sich dadurch insgesamt 60 Knoten und 60 Werte der sekundären Biegespannungen für je einen Beanspruchungszustand. Die insgesamt 16x16 Beanspruchungszustände führen so zu einer Gesamtzahl von 15.360 Werten je Datenmatrix.

Durch den Bezug der einwirkenden Spannungen σ_0 und τ_0 als auch der sekundären Spannungen σ_{\perp} auf die Eulerspannung σ_E sind die Ergebnisse in der Datenmatrix bei sonst gleichen Bedingungen von der absoluten Stegblechschlankheit β unabhängig.

Die Abstufung der Beanspruchung beschrieben durch die Schrittweite der Indizes i und j wurde nach Voruntersuchungen festgelegt. Innerhalb der Felder der Datenmatrix wird linear interpoliert. Vergleichsberechnungen ergaben nur geringfügige Abweichungen unter 5%.

3.3.3 Wahl der Parameter

3.3.3.1 Allgemeines

Der Inhalt einer Datenmatrix ist von folgenden Parametern abhängig:

- Seitenverhältnis α
- Größe der Vorverformung e_0/t
- Form der Vorverformung n_x und n_y
- Randspannungsverhältnis der Biegespannung ψ

Durch die Berechnung verschiedener Datenmatrizen unter Variation der oben genannten Parameter ist es möglich, die zahlreichen Einflußfaktoren zu erfassen. Gleichzeitig ist die für den Betriebsfestigkeitsnachweis erforderliche hohe Genauigkeit der Spannungen gegeben. Die einzelnen Parameter werden wie folgt variiert:

Tabelle 3-4: Variation der Parameter

Seitenverhältnis α	Vorverformung		Randspannungsverhältnis ψ
	n_x, n_y	e_0/t	
1,0	1, 1	0,5	-0,5
	1, 2		
	2, 1		
1,5	1, 1	1,5	-1,0
	2, 1		
2,0	1, 1	2,0	-2,0
	2, 1	2,5	
	3, 1		

3.3.3.2 Seitenverhältnis

Aus wirtschaftlichen Gründen tendiert man im Stahlbrückenbau zu immer weniger aussteifenden Elementen. In Bezug auf das Seitenverhältnis α bedeutet dies ein Trend hin zu größeren Werten. Deshalb werden die Seitenverhältnisse $\alpha = 1,0, 1,5$ und $2,0$ untersucht.

3.3.3.3 Größe des Stichs der Vorverformung

Um der zunehmenden Vorverformung mit wachsender Schlankheit Rechnung zu tragen, werden die zwei in Bild 3-22 dargestellten treppenförmigen Verläufe der Vorverformung gewählt. Dabei orientiert sich der Ansatz mit $e_0/t \cong 1/250 \cdot \alpha \cdot \beta$ an den Anforderungen der Herstellungstoleranzen der Normung. Als Ergebnis der in Abschnitt 3.2.3.4 vorgenommenen Auswertung von Meßergebnissen soll durch einen zusätzlichen Ansatz von $e_0/t \cong 1/100 \cdot \alpha \cdot \beta$ vor allem das tatsächliche Auftreten von größeren Vorverformungen speziell im hochschlanken Bereich berücksichtigt werden. Es ergeben sich dadurch fünf Größen der Vorverformung $e_0/t = 0,5 ; 1,0 ; 1,5 ; 2,0$ und $2,5$.

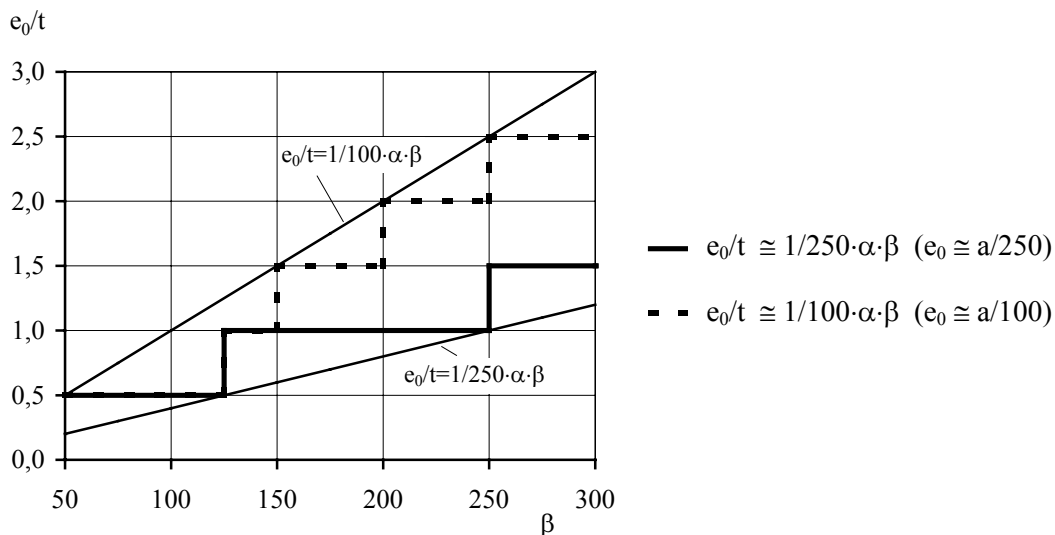


Bild 3-22: Ansatz der Größe der Vorverformung e_0/t in Abhängigkeit der Schlankheit β

3.3.3.4 Form der Vorverformung

Die größten sekundären Biegespannungen ergeben sich bei einem zur Eigenbeulform affinen Verlauf der Vorverformung. Während bei reiner Biege- oder Schubbeanspruchung die Eigenformen stets identisch sind, ergeben sich bei kombinierten Beanspruchungen je nach Betrag der einzelnen Anteile unterschiedliche Eigenformen. Der Einfachheit halber basieren Berechnungsmodelle deshalb häufig auf einem sinus- oder cosinusförmigen Vorverformungsansatz mit ein oder mehreren Halbwellen. In Anlehnung an [74] werden in Abhängigkeit des Seitenverhältnisses α die in Bild 3-23 dargestellten Beulmuster der Vorverformungen untersucht.

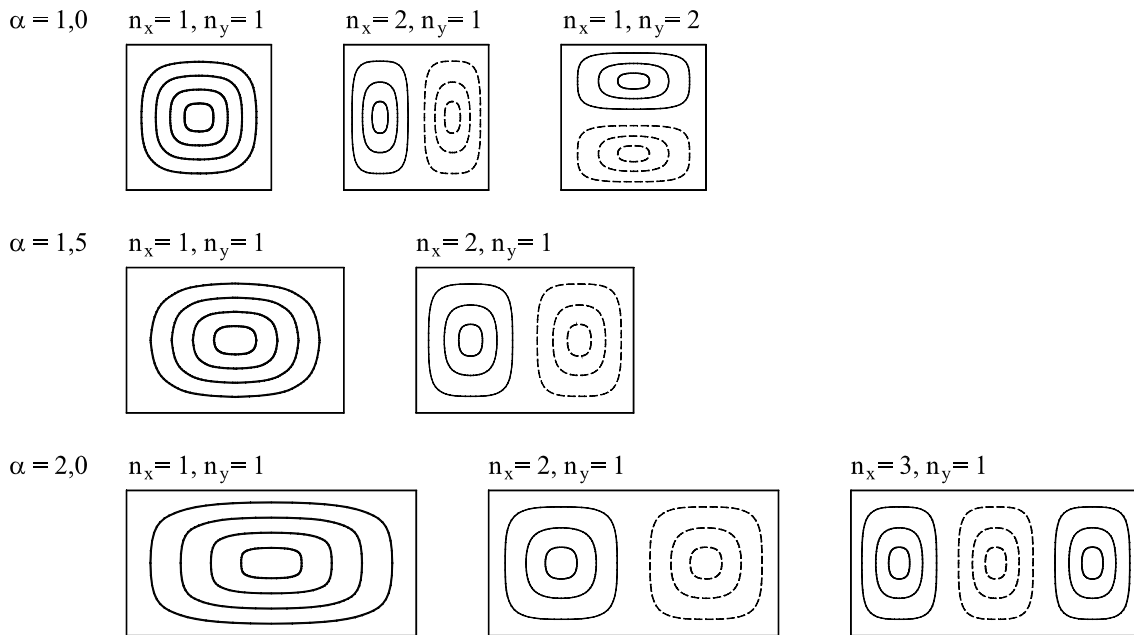
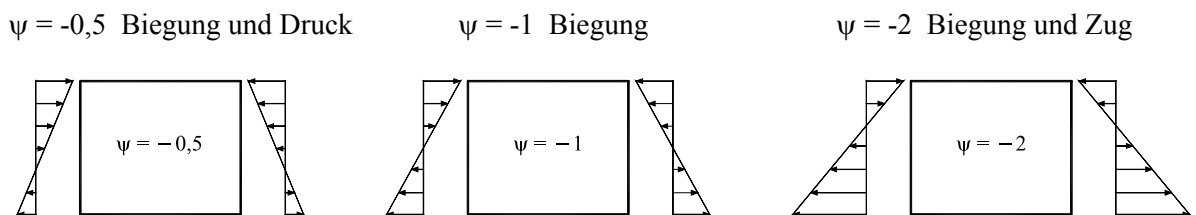


Bild 3-23: Variation der Vorverformungen

3.3.3.5 Randspannungsverhältnis

Sowohl bei Verbundbrücken als auch bei Stahlbrücken kommt es im Feldbereich zu einer Verschiebung der Spannungsnulllinie in Richtung des druckbeanspruchten Randes ($\psi < -1$). Im Hinblick auf das Stegatmen wirkt sich dies günstig aus, siehe Bild 3-17. Im Stützbereich von Durchlaufträgern findet dagegen teilweise eine Verschiebung der Nulllinie in Richtung des Zuggurtes statt ($\psi > -1$), mit entsprechend negativem Einfluß. Vom Zustand der reinen Biegung abweichende Beanspruchungen können sich aber auch infolge unterschiedlicher Brückensysteme (Bogenbrücken, Schrägkabelbrücken, etc.) ergeben. Aus diesem Grund wurden vereinfachend die in Bild 3-24 dargestellten Randspannungsverhältnisse untersucht.

Bild 3-24: Variation der Randspannungsverhältnisse ψ

3.3.4 Besonderheit von sich bewegenden Lasten

3.3.4.1 Allgemeines

Bei der Überfahrt von Fahrzeugen über Brücken kann es, bedingt durch den Verlauf der Einflußlinie, zu einem Vorzeichenwechsel und damit zu einer Richtungsänderung der Beanspruchung kommen. Die Richtungsänderung ist dabei nicht nur vom Verlauf der Einflußlinie abhängig, sondern wird auch durch die Größe der Beanspruchung im Eigengewichtszustand bestimmt. Richtungswechsel treten deshalb nur an Stellen auf, bei denen die Beanspruchung aus Eigengewicht nahezu Null ist, d.h. an sogenannten Momenten- und Querkraftnullpunkten.

Bei reiner Querkraftbeanspruchung führt die Änderung der Beanspruchungsrichtung zu einem Richtungswechsel der Zugdiagonalen, vgl. Bild 3-25. Dadurch ändert sich der Verlauf der sekundären Biegespannungen entscheidend, mit entsprechend großem Einfluß auf den Ermüdungsnachweis. Im dargestellten Beispiel führt dies annähernd zu einer Verdoppelung der Spannungsdifferenz. Ein Vorzeichen- und damit ein Richtungswechsel der Beanspruchung sollte deshalb bei der Bestimmung der sekundären Biegespannungen berücksichtigt werden.

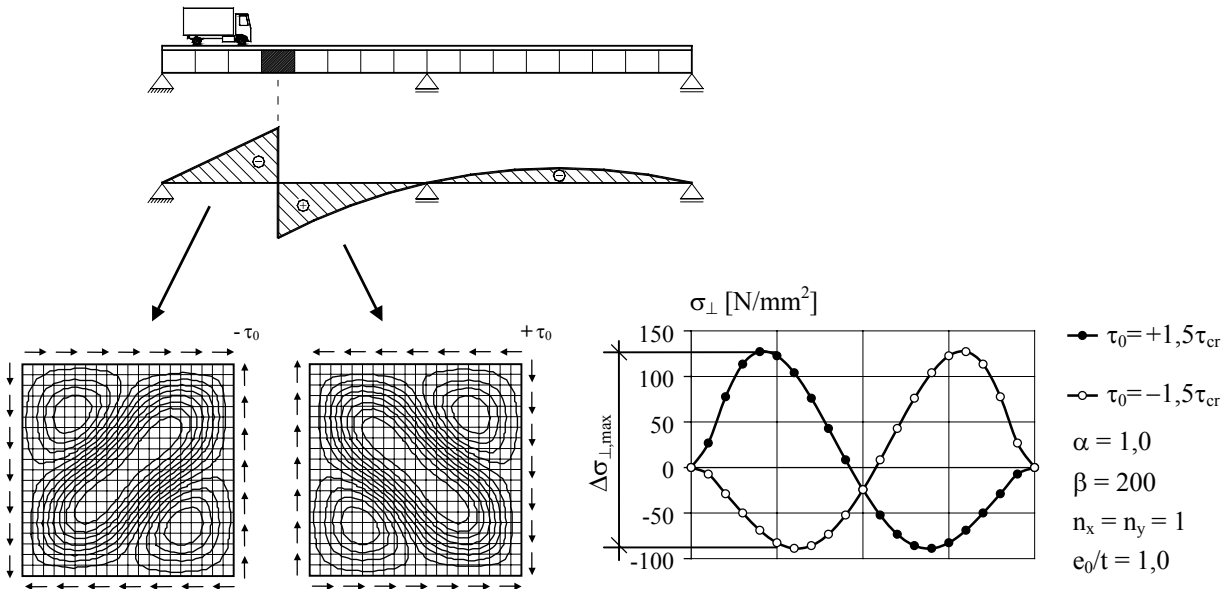


Bild 3-25: Einflußlinie und Richtungswechsel der Zugdiagonalen

Untersuchungen haben ergeben, daß ein Richtungswechsel der Querkraft und damit der Zugdiagonalen nur in Bereichen mit geringer Querkraftbeanspruchung infolge Eigengewicht stattfindet (Querkraftnullpunkt).

3.3.4.2 Berücksichtigung von Richtungswechseln der Beanspruchung

Durch den vereinfachten sinusförmigen Ansatz der Vorverformungen ergeben sich bei Richtungsänderungen der Beanspruchung zueinander symmetrische Verläufe der sekundären Biegespannungen. Bei einem Richtungswechsel sind die Symmetrieeigenschaften der sekundären Biegespannungen je nach Ansatz der Vorverformungsform und des zu betrachteten Beulfeldrandes unterschiedlich. In Bild 3-26 und 3-27 sind die Ergebnisse der sekundären Biegespannungen bei Richtungswechsel der Querkraft für zwei unterschiedliche Vorverformungsansätze ($n_x = 3, n_y = 1$ und $n_x = 2, n_y = 1$) dargestellt.

Am oberen Beulfeldrand sind bei ein- und dreiwelligen Vorverformungsansätzen die Verläufe bei einem Richtungswechsel der Querkraft zueinander achssymmetrisch, vgl. Bild 3-26, während beim zweiwelligen Vorverformungsansatz eine Punktsymmetrie vorliegt.

Entlang der vertikalen Beulfeldränder ergeben sich bei ein- und dreiwelligen Vorverformungsansätzen bei einem Richtungswechsel die entsprechenden Verläufe der gegenüberliegenden Beulfeldränder. Bei zweiwelligen Vorverformungen liegt zusätzlich eine Achssymmetrie zum Verlauf der Biegenormalspannungen σ_0 vor, vgl. Bild 3-27.

Durch Ausnutzung dieser Symmetrieeigenschaften kann so ein möglicher Vorzeichenwechsel der Beanspruchung durch Änderung der Knotennummer k beim Zugriff auf die Datenmatrix erfaßt werden.

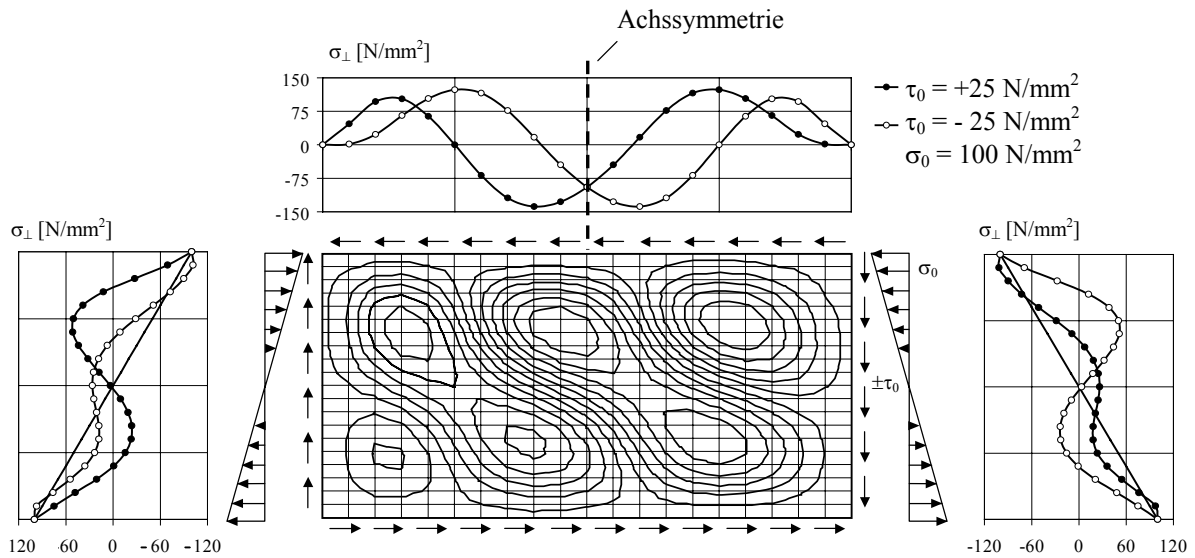


Bild 3-26: Symmetrieverhalten der sekundären Biegespannungen bei Richtungsänderung der Querkraft, dreiwelliges Beulmuster, $\alpha = 2,0$, $\beta = 200$, $n_x = 3$, $n_y = 1$, $e_0/t = 1,0$

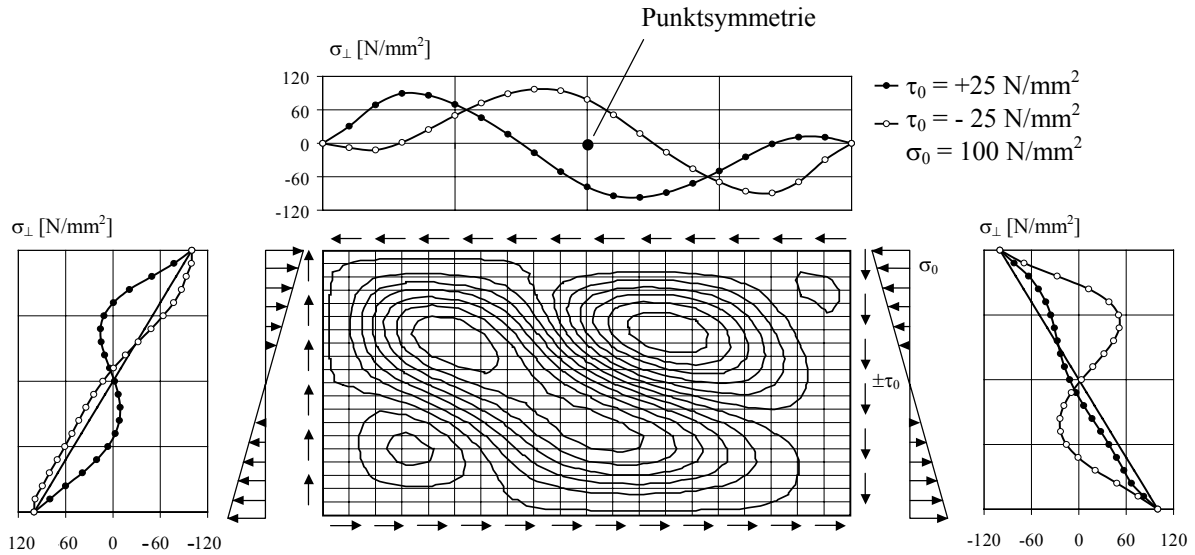


Bild 3-27: Symmetrieverhalten der sekundären Biegespannungen bei Richtungsänderung der Querkraft, zweiwelliges Beulmuster, $\alpha = 2,0$, $\beta = 200$, $n_x = 2$, $n_y = 1$, $e_0/t = 1,0$

4 Ermüdungsfestigkeit

4.1 Allgemeines

Stahlkonstruktionen, die zeitlich veränderlichen Belastungen ausgesetzt sind, müssen gegen Versagen infolge Materialermüdung nachgewiesen werden. Das Ermüdungsversagen äußert sich dabei in Form von Rissen. Der Nachweis der Materialermüdung setzt die Kenntnis der Ermüdungsfestigkeit voraus.

4.2 Grundlagen der Ermüdungsfestigkeit

4.2.1 Lebensdauer

Die Lebensdauer eines Bauteils wird als die Anzahl der Spannungswechsel infolge wiederholter veränderlicher Beanspruchung bis zum Versagen definiert. Im allgemeinen wird die Lebensdauer in drei Bereiche eingeteilt, siehe Bild 4-1. Der Bereich ① bildet die Phase der Rißentstehung, auf die eine Phase ② des sogenannten stabilen Rißwachstums folgt. Mit zunehmender Rißgröße a wird das Rißwachstum immer schneller und es stellt sich ein instabiles Rißwachstum ein, das als Phase ③ bezeichnet wird.

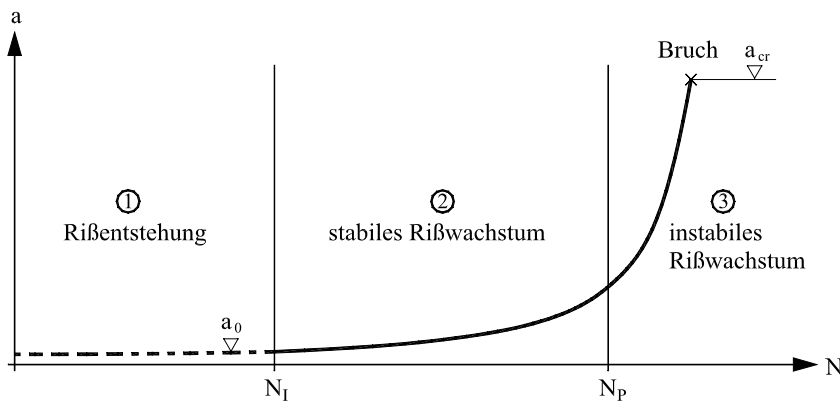


Bild 4-1: Verschiedene Phasen der Lebensdauer eines auf Ermüdung beanspruchten Bauteils

Vernachlässigt man die sehr kurze Phase ③ des instabilen Rißwachstums ergibt sich die Gesamtlebensdauer N_F eines ermüdungsbeanspruchten Bauteils aus der Summe der Rißentstehungsphase N_I (Anrißlebensdauer) und der stabilen Rißwachstumsphase N_P :

$$N_F = N_I + N_P \quad (4-1)$$

Der Anteil der Anrißlebensdauer ist gemessen an der Gesamtlebensdauer recht unterschiedlich. Die Rißentstehungsphase kann sich bei kerbfreien Bauteilen über einen sehr langen Zeitraum erstrecken. Bei geschweißten Bauteilen mit großen Imperfektionen verläuft sie dagegen unter Umständen sehr schnell [134]. Bei Schweißkonstruktionen beträgt der Anteil Rißentstehungsphase gemessen an der Gesamtlebensdauer je nach Größe der Belastung und in Abhängigkeit der Kerbschärfe zwischen 10 und 60%.

4.2.2 Nachweis der Ermüdungssicherheit

4.2.2.1 Konzepte zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit

Für die Beurteilung der Ermüdungssicherheit stehen folgende Konzepte zur Verfügung:

- Experimentelle Ermittlung
- Nennspannungskonzept
- Strukturspannungskonzept
- Kerbgrundkonzept (Örtliches Konzept)
- Rißfortschrittskonzept (Bruchmechanikkonzept)

4.2.2.2 Experimentelle Ermittlung

Bei der rein experimentellen Ermittlung wird für Bauteile und unter Umständen für Originalbelastungen die Ermüdungsfestigkeit experimentell ermittelt. Dabei sollen die zu untersuchenden Bauteile den Originalbauteilen näherungsweise entsprechen. Bei Kleinprüfkörpern ist zu berücksichtigen, daß im Vergleich zu bauteilähnlichen Prüfkörpern die Eigenspannungen geringer sind. Dies muß durch entsprechende Maßnahmen bei der statistischen Auswertung der Versuchsergebnisse korrigiert werden. Für eine sichere Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit auf der Grundlage statistischer Berechnungen ist eine ausreichend große Anzahl von Ermüdungsversuchen erforderlich, in der Regel nicht weniger als 10 bis 12 Versuche [11].

4.2.2.3 Nennspannungskonzept

Das Nennspannungskonzept ist das derzeit im Bauwesen am häufigsten angewendete Verfahren zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit. Als maßgebend für die Schädigung eines Bauteils wird die Nennspannung angenommen. Örtliche Spannungsspitzen, z.B. infolge der Bauteilgeometrie, werden im Gegensatz zu dem Strukturspannungskonzept oder dem Örtlichen Konzept nicht erfaßt.

Das Nennspannungskonzept basiert auf zahlreichen Ermüdungsversuchen an unterschiedlichen Kerbdetails. Für das jeweilige Kerbdetail werden auf verschiedenen Spannungshorizonten mit konstanter Nennspannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ Ermüdungsversuche durchgeführt und die Versagensschwingspielzahl N (N_I oder N_F) ermittelt. Im sogenannten Wöhlerschaubild (Ermüdungsfestigkeitsdiagramm) werden die Versagensschwingspielzahlen in Abhängigkeit der Nennspannungsamplituden dargestellt. Da die Versuchsergebnisse sehr großen Streuungen unterliegen, wird bei der Berechnung der Fraktilwöhlerlinien angenommen, daß die Logarithmen der Versuchsergebnisse ($\Delta\sigma$ und N) durch eine Gaußsche Normalverteilung erfaßt werden können.

Im Wöhlerschaubild werden die in Bild 4-2 dargestellten drei Bereiche unterschieden:

- Kurzzeitfestigkeit (low cycle fatigue) $N \leq 10^3 - 10^4$
- Zeitfestigkeitsbereich mit stark fallender Tendenz der Wöhlerlinie
- Dauerfestigkeit (high cycle fatigue)

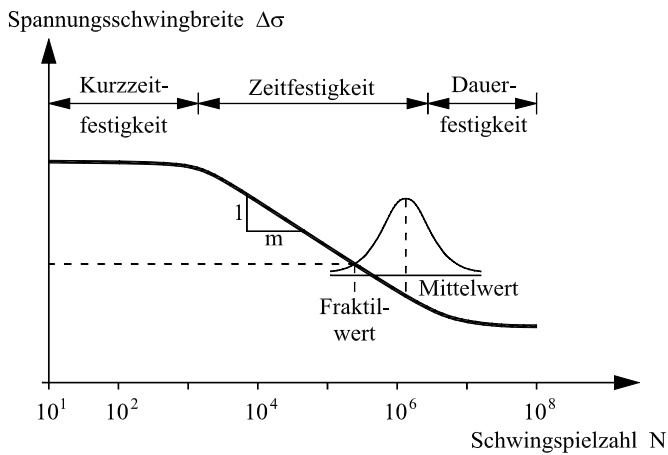


Bild 4-2: Bereiche der Ermüdungsfestigkeit im Wöhlerschaubild

Durch umfangreiche Auswertungen von unterschiedlichen Kerbdetails in [127] konnte gezeigt werden, daß die Anstiege der Wöhlerlinien im Zeitfestigkeitsbereich relativ einheitlich in der Größenordnung von $m = 3-4$ liegen. Ausgehend von diesen experimentellen Ergebnissen wurde von HAIBACH [126] das Konzept der normierten Wöhlerlinien für die Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit von Schweißverbindungen entwickelt. Kennzeichnend für dieses Konzept ist eine in Streuung und Abknickpunkt einheitliche Wöhlerlinie. In einer modifizierten Form wurde das Konzept der normierten Wöhlerlinien auch in den Eurocode 3, Teil 1.9 [11] aufgenommen. In Bild 4-3 ist die allgemeine Form der Ermüdungsfestigkeitskurve nach Eurocode 3 schematisch dargestellt. Die Gleichung lautet:

$$N = N_C \cdot (\Delta\sigma / \Delta\sigma_C)^{-m} \quad (4-2)$$

mit $N_C = 2 \cdot 10^6$

$m = 3$ Neigung der Wöhlerlinie

Bezugsgröße ist der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$ bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln, der gleichzeitig als Bezeichnung Kerbgruppe bzw. des Kerbfalls verwendet wird. Hiervon ausgehend, können unterschiedliche Kerbfälle mit dem Kennwert $\Delta\sigma_C$ beschrieben werden. Für die Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ wird der Wert bei $5 \cdot 10^6$ Lastwechseln angenommen.

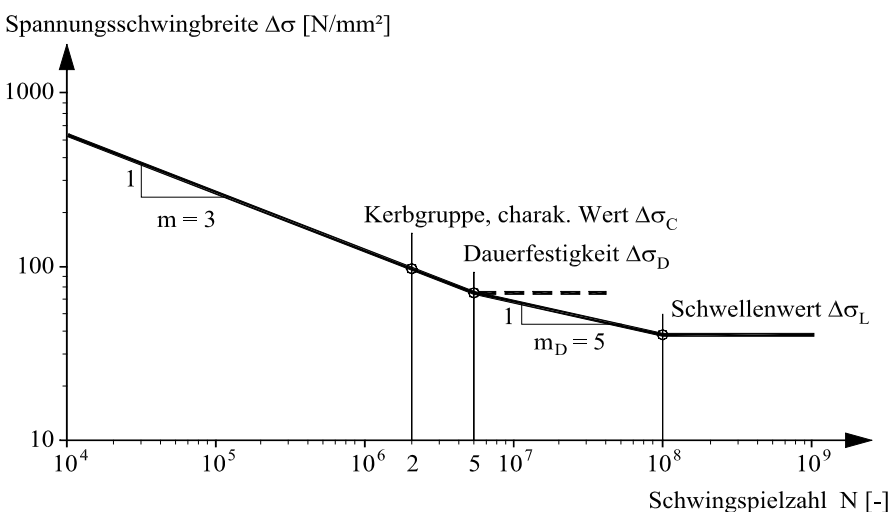


Bild 4-3: Definition der Ermüdungsfestigkeitskurven nach Eurocode 3, Teil 1.9 [11]

Der Nachweis der Ermüdung kann entweder als Dauerfestigkeitsnachweis oder als Betriebsfestigkeitsnachweis geführt werden. Beim Nachweis der Dauerfestigkeit wird nachgewiesen, daß alle auftretenden Beanspruchungen kleiner sind als die Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ und deshalb beliebig oft ertragen werden können. Für den Betriebsfestigkeitsnachweis wurden die Wöhlerlinien erweitert, in dem der Abfall der Dauerfestigkeit durch eine reduzierte Neigung m_D der Wöhlerlinie nach [126] berücksichtigt wird:

$$m_D = 2 \cdot m - 1 = 5 \quad (4-3)$$

Bei $1 \cdot 10^8$ Lastwechseln ist der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$ definiert, der auch als „Cut-off“ bezeichnet wird. Da die Neigung der Kurven in den einzelnen Bereichen bekannt ist, genügt es, die Ermüdungsfestigkeitskurven durch den charakteristischen Wert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$ zu beschreiben.

Eine Unterscheidung der Kurven hinsichtlich Mittelspannung oder Materialgüte findet nicht statt. Bei geschweißten Bauteilen kann davon ausgegangen werden, daß generell Zugeigenstressungen in Höhe der statischen Fließgrenze an den kritischen Stellen vorhanden sind. Bei zyklischer Beanspruchung werden diese Eigenstressungen durch Fließen abgebaut. Dadurch stellt sich lokal und unabhängig von der Mittelspannung nahezu die Fließgrenze als Oberstressung ein.

4.2.2.4 Strukturspannungskonzept

Das Strukturspannungskonzept stellt eine Erweiterung des Nennspannungskonzepts dar. Hierbei werden makroskopische, durch die Struktur hervorgerufene Spannungsüberhöhungen berücksichtigt. Örtliche Spannungseffekte, z.B. infolge der Nahtgeometrie bei Schweißverbindungen, werden nicht erfaßt. Zur Bewertung der Ermüdungsfestigkeit müssen die Strukturspannungen an den kritischen Stellen (Hot-Spot) bestimmt werden. Das Verfahren wird deshalb in der Literatur oft auch als Hot-Spot-Verfahren bezeichnet. Das Strukturspannungskonzept wird für Bauteile empfohlen, bei denen eine Bestimmung der Nennspannung wegen komplizierter geometrischer Effekte nicht mehr eindeutig möglich ist. Hauptanwendungsgebiet sind Hohlprofilkonstruktionen aus den Bereichen Offshore-Technik, Kranbau oder Hochbau.

Bild 4-4 zeigt die Definition der Strukturspannung im Vergleich zur Nennspannung und zur örtlichen Kerbspannung am Beispiel einer Quersteife. Die Bestimmung der Strukturspannung erfolgt durch Extrapolation von gemessenen oder berechneten Spannungswerten hin zum Hot-Spot. Richtlinien zur Bestimmung der Strukturspannungen sind in [128] und [129] enthalten.

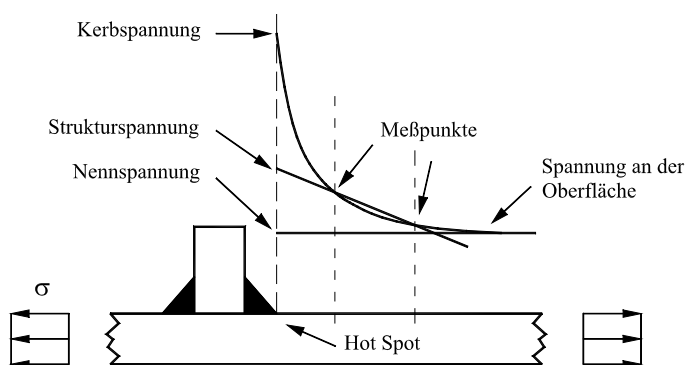


Bild 4-4: Definition von Nennspannung, Strukturspannung und örtlicher Kerbspannung

Im allgemeinen ist es nicht möglich, die Strukturspannungen auf Basis analytischer Methoden zu bestimmen. Daher werden überwiegend numerische Verfahren mit Hilfe der FE-Methode angewandt. Für viele standardmäßige Konstruktionsdetails von Knotenverbindungen wurden in Abhängigkeit der geometrischen Verhältnisse parametrische Formeln entwickelt, durch die es möglich ist, die Strukturspannungen auch ohne Anwendung der FE-Methoden zu ermitteln, vgl. [130], [131].

Die Bewertung der Ermüdungsfestigkeit erfolgt durch Vergleich der vorhandenen Strukturspannung mit Strukturspannungswöhlerlinien. Dies sind Wöhlerlinien für Stumpfnähte oder Kehlnähte unterschiedlicher Ausführung.

4.2.2.5 Kerbgrundkonzept

Beim Kerbgrundkonzept werden die örtlichen Spannungen und Dehnungen für den versagenskritischen Ort des Bauteils auf der Grundlage eines elastisch-plastischen Werkstoff- und Bauteilverhaltens berechnet und den örtlich ertragbaren Spannungen und Dehnungen gegenübergestellt. Im Gegensatz zum Nennspannungs- und Strukturspannungskonzept werden hierbei örtlichen Spannungsspitzen infolge der Nahtgeometrie erfaßt und durch die sogenannte Kerbspannung beschrieben, vgl. Bild 4-4. Dazu muß die Geometrie und der Beanspruchungszustand in der Umgebung des Versagensorts eindeutig beschrieben sein [125]. Die Beanspruchbarkeit ergibt sich aus Schwingfestigkeitsversuchen an ungekerbten Probestäben in Form von Dehnungswöhlerlinien. Der Anriß des Werkstoffs am Ort der höchsten Bauteilbeanspruchung bildet das Versagenskriterium. Somit wird der Anriß als Versagensgrenze definiert.

4.2.2.6 Rißfortschrittskonzept, Bruchmechanikkonzept

Beim Rißfortschrittskonzept wird davon ausgegangen, daß das zu beurteilende Bauteil rißbehaftet ist. Rißform und Rißgröße werden als bekannt vorausgesetzt. Die Lebensdauer eines Bauteils bis zum Anriß bleibt außer Betracht.

Da an der Rißspitze die Beanspruchungen sehr hohe, theoretisch unendlich große Werte annehmen können, sind örtliche Spannungen und Dehnungen als kennzeichnende Beanspruchungsgrößen ungeeignet. An ihre Stelle treten der von der Rißlänge und der Spannungshöhe abhängige Spannungsintensitätsfaktor, vgl. Abschnitt 4.5.3.3. Eine Schwingbelastung bewirkt nicht unmittelbar das Versagen des Bauteils, sondern führt zunächst zu einem Rißwachstum. Wenn eine kritische Rißlänge erreicht wird, tritt Bruch im Sinne des Versagens unter statischer Belastung ein [124].

Im Maschinen- und Flugzeugbau werden bruchmechanische Modelle schon seit mehreren Jahrzehnten angewendet. Das Hauptanwendungsgebiet erstreckt sich vor allem auf die Bewertung von Rissen und rißartigen Imperfektionen, z.B. von Schweißverbindungen [25]. Im Bereich des Stahlbaus hingegen kam es erst in jüngster Zeit zur Anwendung bruchmechanischer Verfahren durch Arbeiten von [87], [132], [133], [203] und [205]-[207]. Im Mittelpunkt dieser Arbeiten stehen häufig Fragen der Restlebensdauer von Stahlbrücken.

4.2.2.7 Bewertung der Konzepte

Die rein experimentelle Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit besitzt durch die Berücksichtigung von bauteilspezifisch relevanten Einflußgrößen eine hohe Aussagekraft. Aufgrund der großen Streuung der Ergebnisse von Ermüdungsversuchen und der damit erforderlichen großen Anzahl von Versuchen, ist die experimentelle Bestimmung jedoch sehr kosten- und zeitintensiv.

Das Nennspannungskonzept ist in seiner Anwendung ein sehr einfaches Verfahren, das gleichzeitig gute Ergebnisgenauigkeiten liefert. Es stößt an seine Grenzen, wenn das zu beurteilende Kerbdetail nicht im Kerbfallkatalog gängiger Normen und Richtlinien enthalten ist. Weiterhin ist zu erwähnen, daß die Klassifizierung und Einteilung in Kerbfallklassen durch ausreichend große Sicherheitsfaktoren abgesichert ist. Je nach vorhandener Geometrie und Belastung ergeben sich dadurch teilweise konservative Ergebnisse.

Die Vorteile des Strukturspannungskonzepts und des Kerbgrundkonzepts liegen in der universellen Anwendbarkeit sowie in der Vorhersagbarkeit der Ermüdungsfestigkeit eines Bauteils durch sogenannte Bauteilwöhlerlinien. Ebenso sind Rückschlüsse hinsichtlich Anrißlebensdauer und Anrißort möglich. Die Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit setzt jedoch die Kenntnis der Strukturspannung bzw. der örtlichen Kerbspannung voraus. Können diese Spannungen nicht durch Anwendung einfacher Parametergleichungen aus der Literatur bestimmt werden, ergibt sich durch die erforderlichen FE-Berechnungen ein großer numerischer Aufwand.

Bei der Anwendung des Rißwachstumskonzepts ergeben sich sinngemäß ähnliche Vor- und Nachteile wie beim Struktur- und Kerbgrundkonzept. Als Besonderheit ist zu erwähnen, daß die Ergebnisse bei Anwendung von Rißwachstumskonzepten sehr stark von den getroffenen Annahmen abhängig sind.

Um die Vor- und Nachteile der einzelnen Konzepte ausgleichen zu können, kommen im wissenschaftlichen Bereich vermehrt sogenannte Mischkonzepte zum Einsatz. Für die Bewertung der Ermüdungssicherheit haben sich Mischkonzepte als zweckmäßig erwiesen, bei denen durch Kombination des Kerbgrundkonzepts mit dem Bruchmechanikkonzept beide Phasen der Lebensdauer (Rißentstehung und Rißwachstum) weitestgehend zutreffend erfaßt werden können [135]-[137].

4.3 Charakterisierung des Ermüdungsverhaltens beim Stegatmen

4.3.1 Allgemeines

Die Spannungsdifferenz der sekundären Biegespannungen $\Delta\sigma_{\perp}$ führt bei häufig wiederholter Belastung zu Anrissen entlang der Beulfeldränder und im weiteren Verlauf zu einem kontinuierlichen Rißwachstum. Der potentielle Anrißort befindet sich an einer beliebigen Stelle entlang dem Beulfeldrand. Der Nachweis der Ermüdungssicherheit erfordert daher eine Bewertung der beiden Kerbdetails Anschluß Steg - Quersteife und Anschluß Steg - Flansch, wie in Bild 4-5 dargestellt.

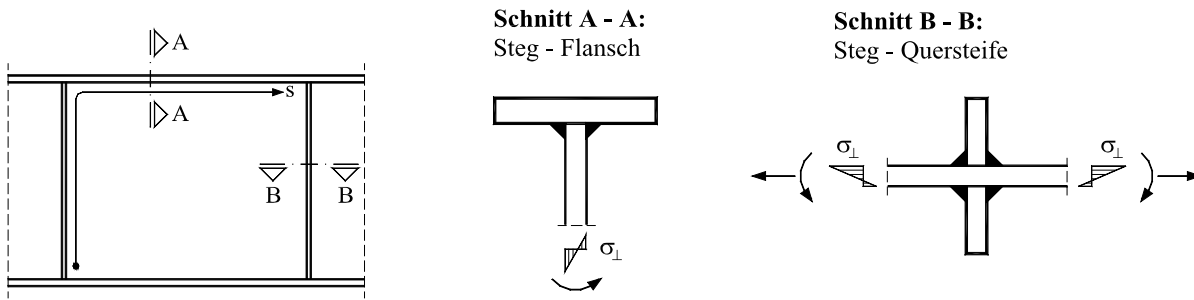


Bild 4-5: Potentieller Anrißort entlang dem Beulfeldrand s, Konstruktionsdetails

4.3.2 Rißentstehung und Rißwachstum

Ausgehend von Beobachtungen an Versuchskörpern läßt sich das Rißentstehungs- und das Rißwachstumsverhalten wie folgt beschreiben: Unmittelbar nach der Rißentstehung am Nahtübergang Stegblech - Schweißnaht findet zunächst ein Rißwachstum in Stegblechdickenrichtung statt. Mit zunehmender Rißtiefe a nimmt die Rißwachstumsgeschwindigkeit zu, bis der Riß die gegenüberliegende Stegblechseite $a = t$ erreicht (Durchriß). Anschließend, findet das Rißwachstum in Längsrichtung der Schweißnaht statt. Die Gesamtlebensdauer ergibt sich entsprechend nach Gleichung (4-4) zu:

$$N_F = N_I + N_{P, \text{Blech}} + N_{P, \text{Träger}} \quad (4-4)$$

mit N_I Rißentstehungsphase

$N_{P, \text{Blech}}$ Rißwachstumsphase in Stegblechdickenrichtung

$N_{P, \text{Träger}}$ Rißwachstumsphase in Längsrichtung der Schweißnähte

Bild 4-6 gibt einen Überblick über die einzelnen Phasen der Rißentstehung und des Rißwachstums.

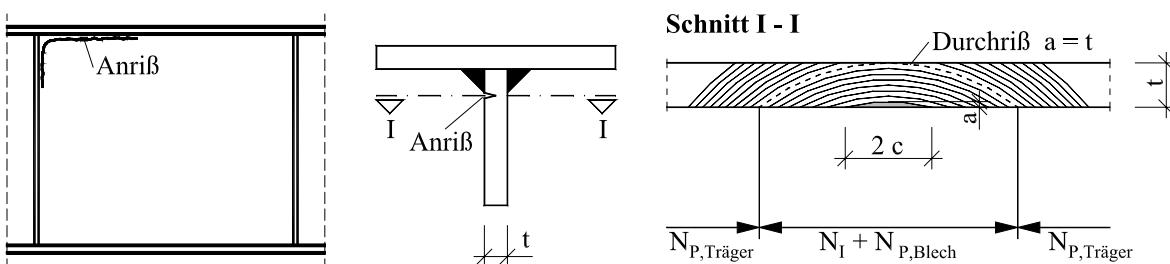


Bild 4-6: Rißentstehung und Rißwachstum beim Stegatmen

Bei geringen Blechdicken ($t < 6\text{mm}$), wie es bei sehr vielen im Zusammenhang mit dem Stegatmen durchgeführten Versuchen der Fall war, ist die Rißwachstumsphase in Stegblechdickenrichtung $N_{P, \text{Blech}}$ sehr gering und ist in vielen Fällen gar nicht beobachtet worden. Mit zunehmender Blechdicke könnte jedoch auch diese Rißwachstumsphase versuchs-technisch beobachtet werden [75]. Das Rißwachstum in Längsrichtung der Schweißnähte $N_{P, \text{Träger}}$ war hingegen bei allen Versuchen stark ausgeprägt.

4.3.3 Versagen

Bei den in Stuttgart durchgeführten Versuchen [70], [75] ergaben sich bis zum Versagen der Versuchsträger stets Rißlängen im Meterbereich. Trotz langer und teilweise vieler Risse wurde das statische Tragverhalten der Versuchsträger nur wenig beeinträchtigt. Die Zunahme der vertikalen Durchbiegungen bis zum Versuchsende war sehr gering. Das Versuchsende trat durch plötzliches Stabilitätsversagen des durch Risse abgetrennten Obergurtes oder Stegblechs ein, vgl. Bild 4-7.

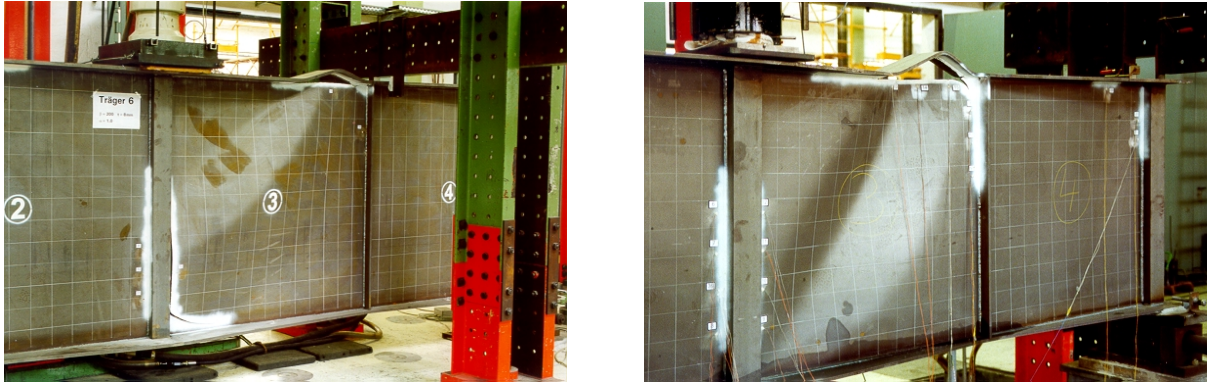


Bild 4-7: Versagen der Versuchsträger

Die Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit eines Bauteils erfordert eine genaue Definition des Versagenszustandes, der sich in Abhängigkeit von globalen oder lokalen Phänomenen und Größen beschreiben läßt. Ein globales Phänomen ist beispielsweise der vollständige Bruch oder das Versagen eines Bauteils, dem lokale Phänomene wie Rißentstehung und oder stabiles Rißwachstum vorausgegangen sind.

Für die Festlegung des Versagenszustandes beim Stegatten sind unterschiedliche Auslegungen denkbar: lokales Versagen durch Anriß bzw. Durchriß der Schweißnähte oder globales Versagen infolge Stabilitätsverlust des Trägers wie in Bild 4-7 dargestellt.

Angesichts der vorliegenden beträchtlichen Rißwachstumsphase in Längsrichtung der Schweißnähte wäre es wirtschaftlich und sinnvoll, das globale Trägerversagen für die Bewertung der Ermüdungssicherheit heranzuziehen. Eine Bewertung der Ermüdungssicherheit fände dabei auf Basis von Bauteilwöhlerlinien statt. Bei solch einer Vorgehensweise würden sich jedoch mehrere Nachteile ergeben:

- 1) Die Ermüdungssicherheit wäre von den geometrischen Abmessungen des Bauteils (Trägers) abhängig. Für verschiedene Trägerabmessungen bedarf es unterschiedlicher Wöhlerlinien.
- 2) Die analytische Vorhersage des Bauteilversagens ist sehr schwierig. Durch die Bildung von sehr großen Rissen wird der Spannungszustand im Träger wesentlich verändert. Die Beanspruchbarkeit bis zum Stabilitätsversagen kann nur durch umfangreiche FE-Berechnungen vorhergesagt werden.
- 3) Durch die Bildung von sehr großen Rissen ergibt sich für das Rißwachstum ein komplexes Wechselspiel zwischen dem globalen Spannungszustand im Träger und dem lokalen Rißfortschritt an der Schweißnaht. Die derzeit gültigen Rißwachstumsmodelle stoßen dabei an die Grenzen ihrer Gültigkeit.

Im Brückenbau ist man auf Bauherrnseite auch heute noch bestrebt, möglichst während der gesamten Nutzungsdauer rißfreie Konstruktionen zu erzielen (Safe Life Konzept). Gemäß diesen Anforderungen scheint es zweckmäßig, das Versagen als lokalen Durchriß der Schweißnaht zu definieren. Ausschlaggebend für die Bewertung der Ermüdungssicherheit sind dann die Bruchwöhlerlinien der vorliegenden Konstruktionsdetails. Dadurch ist eine Bewertung der Ermüdungssicherheit unabhängig von den globalen Bauteilabmessungen möglich. Der Ermüdungsnachweis kann in einfacher Weise durch das Nennspannungs- oder Strukturspannungskonzept erfolgen. Der Nachteil hierbei liegt in der Vernachlässigung der langen Rißwachstumsphase in Längsrichtung der Schweißnähte.

4.3.4 Klassifizierung der Ermüdungsrisse

4.3.4.1 Allgemeines

In den bisherigen Untersuchungen zum Stegatmen wurde stets eine Einteilung von Rissen hinsichtlich ihrer Entstehungsursache vorgenommen. In diesem Zusammenhang werden von SPIEGELHALDER [74] insgesamt 6 Rißtypen unterschieden. Die auftretenden Risse werden unterteilt in: Risse die nicht durch Stegatmen verursacht werden (Rißtyp 2 und 3) und Risse die eine Folge des Stegatmens sind (Rißtyp 1, 4, 5 und 6).

4.3.4.2 Nicht durch Stegatmen verursachte Risse (Rißtypen 2 und 3)

Bei den in Bild 4-8 dargestellten Rißtypen 2 (Quersteife) und 3 (Halskehlnaht) handelt es sich um allgemeine Ermüdungsprobleme die bei geschweißten Trägern stets zu berücksichtigen sind. Die zugehörigen Beanspruchbarkeiten sind im Kerbfallkatalog nach Eurocode 3 aufgeführt. Tabelle 4-1 gibt für diese Konstruktionsdetails die Kerbgruppe bzw. den charakteristischen Wert der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_C$ bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln an.

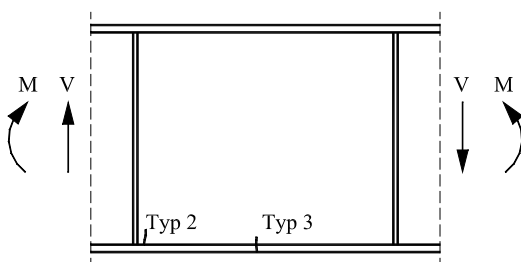
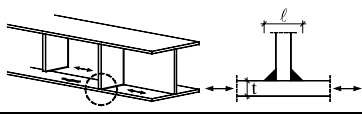
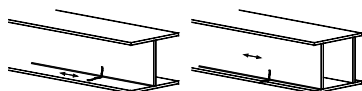


Bild 4-8: Rißtypen 2 und 3, Konstruktionsdetails und Beanspruchung

Tabelle 4-1: Klassifizierung von Rißtyp 2 und 3 nach Eurocode 3 Teil 1.9 [11]

Konstruktionsdetail	Kerbgruppe $\Delta\sigma_C$ [N/mm ²]
 Rißtyp 2 Eingeschweißte Quersteife: $l \leq 50$ mm $l > 50$ mm	80 71
 Rißtyp 3 Durchgehende Kehlnähte: automatisch geschweißt von Hand geschweißt	112 100

4.3.4.3 Durch Stegmatmen verursachte Risse (Rißtypen 1, 4, 5 und 6)

Die infolge Stegmatmen entstehenden Risse werden durch das Ausbeulen der Stegbleche und den dadurch entstehenden sekundären Biegespannungen verursacht. Je nach Beanspruchungszustand werden die in Bild 4-9 dargestellten Rißtypen unterschieden.

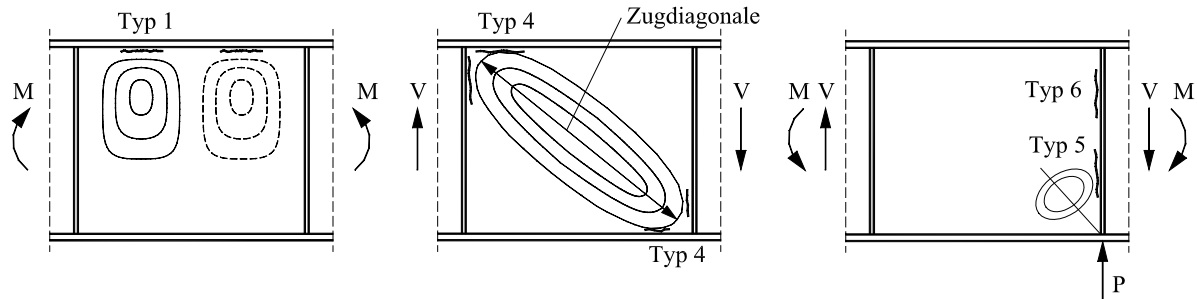


Bild 4-9: Durch Stegmatmen verursachte Risse

Für die Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit ist die bisherige Vorgehensweise, der Einteilung der Risse hinsichtlich dem Beanspruchungszustand, nicht ausreichend. Unabhängig von der Beanspruchung ist sicherzustellen, daß Risse entlang der Quersteifen und entlang der Flansche vermieden werden. Dies erfordert eine Betrachtung der Konstruktionsdetails der Schweißverbindungen am Anschluß Steg - Flansch und Steg - Quersteife. Die beiden Konstruktionsdetails wurden bisher in der Literatur gleichbehandelt und die Ermüdungsfestigkeit mit einem charakteristischen Wert von $\Delta\sigma_C = 110 \text{ N/mm}^2$ angegeben.

Anschluß Steg - Flansch

Bild 4-10 zeigt für den Rißtyp 1 und den Rißtyp 4, entlang des Flansches, das Konstruktionsdetail. Die einwirkende Beanspruchung entsteht durch das Ausbeulen der Stegbleche und setzt sich aus dem Membranspannungsanteil σ_m und dem Biegespannungsanteil σ_b zusammen, vgl. auch Bild 3-3. Die eigenen experimentellen und theoretischen Untersuchungen [71], [74] und [75] haben ergeben, daß entlang der Flansche die Membranspannungen sehr viel kleiner sind als die Biegespannungen ($\sigma_m \ll \sigma_b$) und mit ausreichender Genauigkeit vernachlässigt werden können. Die Bewertung der Ermüdungsfestigkeit reduziert sich dadurch auf eine biegebeanspruchte Kehlnahtverbindung.

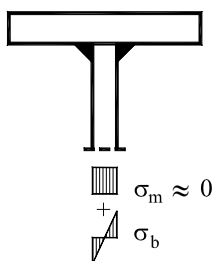


Bild 4-10: Anschluß Steg – Flansch, Kerbdetail und Beanspruchung

Anschluß Steg - Quersteife

Bild 4-11 zeigt das Konstruktionsdetail und die Beanspruchung entlang der Quersteifen. Wie beim Anschluß Steg - Flansch setzt sich die Beanspruchung aus der Membranspannungs- und Biegespannungskomponente zusammen. Im Unterschied hierzu wird die Größe der Membranspannungen wesentlich durch die planmäßig vorhandene primäre Biegespannung σ_0 bestimmt und ist daher stets zu berücksichtigen. Aufgrund dessen ergeben sich entlang der Quersteifen unterschiedliche Beanspruchungszustände σ_{\perp} . Im Druckbereich des Trägers kommt es zu einer Überlagerung von Druck und Biegung und im Zugbereich entsprechend von Zug und Biegung.

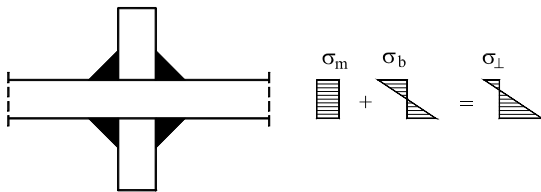


Bild 4-11: Anschluß Steg - Quersteife, Kerbdetail und Beanspruchung

Für die Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit eines Konstruktionsdetails ist neben der Geometrie auch die Beanspruchung von Bedeutung. Die Bewertung der Ermüdungsfestigkeit entlang der Quersteifen könnte, auf der sicheren Seite liegend, durch das Kerbdetail einer zugbeanspruchten Quersteife (Kerbgruppe 71 bzw. 80) erfolgen, siehe Tabelle 4-1. Allerdings wird hierbei der günstigere Einfluß der Biegespannung, der sich positiv auf die Ermüdungsfestigkeit auswirkt, vernachlässigt. Für die Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit entlang der Quersteifen stellt sich daher die Frage, um wieviel sich die Ermüdungsfestigkeit bei kombinierter Beanspruchung aus Biegespannungen σ_b und Membranspannungen σ_m erhöht.

Anhaltswerte über die Größe des positiven Einflusses ergeben sich aus der Kerbspannungslehre [159] und [174]. Hiernach ist bei Biegung die Kerbwirkung um ca. 20 – 30% größer als bei reinem Zug.

Weitere konkrete Hinweise sind in [21] enthalten: Bei kombinierter Beanspruchung infolge Membranzugspannungen σ_m und Biegespannungen σ_b ist für den Ermüdungsnachweis eine wirksame Spannungsschwingbreite zu ermitteln, dabei darf der Biegespannungsanteil auf $4/5 = 80\%$ abgemindert werden:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_m + (4/5) \cdot \Delta\sigma_b \quad (4-5)$$

Auf der Grundlage dieser Regelung ergibt sich bei Vernachlässigung der Membranspannungen eine um 25% erhöhte Ermüdungsfestigkeit, die mit den Werten nach der Kerbspannungslehre übereinstimmen.

4.4 Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit durch experimentelle Ergebnisse

4.4.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt soll eine Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit für die infolge Stegatmen entstehenden Risse am Übergang Steg - Flansch und Steg - Quersteife auf der Grundlage von experimentellen Versuchsergebnissen erfolgen. Für die Abschätzung werden die Ergebnisse der Ermüdungsversuche an Trägern und Detailproben ausgewertet.

4.4.2 Trägerversuche

Im Zusammenhang mit dem Stegatmen gibt es fast ausschließlich Ermüdungsversuche an vollständigen Trägern. Obwohl bereits zahlreiche Trägerversuche durchgeführt wurden [26]–[39], [43]–[47], [55]–[60], [70], [75] und [78], gibt es nur wenige Ergebnisse, die für die Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit herangezogen werden können. Der Grund hierfür liegt in der schwierigen Erfassung und Bewertung der Spannungen an der Anrißstelle. Häufig findet der Anriß nicht in der unmittelbaren Nähe einer Meßstelle statt, da eine lückenlose Erfassung aufgrund der großen Gesamtlänge der Schweißnähte nicht möglich ist. Außerdem haben die Meßstellen stets einen bestimmten Abstand zur Nahtflanke. Da die sekundären Biegespannungen keine Gleichgewichtsgrößen sind, kann der Spannungszuwachs bis zur Schweißnaht auch nur ungenau erfaßt werden. Die Festlegung einer einheitlichen Ermüdungsfestigkeitskurve erfordert jedoch eine genaue Definition der ermüdungsrelevanten Spannungen. Bei den bisher durchgeführten Trägerversuchen wurden für die Bestimmung der Spannungen unterschiedliche Methoden angewandt, daher ist eine gemeinsame Auswertung der Versuchsergebnisse nur schwer möglich. Für die experimentelle Bestimmung der Spannungen sollte in Zukunft ein einheitliches Verfahren, z.B. nach den Gesetzmäßigkeiten der Bestimmung der Strukturspannungen, angestrebt werden.

Weiterhin ist zu erwähnen, daß bisher für die Bewertung der Ermüdungsfestigkeit keine Unterscheidung zwischen Rissen entlang der Quersteifen und entlang der Flansche gemacht wurde. Im Folgenden werden nur die Versuchsergebnisse aus den in Stuttgart durchgeführten Trägerversuchen herangezogen. Die Ergebnisse sind in [70] und [75] ausführlich dokumentiert.

4.4.3 Versuche an Detailproben

Detailproben eignen sich besser für die Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit als die Versuchsergebnisse von großen Trägern, da bei den Detailproben das Spannungsniveau fest vorgegeben und eingestellt werden kann. Dadurch ist es möglich, die Streubreite mehrerer gleichartiger Versuche auf demselben Spannungshorizont zu erfassen.

4.4.4 Auswertung der Versuchsergebnisse nach Eurocode 3

In den meisten Quellen zum Stegatmen erfolgt die Auswertung der Versuchsergebnisse mit dem Verfahren nach den Hintergrundinformationen zum Eurocode 3, Teil 1.9 [138]. Danach wird der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$ als der Wert definiert, der sich bei einer 95%igen Überlebenswahrscheinlichkeit ($P_{\bar{0}95\%}$) für den Logarithmus der Lastspielzahl N mit einem zweiseitigen Vertrauensintervall des Mittels von 75% ($V_{75\%}$) bei

$2 \cdot 10^6$ Lastwechseln ergibt. Bild 4-12 zeigt schematisch das Verfahren zur Bestimmung von $\Delta\sigma_c$. Die analytischen Gleichungen sind im Anhang B.1 angegeben. Durch eine lineare Regression der logarithmischen Werte erfolgt die Bestimmung des Mittelwerts der Wöhlerkurve, beschrieben durch die Steigung m und die Konstante b . Die charakteristischen Werte ergeben sich aufgrund der geforderten Überlebenswahrscheinlichkeit bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln. Die Annahme einer einheitlichen Steigung m der Mittelwertkurve und der charakteristischen Kurve führt schließlich zum charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$.

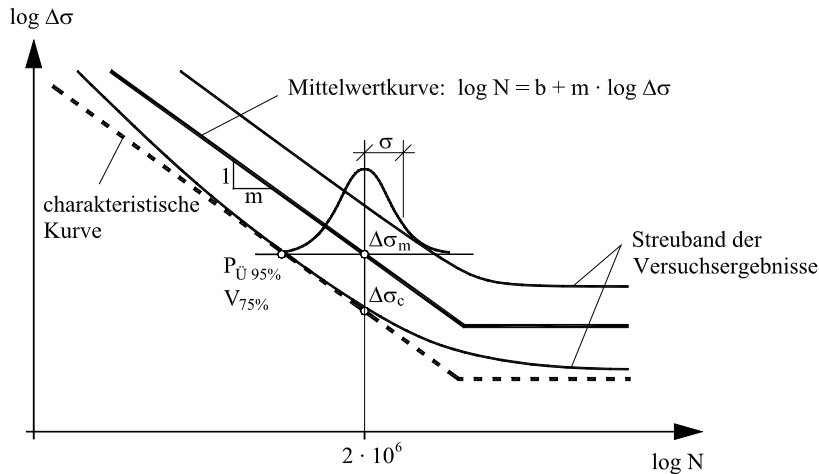


Bild 4-12: Bestimmung des charakteristischen Werts der Ermüdungsfestigkeit

Die Anwendung des Verfahrens empfiehlt sich nur, wenn die Anzahl der Versuchsergebnisse $n > 10-12$ ist und die Versuchsergebnisse ausreichend verteilt sind. Ist dies nicht der Fall, kann bei der linearen Regression die Steigung m nicht korrekt bestimmt werden. Als Folge ergeben sich keine plausiblen Ergebnisse. In solchen Fällen empfiehlt es sich, die statistische Auswertung für einen fest vorgegebenen Wert m durchzuführen. Dieser kann beispielsweise aus anderen Versuchen unter vergleichbaren Bedingungen abgeleitet werden oder für Schweißverbindungen allgemein als $m = 3$ angenommen werden [128]. Auswertungen der Versuchsergebnisse mit fest vorgegebener Steigung sind in den folgenden Abschnitten entsprechend gekennzeichnet.

4.4.5 Kerbdetail Anschluß Steg - Flansch

Zur Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit dieses Kerbdetails wurden im Zusammenhang mit dem Stegatmen bisher nur wenige Versuche von MAEDA [35] an Detailproben durchgeführt. Aus diesem Grund wurden, ergänzend zu den Trägerversuchen, weitere eigene Ermüdungsversuche an Detailproben durchgeführt mit dem Ziel einer eindeutigen Festlegung der Kerbgruppe [75].

Im Rahmen einer Literaturrecherche konnten weitere Untersuchungen ausfindig gemacht werden, die sich ebenfalls mit der Ermüdungsfestigkeit dieses Kerbdetails beschäftigten. Die Versuche stammen aus dem Bereich des Maschinen- und Schiffbaus [139]-[143]. Das Interesse dieser Untersuchungen lag dabei hauptsächlich auf dem Einfluß der Schweißnahtimperfectionen und der Schweißnahtgeometrie auf die Ermüdungsfestigkeit. Eine detaillierte Beschreibung der Versuchsreihen ist in [75] enthalten. In Bild 4-13 sind schematisch die unterschiedlichen Versuchskörper dargestellt.

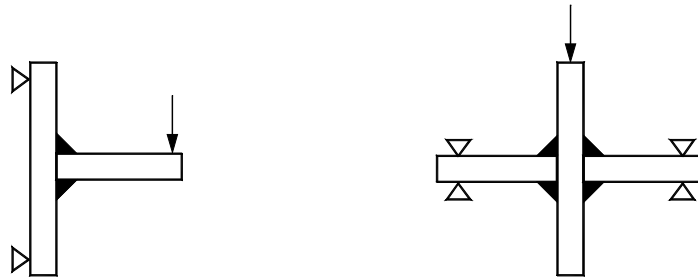


Bild 4-13: Schematische Versuchskörper und Beanspruchung, Kerbdetail Anschluß Steg – Flansch

Tabelle 4-2 enthält die Ergebnisse der Auswertung der einzelnen Versuchsreihen, soweit bekannt für die beobachtete Anrißlastspielzahl N_I und die Bruchlastspielzahl N_F . Angegeben ist die Quelle, die Anzahl der Versuche n , die Steigung m der Ermüdungsfestigkeitskurve, die Standardabweichung σ , der Mittelwert $\Delta\sigma_m$ sowie der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$. Bei den Trägerversuchen entstanden 8 der insgesamt 22 Risse am Übergang Steg - Flansch. In Zeile 10 ist das Ergebnis der gemeinsamen Auswertung aller Versuchsergebnisse für N_F und falls nicht bekannt für N_I dargestellt.

Der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_C = 103 \text{ N/mm}^2$ ist geringer als die jeweiligen Einzelwerte der Versuchsreihen. Die Ursache hierfür liegt in der Vergrößerung der Standardabweichung, die mit 0,309 für Ermüdungsversuche vergleichsweise groß ist.

Tabelle 4-2: Auswertung und Zusammenstellung von Versuchsergebnissen

1	Literaturstelle		n	m	σ	$\Delta\sigma_m$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_C$ [N/mm ²]
2	MAEDA [35]	N_I	13	3,3	0,276	163	107
3	DOWLING [139]	N_F	33	2,6	0,160	139	109
4	IIDA [140]	N_F	19	3,5	0,136	190	160
		N_I		3,7	0,265		
5	PETERSHAGEN [141]	N_F	130	4,0	0,180	140	117
6	ÖRJASAETER [142]	N_F	11	3,3	0,165	136	106
7	BERGE [143]	N_F	7	3,0 ^{*)}	0,186	165	107
8	KUHLMANN und GÜNTHER [75]	N_F	8	4,3	0,361	213	131
		N_I		4,3	0,379		
9	TRÄGER [70], [75]	N_I	8	3,0 ^{*)}	0,190	179	117
10	Gemeinsam	N_F	229	3,6	0,309	143	103

^{*)} Auswertung mit vorgegebener Steigung $m = 3,0$

Bild 4-14 zeigt die gemeinsame Auswertung aller Versuchsergebnisse im Ermüdungsfestigkeitsdiagramm. Neben den Versuchsergebnissen ist der Mittelwert und die untere Vertrauensgrenze der Wöhlerlinie dargestellt. Zum Vergleich ist zusätzlich die Ermüdungsfestigkeitskurve für die Kerbgruppe 110 eingetragen, die den bisherigen Annahmen zum Stegatmen zugrunde gelegt wurde.

Im Vergleich zur Kerbgruppe 110 ist der erzielte charakteristische Wert von 103 N/mm^2 um ca. 9% geringer und die Steigung mit $m = 3,6$ etwas flacher. Ein Vergleich der Dauerfestigkeit bei $5 \cdot 10^6$ Lastwechseln ergibt jedoch eine sehr gute Übereinstimmung.

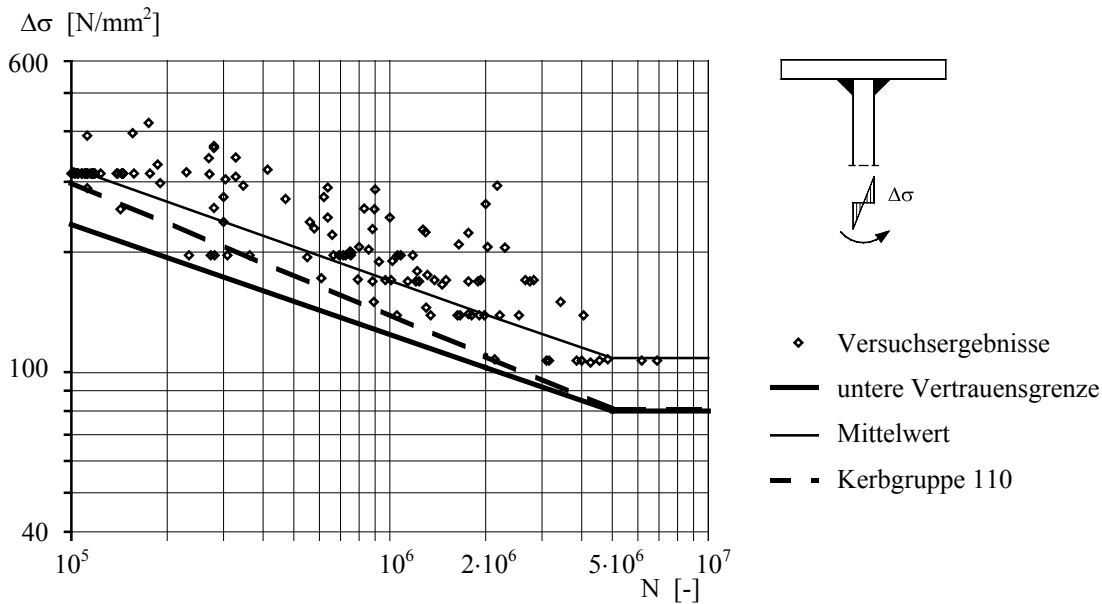


Bild 4-14: Ermüdungsfestigkeitsdiagramm, gemeinsame Auswertung der Versuchsergebnisse

4.4.6 Kerbdetail Anschluß Steg - Quersteife

Bei reiner Zugbeanspruchung wurde das Kerbdetail im Eurocode 3, Teil 1.9 auf der Grundlage zahlreicher Versuchsergebnisse in die Kerbgruppe 71 bzw. 80 eingestuft.

Versuche zur Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit an Detailproben unter reiner Biegebeanspruchung sind in [144]-[146] enthalten. Das Interesse dieser Untersuchungen lag dabei hauptsächlich auf dem Einfluß der Blechdicke auf die Ermüdungsfestigkeit. Für die Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit bei kombinierter Beanspruchung von Normalkraft und Biegung sind dem Autor keine Ermüdungsversuche an Detailproben bekannt.

Bei den Trägerversuchen entstanden 14 der insgesamt 22 Risse am Übergang Steg-Quersteife. Je nach Position der Risse ergaben sich unterschiedliche Beanspruchungsverhältnisse aus Biegung und Normalkraft. Durch die bei den Versuchen planmäßig großen Verformungen aus der Stegblechebene, überwog der Biegeanteil.

In Tabelle 4-3 sind die Ergebnisse zusammengefaßt. Die gemeinsame Auswertung führt zu einem charakteristischen Wert von $\Delta\sigma_C = 90 \text{ N/mm}^2$. Im Vergleich zur reinen Zugbeanspruchung der Kerbgruppe 71 ergibt sich dadurch eine Vergrößerung der Ermüdungsfestigkeit bei Biegebeanspruchung um 26,7%. Der Vergleich mit der Kerbgruppe 71 erscheint sinnvoll, da die geometrischen Abmessungen der Versuchskörper in [144]-[146] der Bedingung $\ell > 50 \text{ mm}$ entsprechen, vgl. Tabelle 4-1.

Tabelle 4-3: Auswertung und Zusammenstellung von Versuchsergebnissen

1	Literaturstelle	n	m	σ	$\Delta\sigma_m$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_C$ [N/mm ²]
2	BOOTH [144] N_F	16	3,6	0,247	134	100
3	MOHAUPT [145] N_F	16	2,8	0,300	136	88
4	MORI [146] N_F	8	3,7	0,286	189	130
5	TRÄGER [70], [75] N_I	14	3,0 ^{*)}	0,252	153	94
6	Gemeinsam N_F	54	2,7	0,307	140	90

^{*)} Auswertung mit vorgegebener Steigung $m = 3,0$

In Bild 4-15 ist das Ergebnis der gemeinsamen Auswertung im Ermüdungsfestigkeitsdiagramm dargestellt. Neben den Versuchsergebnissen ist wiederum der Mittelwert und die untere Vertrauensgrenze der Wöhlerlinie enthalten. Zum Vergleich ist zusätzlich die Ermüdungsfestigkeitskurve der Kerbgruppe 71 für reine Zugbeanspruchung eingetragen.

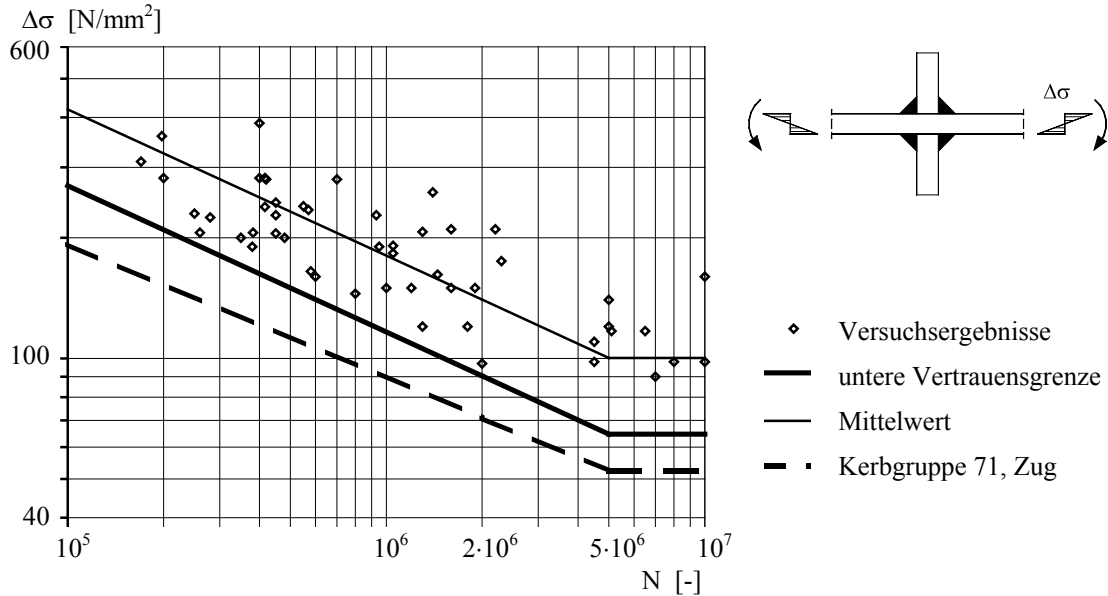


Bild 4-15: Ermüdungsfestigkeitsdiagramm, gemeinsame Auswertung der Versuchsergebnisse

4.4.7 Ergebnis der statistischen Auswertung

Auf Basis der statistischen Auswertung der vorliegenden Versuchsergebnisse läßt sich folgendes festhalten:

- Kerbdetail Steg - Flansch:

Der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_C = 103 \text{ N/mm}^2$ führt nach Eurocode 3, Teil 1.9 formal zu einer Einstufung in die Kerbgruppe 100. Der Wert der Dauerfestigkeit bei $5 \cdot 10^6$ Lastwechseln stimmt hingegen gut mit der Kerbgruppe 112 überein.

- Kerbdetail Steg - Quersteife:

Die gemeinsame Auswertung der Versuche an Detailproben unter reiner Biegebeanspruchung und der Trägerversuche ergeben einen charakteristischen Wert der Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_C = 90 \text{ N/mm}^2$. Im Vergleich zur Zugbeanspruchung der Kerbgruppe 71 ergibt sich eine Vergrößerung der Beanspruchbarkeit bei Biegung von ca. 25%. Dieser Wert stimmt mit den bereits bekannten Angaben aus der Kerbspannungslehre [159], [174] und mit Gleichung (4-5) nach [21] überein.

Die Ergebnisse machen deutlich, daß auf Grundlage der beschriebenen statistischen Auswertung von Versuchsergebnissen die bisher zugrunde gelegte Annahme einer einheitlichen Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_C = 110 \text{ N/mm}^2$ vor allem für den Bereich der Quersteifen als unsicher einzustufen ist.

4.5 Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit durch mathematische Modelle

4.5.1 Allgemeines

Im Folgenden soll durch die Anwendung geeigneter mathematischer Modelle zur Vorhersage der Schwingfestigkeit geschweißter Bauteile, die im vorherigen Abschnitt 4.4 getroffene Kerbfalleinordnung rechnerisch überprüft werden.

Für die Nachrechnung der Versuchsergebnisse wird, wie in Abschnitt 4.2.2.7 beschrieben, ein Mischkonzept angewandt, bei dem die Rißentstehungsphase N_I nach dem Kerbgrundkonzept und die Rißfortschrittsphase N_P nach dem Bruchmechanikkonzept bestimmt wird. Aufgrund der bereits erwähnten Schwierigkeit der rechnerischen Erfassung der Rißwachstumsdauer entlang der Schweißnähte $N_{P,Träger}$ wird nur der Rißfortschritt in Blechdickenrichtung $N_{P,Blech}$ betrachtet. Entsprechend ergibt sich die Gesamtlebensdauer N_F der zu untersuchenden Kerbdetails zu:

$$N_F = N_I + N_{P,Blech} \quad (4-6)$$

4.5.2 Anrißlebensdauer nach dem Kerbgrundkonzept

4.5.2.1 Übersicht

Die Lebensdauerberechnung nach dem Kerbgrundkonzept setzt sich aus einzelnen Schritten zusammen, die als einzelne Module zur Eingabe und Berechnung in Bild 4-16 dargestellt sind.

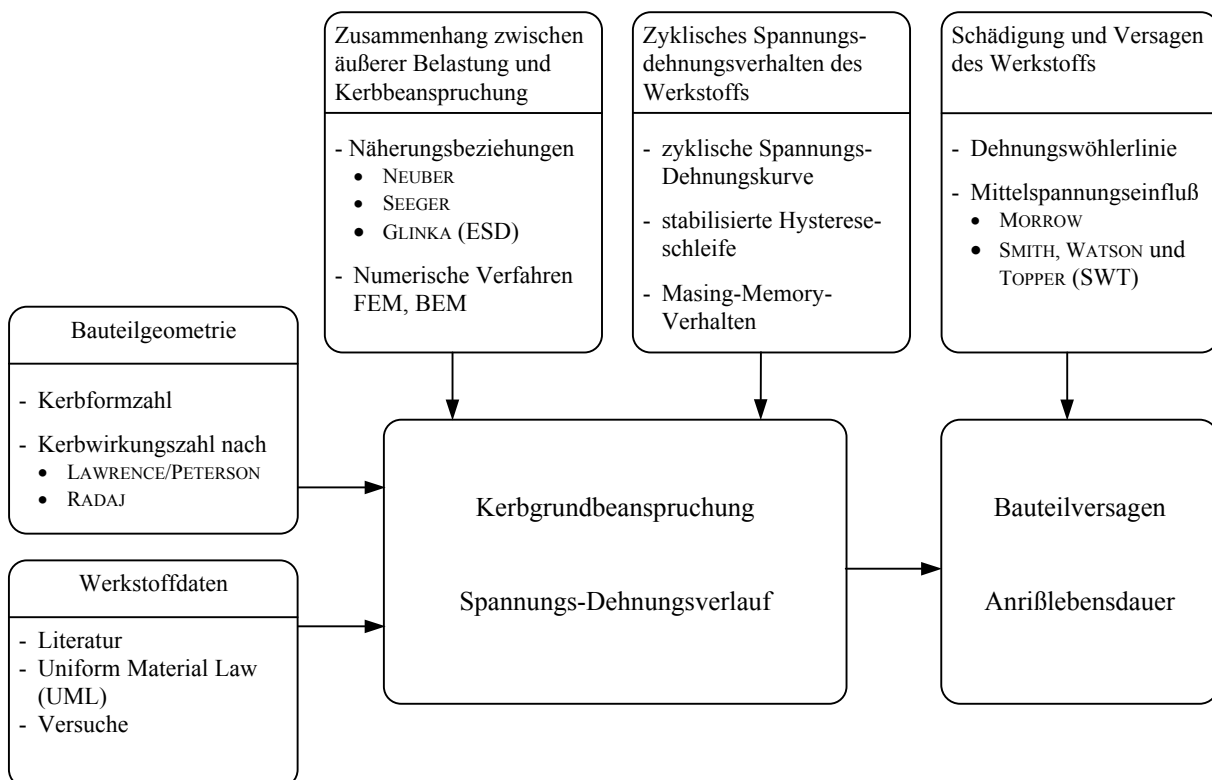


Bild 4-16: Modularer Aufbau des Kerbgrundkonzepts

Auf die einzelnen Module soll an dieser Stelle nur soweit genauer eingegangen werden, wie es für den weiteren Verlauf der Arbeit von besonderem Interesse sind. Ausführliche Informationen zum Kerbgrundkonzept finden sich in [124], [125], [136], [148], [149].

Die Problematik bei der Beschreibung von Schweißverbindungen nach dem Kerbgrundkonzept besteht in der Übertragbarkeit der Werkstoffeigenschaften auf das Bauteil, der statistischen Natur der Nahtgeometrieparameter, der Inhomogenität der Schweißverbindung und der Anwesenheit von Eigenspannungen [150].

4.5.2.2 Zyklisches Werkstoffverhalten

Zyklische Spannungs-Dehnungskurve

Zyklische Beanspruchungen verursachen Spannungs-Dehnungs-Hysteresen die sich durch die Angabe ihrer oberen und unteren Spitzenwerte sowie durch den Funktionsverlauf für die Hysteresen-Halbäste darstellen lassen, vgl. Bild 4-17. Dieses Spannungs-Dehnungs-Verhalten kann prinzipiell mit Hilfe von rheologischen [151]-[153] oder analytischen Modellen [154], [155] beschrieben werden.

Im zyklisch stabilisierten Zustand (nach Abschluß der zyklischen Entfestigung oder Verfestigung des Materials und dem zyklischem Kriechen oder der Relaxation), wird wegen der einfachen Anwendung im allgemeinen die sogenannte Ramberg-Osgood-Beziehung zur Beschreibung des zyklischen Spannungs-Dehnungs-Verhalten verwendet:

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} = \frac{\sigma}{E} + \left(\frac{\sigma}{K'} \right)^{\frac{1}{n'}} \quad (4-7)$$

mit den Werkstoffkennwerten:

K' zyklischer Verfestigungskoeffizient

n' zyklischer Verfestigungsexponent

Die bei zyklischer Belastung auftretenden Hystereseschleifen können ebenfalls unter Anwendung von Gleichung (4-7) angegeben werden:

$$\frac{\Delta\varepsilon}{2} = \frac{\Delta\sigma}{2 \cdot E} + \left(\frac{\Delta\sigma}{2 \cdot K'} \right)^{\frac{1}{n'}} \quad (4-8)$$

Diese modellhafte Beschreibung des zyklischen Verhaltens von Bauteilen wird als Masing-Memory-Verhalten bezeichnet und wurde für metallische Werkstoffe experimentell bestätigt. Es besagt, daß der σ - ε -Pfad bei Belastungsumkehr einer Kurve folgt, die in Spannungen und Dehnungen der verdoppelten Erstbelastungskurve (Gleichung (4-7)) entspricht. Dabei wird in jedem Umkehrpunkt eine neues $\Delta\sigma$ - $\Delta\varepsilon$ -Koordinatensystem festgelegt, vgl. Bild 4-17.

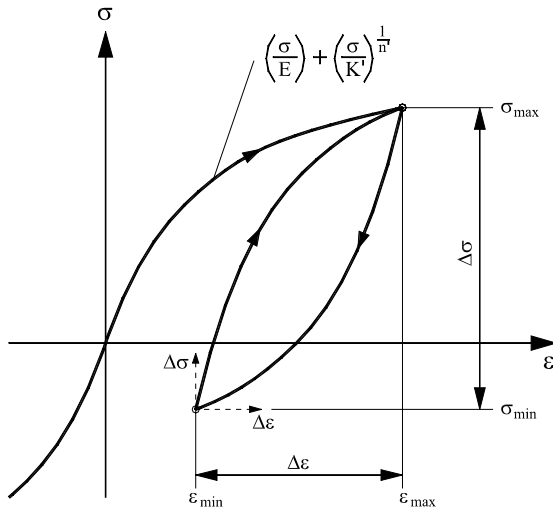


Bild 4-17: Spannungs-Dehnungs-Verhalten unter zyklischer Beanspruchung

4.5.2.3 Kerbgrundbeanspruchung

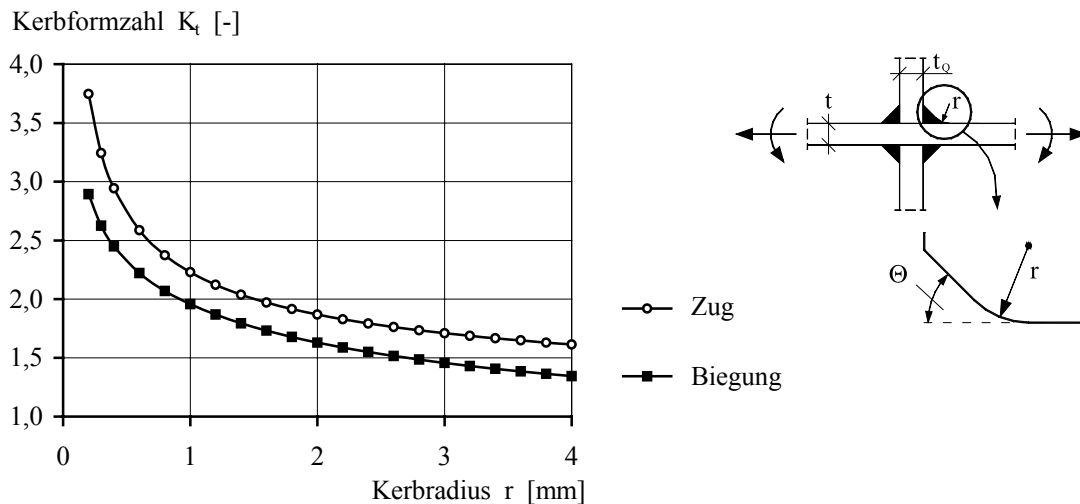
Spannungskonzentration und Kerbformzahl

Bei der Nennspannungsermittlung wird ein gleichmäßig- oder linear verteilter Spannungsverlauf angenommen. Der wirklich im Bauteil eintretende Spannungsverlauf wird jedoch durch Kerben, Querschnittsprünge oder sonstigen Unregelmäßigkeiten stark beeinflusst. Diese Abweichung vom geradlinigen Spannungsverlauf wird durch die Kerbformzahl K_t beschrieben. Die Kerbformzahl gibt das Verhältnis der wirklichen Höchstspannung am Kerbgrund σ_{\max} (Kerbspannung) zur Nennspannung S an.

$$K_t = \frac{\sigma_{\max}}{S} \quad (4-9)$$

Maßgebend für die Größe der Kerbwirkung ist die Geometrie und die Art der Beanspruchung des vorliegenden Bauteils. Bei Schweißverbindungen wird die Kerbwirkung in erster Linie durch den am Nahtübergang oder an der Nahtwurzel vorhandenen Übergangsradius r und den Nahtanstiegswinkel Θ verursacht. Bild 4-18 verdeutlicht diesen Zusammenhang am Beispiel einer Quersteife für die beiden Beanspruchungszustände Zug und Biegung, unter Verwendung der im Anhang B.2 enthaltenen Gleichungen. Mit kleiner werdendem Kerbradius nimmt die Kerbformzahl und damit die Kerbspannung exponential zu.

Quantitativ können die Kerbformzahlen aus analytischen Lösungen, aus Näherungsformeln oder durch FE-Berechnungen ermittelt werden. RAINER [182] und NISHIDA [183] haben Näherungsformeln für eine Vielzahl von Schweißverbindungen für einfache Beanspruchungsfälle aus FE-Berechnungen abgeleitet.

Bild 4-18: Verlauf der Kerbwirkungszahl einer Quersteife in Abhängigkeit des Kerbradius r

Mikrostützwirkung und Kerbwirkungszahl

Dem Konzept der Mikrostützwirkung liegt die Vorstellung zugrunde, daß nicht die Kerbhöchstspannung die Dauerfestigkeit bestimmt, sondern die über ein kleines Werkstoffelement im Kerbgrund gemittelte Kerbspannung. Damit werden vorhandene Bindungen der Stoffteilchen berücksichtigt. Vor allem an Kerben mit hohen Beanspruchungen führt dies zu großen Verformungswiderständen, da sich die Stoffteilchen blockweise auf Bereiche ihrer Umgebung abstützen und somit eine stärkere Bindung bewirken. Während die elastische Kerbformzahl eine geometrische Abbildung der Schweißnaht darstellt, ist die Kerbwirkungszahl ein Maß für den ermüdungswirksamen Teil der elastischen Kerbspannung. Verschiedene Größeneinflüsse und Mikrostützwirkungseffekte sind für den Unterschied zwischen Kerbformzahl und Kerbwirkungszahl verantwortlich. Der Einfluß der Mikrostützwirkung auf die Ermüdungsfestigkeit wird durch die Kerbwirkungszahl K_f berücksichtigt. Die Kerbwirkungszahl wird dabei als Quotient der Dauerfestigkeit des glatten Stabes und des gekerbten Stabes definiert:

$$K_f = \frac{\Delta\sigma_{R,glatt}}{\Delta\sigma_{R,kerb}} \quad (4-10)$$

Zur Abschätzung der Kerbwirkungszahl K_f existieren mehrere Vorschläge. Anhang B.3 enthält eine Darstellung und ein Vergleich der wichtigsten Vorschläge von NEUBER [156], PETERSON [157], RADAJ [174] und LAWRENCE [149], [158].

Elastisch-plastische Kerbspannung und Kerbdehnung

Durch die Kerbformzahl K_t ergibt sich der Zusammenhang zwischen den äußeren Lasten S und der am Kerbgrund vorhandenen maximalen elastischen Kerbspannung σ_{max} (Gleichung (4-9)). Da in vielen Fällen die örtlichen Spannungen im elastisch-plastischen Bereich liegen, bedarf es einer Beziehung zwischen der äußeren Last und der Kerbgrundbeanspruchung. Derartige Last-Dehnungs-Beziehungen (Bauteilfließkurven) können durch:

- elastisch - plastische FE-Berechnungen,
- Dehnungsmessungen am Anrißort oder durch
- analytische Näherungsformeln

ermittelt werden. Wegen der zeitaufwendigen Ermittlung von Bauteilfließkurven durch FE-Berechnungen haben sich analytische Näherungsformeln [155], [160]-[164] durchgesetzt.

NEUBER hat in [155] eine nichtlineare Theorie für stark gekrümmte Kerben unter Schubbeanspruchung aufgestellt, die sich auch auf andere Beanspruchungszustände anwenden läßt. Die Anwendung der Neuber-Formel in Bezug auf Ermüdungsprobleme wurde erstmals von TOPPER [160] durchgeführt.

Die NEUBER-Formel besagt, daß das Produkt aus Spannungs- und Dehnungskonzentrationsfaktor gleich dem Quadrat des elastizitätstheoretischen Kerbfaktors ist:

$$K_{\sigma} \cdot K_{\varepsilon} = K_t^2 \quad (4-11)$$

mit $K_{\sigma} = \sigma/S$ Spannungskonzentrationsfaktor
 $K_{\varepsilon} = \varepsilon/e$ Dehnungskonzentrationsfaktor
 K_t elastizitätstheoretischer Kerbfaktor nach Gleichung (4-9)
 S, e Nennspannung bzw. Nenndehnung

Durch Multiplikation der Gleichung (4-11) mit $S \cdot e$ ergibt sich

$$\sigma \cdot \varepsilon = K_t^2 \cdot S \cdot e \quad (4-12)$$

Für gegebene äußere Lasten kann unter Verwendung von Gleichung (4-7) die Kerbbeanspruchung berechnet werden.

Wenn die Nennbeanspruchungen den elastischen Bereich verlassen, schlägt SEEGER in [162] eine Korrektur der Neuber-Formel durch eine plastische Kerbformzahl vor. Da sich diese Korrektur im wesentlichen nur auf den Kurzzeitfestigkeitsbereich auswirkt, wird sie für die weiteren Betrachtungen nicht berücksichtigt.

Von GLINKA und MOLSKI wurde in [163] das sogenannte ESED-Kriterium (**E**quivalent **S**train **E**nergy **D**ensity **C**riterium) entwickelt und in [164] von GLINKA erweitert. Das ESED-Kriterium besagt, daß die elastische Dehnungsenergie U_{se} der äußeren Lasten und die elastisch-plastische Dehnungsenergie $U_{\sigma\varepsilon}$ am Kerbgrund identisch sein müssen:

$$U_{se} = U_{\sigma\varepsilon} \quad (4-13)$$

Für die elastische Dehnungsenergie der äußeren Lasten gilt:

$$U_{se} = \frac{1}{2} \cdot (K_t \cdot S) \cdot (K_t \cdot e) = \frac{(K_t \cdot S)^2}{2 \cdot E} \quad (4-14)$$

die elastisch-plastische Dehnungsenergie im Kerbgrund ergibt sich durch Integration von Gleichung (4-7) zu:

$$U_{\sigma\varepsilon} = \frac{\sigma^2}{2 \cdot E} + \frac{\sigma}{n'+1} \cdot \left(\frac{\sigma}{K'} \right)^{\frac{1}{n'}} \quad (4-15)$$

Gleichung (4-15) gilt nur für monoton ansteigende Lasten. Bei zyklischer Belastung gelten die gleichen Bedingungen, jedoch unter Verwendung von Gleichung (4-8).

Bild 4-19 zeigt beide Näherungsbeziehungen im Vergleich. Im Rahmen einer Diplomarbeit [165] wurden die Ergebnisse der Näherungsbeziehungen von NEUBER und GLINKA mit FE-Berechnungen verglichen. Es hat sich gezeigt, daß die Näherungsbeziehung von GLINKA gut mit den FE-Berechnungen übereinstimmt. Die Neuber-Formel führt dagegen eher zu konservativen Ergebnissen. Diese Tatsache wird auch an anderen Stellen [166], [135] bestätigt.

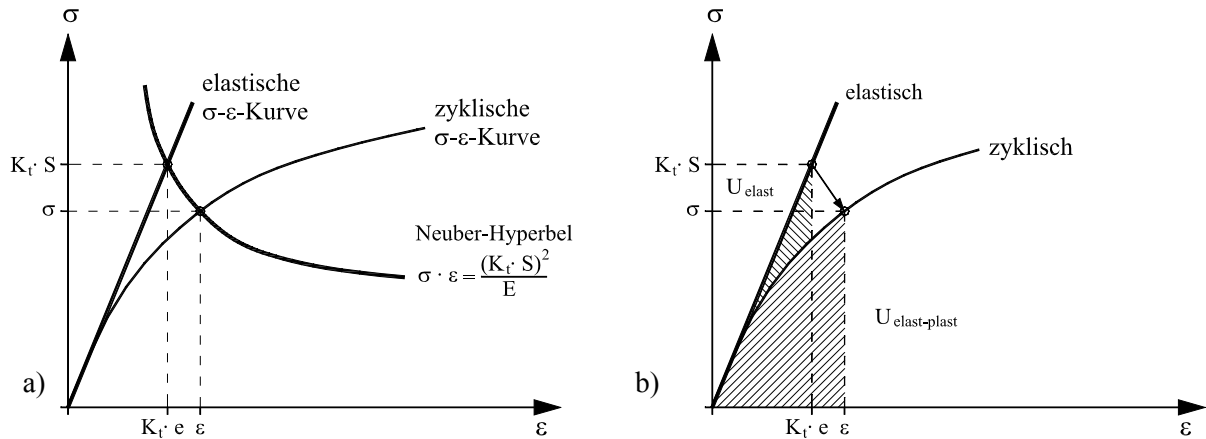


Bild 4-19: Vergleich der Näherungsbeziehungen nach a) NEUBER und b) GLINKA

4.5.2.4 Schädigungsverhalten

Die Beanspruchung am Kerbgrund eines Bauteils kann als ein dehnungskontrollierter Zustand angenommen werden. Dadurch kann die Dehnung unmittelbar als Schädigungsparameter verwendet werden. Der Zusammenhang zwischen Beanspruchung und Schädigung bzw. Versagen wird durch Dehnungswöhlerlinien hergestellt. Auf der Basis der vorhandenen örtlichen elastisch-plastischen Dehnungsamplituden am Kerbgrund kann damit unter Verwendung von Dehnungswöhlerlinien die Schwingspielzahl bis zum Anriß berechnet werden.

Dehnungswöhlerlinien

Durch die Dehnungswöhlerlinien wird der Zusammenhang zwischen der lokal auftretenden Dehnungsamplitude $\varepsilon_a = \Delta\varepsilon/2$ und der Anrißschwingspielzahl N_f beschrieben. In Gleichung (4-16) ist das Ergebnis von unabhängigen Untersuchungen von MANSON [168], COFFIN [169] und MORROW [170] dargestellt. Hierbei wird die Dehnungsamplitude in einen elastischen $\varepsilon_{a,el}$ und plastischen $\varepsilon_{a,pl}$ Dehnungsanteil unterteilt.

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{a,el} + \varepsilon_{a,pl} = \frac{\sigma'_f}{E} \cdot (2N)^b + \varepsilon'_f \cdot (2N)^c \quad (4-16)$$

Bild 4-20 zeigt die graphische Darstellung von Gleichung (4-16). Bei den Parametern σ'_f , ε'_f , b und c handelt es sich um werkstoffabhängige Konstanten, die aus dehnungskontrollierten Versuchen oder der Literatur entnommen werden können [171]-[173].

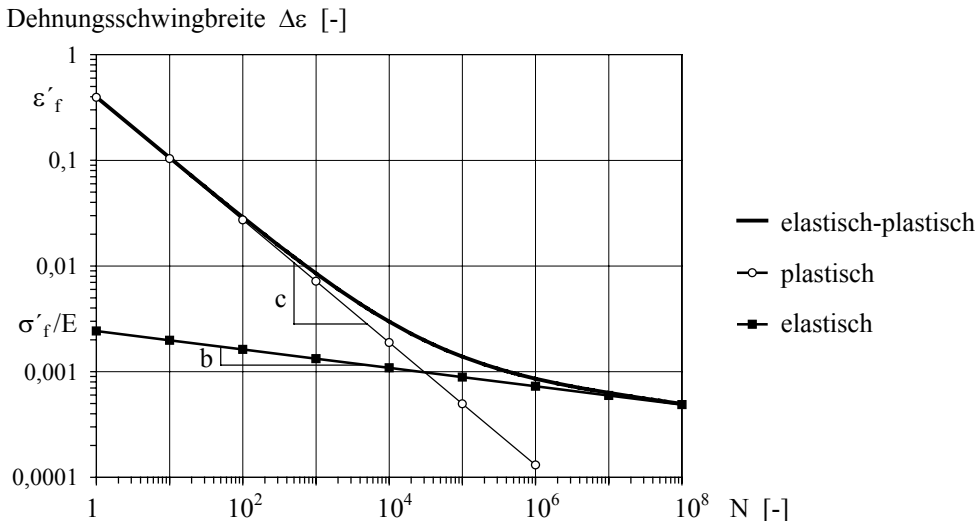


Bild 4-20: Dehnungswöhlerlinie, Manson-Coffin-Kurve

Mittelspannungseinfluß

Die Berücksichtigung der Mittelspannung erfolgt üblicherweise über sogenannte Schädigungsparameter P oder über mittelspannungsbehaftete Dehnungswöhlerlinien:

- Schädigungsparameter P_{SWT} nach SMITH/WATSON/TOPPER [176]:

$$P_{\text{SWT}} = \sqrt{(\sigma_a + \sigma_m) \cdot \varepsilon_a \cdot E} \quad (4-17)$$

$$P_{\text{SWT}}(N) = \sqrt{(\sigma'_f)^2 \cdot (2N)^{2b} + \sigma'_f \cdot \varepsilon'_f \cdot E \cdot (2N)^{b+c}} \quad (4-18)$$

- Mittelspannungsbehaftete Dehnungswöhlerlinie nach MORROW [175]:

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma'_f - \sigma_m}{E} \cdot (2N)^b + \varepsilon'_f \cdot (2N)^c \quad (4-19)$$

Die unterschiedlichen Ansätze zur Berücksichtigung der Mittelspannung führen teilweise zu deutlichen Differenzen beim Ergebnis der Anrißlebensdauer. Der Schädigungsparameter nach SMITH/WATSON/TOPPER stellt dabei die konservativere Lösung dar.

Eigenspannungen

Schweißverbindungen besitzen durch den Schweißprozeß unmittelbar am Ort der Ribentstehung sehr hohe Schweißeigenspannungen in Form von Zugspannungen, die im allgemeinen zu berücksichtigen sind. Der Einfluß der Schweißeigenspannungen auf die Ermüdungsfestigkeit ist in erster Linie von den Materialeigenschaften abhängig. Durch das duktile Verhalten der normalen Baustähle führen plastische Verformungen an der Kerbe innerhalb der ersten Lastwechsel zu einer schnellen Relaxation der Mittelspannung, der Einfluß der Eigenspannungen auf die Dauerfestigkeit ist daher nicht sehr groß. Bei höherfesten Stählen findet hingegen aufgrund der fehlenden Plastizität am Kerbgrund keine Relaxation der Mittelspannung statt. Der Einfluß auf die Dauerfestigkeit ist dadurch wesentlich größer. Dies steht auch im Einklang mit neueren Ergebnissen in [177].

Die einfachste Art der Berücksichtigung von Eigenspannungen besteht in der Erhöhung der Oberspannung auf die Höhe der Streckgrenze. Dies stellt jedoch eine sehr grobe Abschätzung dar. Weitere Vorschläge zur Erfassung von Schweißeigenspannungen im Kerbgrundkonzept haben LAWRENCE [178] und REEMSNYDER [179] entwickelt. Hierbei werden an der Neuber-Formel Korrekturen an der Nennspannung vorgenommen. Nach [124] führt die Erfassung von Eigenspannungen über erhöhte oder verminderte Lasten jedoch nur bei einer näherungsweise elastischen Beanspruchungen zu befriedigenden Ergebnissen.

Schadensakkumulation und Anriß

Jede geschlossene Hysterese liefert über den Datensatz ε_a , σ_a und σ_m eine zugehörige Anrißschwingspielzahl N_I . Der Schädigungsbeitrag D einer Hysterese berechnet sich zu:

$$D = \frac{1}{N_I} \quad (4-20)$$

Nach der linearen Schadensakkumulationstheorie von PALMGREN [180] und MINER [181] werden die Beiträge der einzelnen Hysteresen linear aufaddiert. Der Anriß im Bauteil tritt ein, wenn die Summe aller Teilschädigungen D_i den Wert Eins annimmt:

$$\sum_i D_i = \sum_i \frac{1}{N_{I,i}} = 1 \quad (4-21)$$

4.5.3 Rißwachstum nach dem Bruchmechanikkonzept

4.5.3.1 Übersicht

Bild 4-21 zeigt schematisch den Ablauf einer bruchmechanisch gestützten Ermittlung der Rißwachstumsdauer. Ausführliche Erläuterungen können [187]-[190] entnommen werden. Ausgangspunkt der Berechnungen sind einfache Ansätze zur Beschreibung des Wachstumsverhaltens von Rissen.

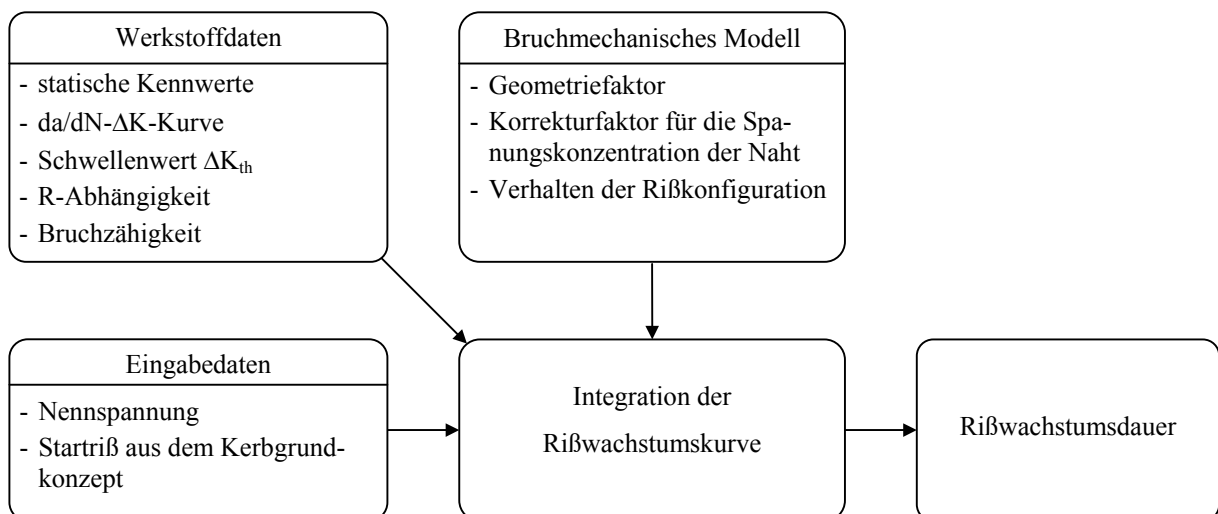


Bild 4-21: Ablauf einer bruchmechanisch gestützten Ermittlung der Rißwachstumsdauer

4.5.3.2 Bruchmechanikverfahren

Für die Beschreibung von Bauteilen mit Rissen wurden verschiedene Konzepte der Bruchmechanik entwickelt. Die Einteilung der Konzepte erfolgt nach dem Ausmaß der plastischen Verformung an der Rißspitze relativ zu den Bauteilabmessungen:

- Linear-elastische Bruchmechanik (LEBM), die plastische Zone ist vernachlässigbar klein.
- Elastisch-plastische Bruchmechanik (EPBM), die plastische Zone ist beträchtlich, jedoch immer noch klein im Vergleich zum Bauteil.
- Fließbruchmechanik (FBM), die plastische Zone erstreckt sich über das gesamte Bauteil.

Je nach Anwendung der einzelnen Verfahren werden unterschiedliche Kenngrößen für die Beschreibung der Beanspruchung an der Rißspitze verwendet (K-Faktor, J-Integral).

Die Größe der plastischen Zone ist abhängig von den Zähigkeitseigenschaften des Materials und der vorhandenen Beanspruchung. Die LEBM findet bevorzugt Anwendung bei hochfesten bzw. spröden Stählen. Ihre Anwendungsgrenzen können aus der plastischen Grenzlast F_{gy} mit $F/F_{gy} < 0,7-0,9$ abgeschätzt werden [187]. Bei den üblichen Baustählen sind diese Anforderungen nicht unbedingt eingehalten. Bei sinnvoll dimensionierten Bauteilen des Brückenbaus liegen die Spannungen infolge äußerer Lasten jedoch deutlich unterhalb der Fließgrenze, dadurch ergeben sich nur sehr kleine zyklische plastische Zonen vor der Rißspitze. Aus diesem Grund wird, auch zur Vereinfachung, im weiteren Verlauf die linear-elastische Bruchmechanik angewandt.

4.5.3.3 Rißbeanspruchung und Spannungsintensitätsfaktor

Für die Rißausbreitung wird die Beanspruchung an der Rißspitze als maßgebend angesehen. In der LEBM können die Beanspruchungen an der Rißspitze, siehe Bild 4-22, für ein linear-elastisches Materialverhalten mit dem von IRWIN [191] eingeführten Spannungsintensitätsfaktor K beschrieben werden:

$$\sigma_{i,j} = \frac{K}{\sqrt{2\pi \cdot r}} \cdot f_{i,j}(\theta) \quad (4-22)$$

- mit $\sigma_{i,j}$ Spannung in einem Element in der Nähe der Rißspitze
 K Spannungsintensitätsfaktor
 $f_{i,j}(\theta)$ Funktion zur Beschreibung der Lage der Elemente gegenüber dem Riß und der Richtung der Spannung $\sigma_{i,j}$
 r Abstand des betrachteten Elementes von der Rißspitze

Der Spannungsintensitätsfaktor K ist ein Maß für die Spannungskonzentration in der Umgebung der Rißspitze. Für eine unendlich ausgedehnte Scheibe mit einem Innenriß der Länge a unter Normalbeanspruchung σ ist der Spannungsintensitätsfaktor wie folgt definiert:

$$K = \sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \quad (4-23)$$

Für reale Bauteile wird die Beanspruchung an der Rißspitze durch die endliche Geometrie und die einwirkende Spannungsverteilung beeinflusst. Diese Einflußgrößen werden durch

Multiplikation mit der Geometriefunktion $F(a)$ erfaßt:

$$K = \sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot F(a) \quad (4-24)$$

Für typische Geometrien und Beanspruchungsfälle sind entsprechende Geometriefunktionen in der Literatur [216]-[221] zu finden.

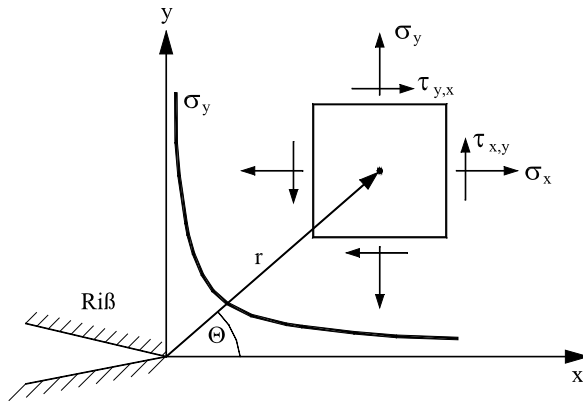


Bild 4-22: Element und Spannungsfeld an der Rißspitze

4.5.3.4 Rißwachstumsmodelle

Bei wiederholter Beanspruchung wird als maßgebliche Kenngröße für den zyklischen Rißfortschritt die Schwingbreite des Spannungsintensitätsfaktors ΔK angesehen.

$$\Delta K = \Delta \sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot F(a) \quad (4-25)$$

Auf der Basis experimenteller Untersuchungen von Rißwachstumskurven konnte ein Zusammenhang zwischen den logarithmischen Werten der Rißwachstumsrate da/dN und der Schwingbreite des Spannungsintensitätsfaktors ΔK festgestellt werden. Bild 4-23 zeigt schematisch die Rißwachstumsrate in Abhängigkeit des Spannungsintensitätsfaktors.

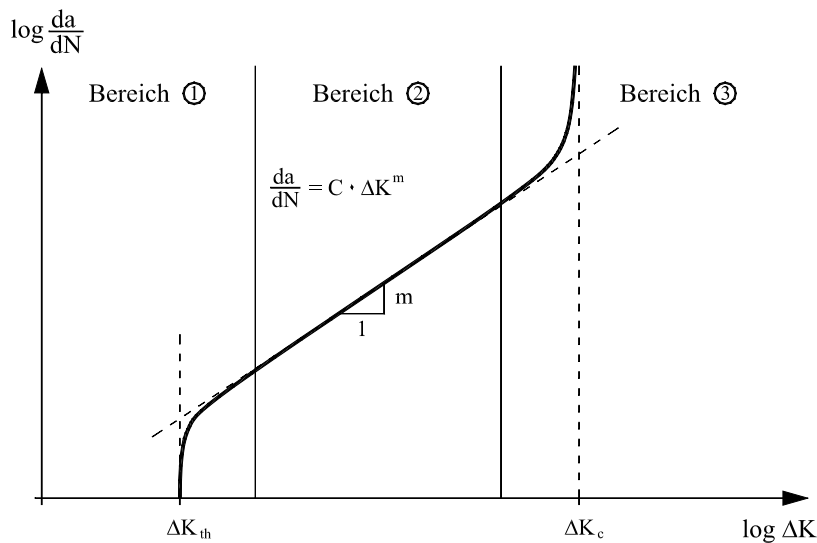


Bild 4-23: Schematische Darstellung der Rißwachstumskurve

Die Kurve läßt sich in 3 Bereiche unterteilen:

- Im Bereich ① verläuft das Rißwachstum für Werte unterhalb des durch eine vertikale Gerade dargestellten Schwellenwertes ΔK_{th} sehr langsam bzw. es findet nahezu kein Rißwachstum statt. Dieser Wert stellt sozusagen eine bruchmechanische Dauerfestigkeit dar. Der Schwellenwert ist vom Werkstoff, seiner Mikrostruktur, dem umgebenden Medium und von der Mittelspannung abhängig. Als Grenzwert wird eine Rißwachstumsgeschwindigkeit von $da/dN \leq 1 \cdot 10^{-8}$ angenommen.
- Der Bereich ② ist durch ein stabiles Rißwachstum charakterisiert. Nach PARIS [192], [193] läßt sich der Zusammenhang zwischen da/dN und ΔK mit hinreichender Genauigkeit durch Gleichung (4-26) angeben, die auch als Paris-Gleichung bezeichnet wird :

$$da / dN = C \cdot \Delta K^m \quad (4-26)$$

C, m Werkstoffkennwerte

- Im Bereich ③ findet bei Erreichen eines kritischen Spannungsintensitätsfaktors ΔK_c ein instabiles Rißwachstum statt und es kommt zum Versagen.

Ausgehend von der Paris-Gleichung wurden zahlreiche modifizierte Rißwachstumsgleichungen entwickelt, die in der Lage sind, die Bereiche ① bis ③ in die Rißfortschrittsskurve mit einzubeziehen. Zu den bekanntesten zählen die von ERDOGAN [194] modifizierte Gleichung (4-27) zur Erfassung der Bereiche ① und ② sowie die sogenannte Forman-Gleichung (4-28) [195], die alle drei Bereiche erfaßt.

$$\frac{da}{dN} = C \cdot (\Delta K^m - \Delta K_{th}^m) \quad (4-27)$$

$$\frac{da}{dN} = C \cdot \frac{(\Delta K^m - \Delta K_{th}^m)}{(1-R) \cdot K_c - \Delta K} \quad (4-28)$$

Hierbei ist anzumerken, daß die den unterschiedliche Rißwachstumsgleichungen zugrunde liegenden Werkstoffkennwerte C und m nicht identisch sind.

4.5.3.5 Einfluß der Mittelspannung

Der Einfluß der Mittelspannung läßt sich durch das Verhältnis der Spannungsintensitätsfaktoren $R = K_{min} / K_{max}$ beschreiben. Mit zunehmendem R verschiebt sich die Rißwachstumskurve in Bild 4-23 weiter nach links. Der Einfluß der Mittelspannung beschränkt sich dabei vorwiegend auf die Bereiche ① und ③.

Für die Mittelspannungsabhängigkeit des Schwellenwertes existieren in der Literatur mehrere Vorschläge. Beispielhaft seien hier die Vorschläge von HOBACHER [128] und GURNEY [189] dargestellt:

$$\Delta K_{th} = 190 - 144 \cdot R \text{ und größer } 62 \text{ [N/mm}^{3/2}] \text{ nach [128]} \quad (4-29)$$

$$\Delta K_{th} = 240 - 173 \cdot R \text{ [N/mm}^{3/2}] \text{ nach [189]} \quad (4-30)$$

Ebenso wie der Schwellenwert ist auch der kritische Spannungsintensitätsfaktor K_c von der Mittelspannung abhängig.

Im Bereich ② wird versucht, die R-Abhängigkeit der Rißfortschrittsgleichung über effektive Schwingbreiten des K-Faktors zu erfassen. In den Gleichungen (4-26)-(4-28) wird dabei ΔK durch ΔK_{eff} ersetzt. Damit wird die Vorstellung verbunden, daß nur der Anteil des Schwingspiels, bei dem der Riß vollständig geöffnet ist, einen Beitrag zur Rißfortschrittsrate leistet. Hintergrund hierfür sind Rißschließeffekte im Bereich der Rißspitze infolge Wechselplastifizierungen und damit verbundenen Druckeigenstressungen. Neben genauen Ansätzen zur rechnerischen Erfassung des Rißschließens [196], [197] wird häufig der vereinfachte Ansatz von ELBER [198] angewandt:

$$\Delta K_{\text{eff}} = (0,5 + 0,4 \cdot R) \cdot \Delta K \quad (4-31)$$

Eine übersichtliche Zusammenstellung über verschiedene Arbeiten und Ansätze zum Rißschließverhalten enthält [199].

4.5.3.6 Lebensdauerberechnung

Die Berechnung der Lebensdauer erfordert die Integration der Rißwachstumsgleichung. Im einfachsten Fall unter der Annahme der Paris-Gleichung ergibt sich folgender Integralausdruck:

$$N = \int_{a_0}^{a_E} \frac{1}{C \cdot \Delta K^m} da \quad (4-32)$$

Durch Lösung dieses Integrals ist es möglich, die Anzahl an Lastwechseln die für ein Rißwachstum von der Anfangsrißlänge a_0 bis zu einer Endrißlänge a_E notwendig sind, zu berechnen. Eingangsgrößen sind neben den Rißlängen noch der zyklische Spannungsintensitätsfaktor ΔK und die Werkstoffkonstanten C und m .

4.5.3.7 Anfangsrißlänge

Die Festlegung der Anfangsrißlänge hat einen erheblichen Einfluß auf die Größe des berechneten Lebensdauerintervalls. Es ist folgendes zu beachten:

- Als Abgrenzung gegen das Kurzrißverhalten muß der Anfangsriß so groß sein, daß er mit bruchmechanischen Methoden als langer Riß behandelt werden kann. Aus werkstoffmechanischer Sicht sollte der Riß deshalb mindestens etwa 10 Kerndurchmesser groß sein [200]. Dies entspricht bei einer durchschnittlichen Kerngröße von 10–20 μm bei Metallen, einem Anriß von $a_0 = 0,1\text{--}0,2$ mm.
- Der Riß muß sich senkrecht zur Hauptzugspannung ausgerichtet haben, damit die Geometriefaktoren des bruchmechanischen Modells angewendet werden dürfen.

Als Ausgangsriß des Kerbgrundkonzepts wird von LAWRENCE et al. [149] und von SEEGER et al. [150] ein Anfangsriß von ca. 0,1–0,25 mm Tiefe vorgeschlagen.

4.5.3.8 Endrißlänge

Die Festlegung der Endrißlänge a_E ist für bruchmechanische Berechnungen nur von geringer Bedeutung, da die Rißwachstumsgeschwindigkeit bei großen Rißlängen so hoch ist, daß sich daraus nur sehr kleine Differenzen in den berechneten Lastwechselzahlen ergeben.

Betrachtet man die gesamte Lebensdauer eines Bauteils, so wird die Endrißlänge durch das Versagen des Bauteils bestimmt. Bei Schwingbeanspruchung können prinzipiell folgende Versagensmechanismen auftreten:

- plastisches Versagen des infolge Rißfortschritts geschwächten Nettoquerschnitts,
- instabiles Rißwachstum durch Überschreiten der Bruchzähigkeit K_c (Spröbruchversagen),
- der Riß erreicht die gegenüberliegende Blechseite, lokaler Durchriß.

Für die Beurteilung der Versagenszustände Plastizierung des Nettoquerschnitts und Spröbruchversagen stellt die sogenannte CEGB-R6-Methode [201] ein anschauliches Verfahren dar, bei dem das Versagen in Form einer Interaktionsbeziehung beurteilt wird. Während das plastische Versagen im wesentlichen durch die Rißgröße und die Spannungsausnutzung bestimmt wird, ist die Bruchzähigkeit von mehreren Faktoren wie Temperatur, Bauteildicke und Belastungsgeschwindigkeit abhängig. Die Abschätzung der Bruchzähigkeit erfolgt in der Regel durch entsprechende Korrelationen [202] auf Basis der Kerbschlagarbeit. Die CEGB-R6-Methode wird derzeit auch für die Festlegung zulässiger Blechdicken zur Vermeidung des Spröbruchversagens von Stahlbauteilen angewandt [4], [12].

4.5.3.9 Spannungsintensitätsfaktor bei Schweißverbindungen

Während für allgemein übliche Bauteile mit zumeist durchgehenden 2-dimensionalen Rissen, vgl. Bild 4-24 a), die Spannungsintensitätsfaktoren in Tabellenwerken enthalten sind, gestaltet sich das Problem für Rißkonfigurationen an Schweißnähten ungleich komplizierter. Für 3-dimensionale, halb-elliptische Oberflächenrisse, vgl. Bild 4-24 b), sind die Gleichungen der Geometriefunktionen wesentlich umfangreicher.

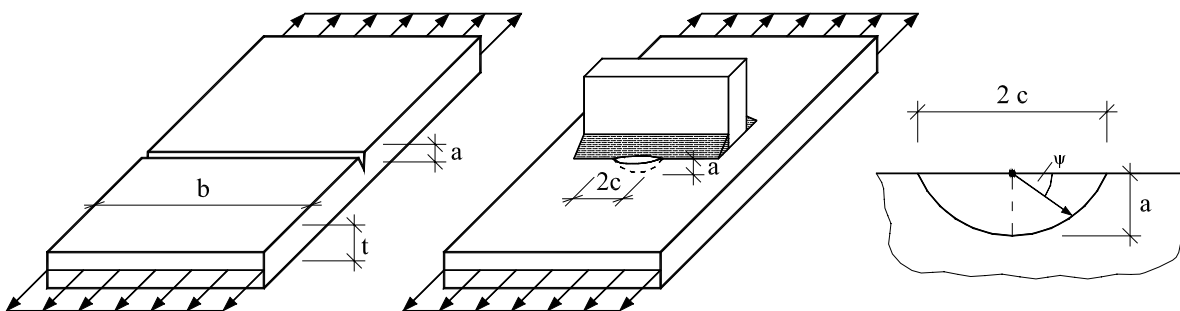


Bild 4-24: a) durchgehender Riß b) halb-elliptischer Oberflächenriß am Schweißnahtfußpunkt

Das größte Problem ist die Berücksichtigung des Kerbspannungsfeldes am Nahtübergangsbereich, das sich bei kürzeren Rissen mit dem örtlichen Spannungsfeld vor der Rißspitze überlagert und somit den zyklischen Spannungsintensitätsfaktor vergrößert.

Die Berücksichtigung dieses Einflusses erfolgt über eine zusätzliche Korrekturfunktion $M_k(a)$. Dabei wird die Korrekturfunktion $Y(a)$ - abgeleitet für ebene Blechformen - mit der Korrekturfunktion $M_k(a)$ multipliziert:

$$F(a) = Y(a) \cdot M_k(a) \quad (4-33)$$

Korrekturfunktion $Y(a)$

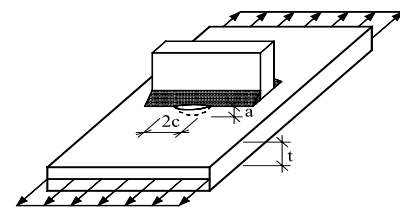
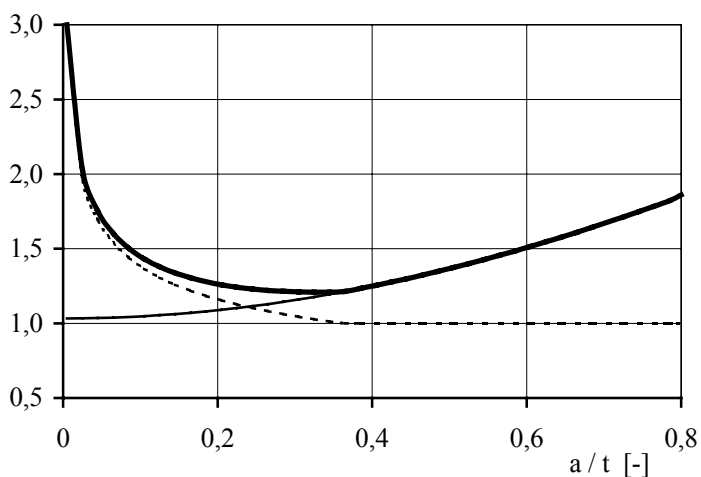
In der Literatur [216]-[221] existieren zahlreiche Ansätze für die Korrekturfunktionen $Y(a)$ für ebene Blechformen. Zu den Einflußgrößen gehören die Verhältnisse Rißtiefe zu Blechdicke (a/t), Rißtiefe zu Rißlänge (a/c), Rißlänge zu Bauteillänge (c/B) sowie die Position entlang der Rißfront, beschrieben durch den Winkel ψ , vgl. Bild 4-24.

Korrekturfunktion $M_k(a)$

Die Korrekturfunktionen $M_k(a)$ berücksichtigen den Einfluß der örtlichen Kerbwirkung auf den Spannungsintensitätsfaktor und sind daher von dem zu betrachtenden Kerbdetail abhängig. Der Einfluß der örtlichen Kerbwirkung wirkt sich nur im Bereich geringer Rißtiefen aus, da mit zunehmender Rißtiefe der Riß das Kerbspannungsfeld verläßt.

Für Kehlnahtverbindungen enthält [222] einen anschaulichen Überblick über derzeit existierende Korrekturfunktionen [223]-[226]. Der Einfluß der geometrischen Form am Nahtübergang (r und Θ) ist für die Größe von $M_k(a)$ von untergeordneter Bedeutung. Näherungsweise kann für den Verlauf der Korrekturfunktion $M_k(a)$ auch der Verlauf der Kerbformzahl K_t über die Blechdicke herangezogen werden. In Bild 4-25 ist beispielhaft der Verlauf der Korrekturfunktionen $F(a)$, $Y(a)$ und $M_k(a)$ für das Kerbdetail einer zugbeanspruchten Quersteife dargestellt. Der Einfluß der Korrekturfunktion $M_k(a)$ beschränkt sich nur auf geringe Rißtiefen bis $a/t \approx 0,3$.

Korrekturfaktoren [-]



- $Y(a)$ nach RAJU/NEWMANN [219]
- $M_k(a)$ nach HOBACHER [223]
- $F(a) = Y(a) \cdot M_k(a)$

Bild 4-25: Verlauf der Korrekturfunktionen am Beispiel einer Quersteife, $a/c = 0,25$

4.5.3.10 Rißkonfiguration und Halbachsenverhältnis

Ein halb elliptischer Oberflächenriß wird in seiner Kontur durch das Verhältnis seiner beiden Halbachsen a/c beschrieben, siehe Bild 4-24 b). Während des Rißwachstums ist dieser Wert jedoch nicht konstant, mit wachsender Rißtiefe verringert sich im allgemeinen das

a/c-Verhältnis. In Abhängigkeit von der lokalen Kerbgeometrie und der Verteilung von riß-ähnlichen Defekten bilden sich ein oder mehrere Anrisse, wodurch im weiteren Verlauf des Rißwachstums unterschiedliche Rißkonfigurationen entstehen können. Üblicherweise werden die in Bild 4-26 dargestellten drei Fälle unterschieden:

- 1) es wächst lediglich ein Riß als halbelliptischer Oberflächenriß,
- 2) mehrere Risse wachsen ohne Koaleszenz parallel zueinander,
- 3) mehrere Mikrorisse wachsen zusammen und es bildet sich anschließend ein halbelliptischer Oberflächenriß mit einem sehr kleinen a/c-Verhältnis. Nach der Koaleszenz dieser Risse bildet sich ein durchgehender Riß, der mit einer nahezu geraden Front (Halbachse $c \rightarrow \infty$) durch die Probe läuft.

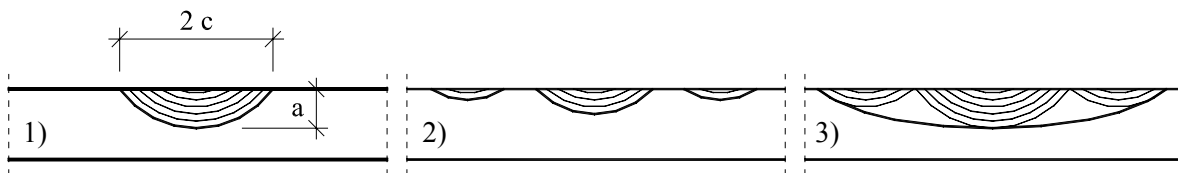


Bild 4-26: Unterschiedliche Rißkonfigurationen

In der Literatur gibt es zahlreiche Ansätze [227]-[233] zur Beschreibung der Rißkonfiguration. Neben einfachen Ansätzen, die von einem konstanten Halbachsenverhältnis ausgehen, gibt es auch Vorschläge [221], [233] bei denen versucht wird, die Veränderung der Rißkonfiguration mit Hilfe einer mathematischen Beziehung in der Form $c = f(a)$ zu beschreiben [220], [229]-[231]. Dadurch ist es möglich, die in Bild 4-26 unterschiedenen Fälle zu erfassen. Neben diesen Ansätzen auf der Basis experimenteller Beobachtungen zur Rißkonfiguration, bieten moderne Software-Pakete [260] auch die Möglichkeit, die Veränderung der Rißkonfiguration während des Rißwachstums automatisch zu erfassen.

Für die rechnerische Abschätzung der Lebensdauer sind die Unterschiede zwischen einem konstanten Ansatz und einer Vergrößerung des Halbachsenverhältnisses mit wachsender Rißtiefe gering. Ein konstanter Ansatz ist daher in vielen Fällen ausreichend.

4.5.3.11 Werkstoffkennwerte

Wie beim Kerbgrundkonzept besteht auch bei der Anwendung der Bruchmechanik auf Schweißverbindungen die Schwierigkeit, daß sich das Rißwachstum in drei verschiedenen Werkstoffbereichen (Grundmaterial, Schweißgut und Wärmeeinflußzone) vollziehen kann. Für die unterschiedlichen Bereiche liegen in der Literatur jedoch nur sehr wenige Ergebnisse vor. Im allgemeinen fallen die Werkstoffkennwerte für das Rißwachstum in einen einheitlichen Streubereich und der Einfluß der unterschiedlichen Werkstoffzustände ist nicht sehr groß [204]. Dabei liegt die Annahme der Werkstoffkennwerte des Grundwerkstoff auf der sicheren Seite.

In vielen Untersuchungen wurden die Werkstoffkennwerte C und m auf der Grundlage der Paris-Gleichung für den untersuchten Grundwerkstoff experimentell bestimmt. Anhang B.4 enthält eine Zusammenstellung von in der Literatur häufig verwendeten Mittelwerten für C und m . Neben konstanten Werten, existieren auch zahlreiche Ansätze in Form einer mathematische Beziehung $C = f(m)$.

4.5.4 Rechnerische Abschätzung von Wöhlerlinien

4.5.4.1 Allgemeines

Anhand der vorab beschriebenen mathematischen Modelle zur Berechnung des Schwingfestigkeitsverhaltens von Schweißverbindungen soll eine rechnerische Abschätzung von Wöhlerlinien (Synthetische Wöhlerlinien) für die beim Stegatmen vorkommenden Kerbdetails Anschluß Steg - Flansch und Anschluß Steg - Quersteife durchgeführt werden.

4.5.4.2 Problem der Erfassung von Streuungen

Da die Ergebnisse von Ermüdungsversuchen aufgrund der zahlreichen Einflußparameter starken Streuungen unterliegen, reicht zur Beurteilung die alleinige Kenntnis von Mittelwerten nicht aus. Für die rechnerische Abschätzung von charakteristischen Werten der Ermüdungsfestigkeit sind deshalb zusätzliche Angaben z.B. über Streuverteilungen nötig. Unter diesem Aspekt werden folgende Konzepte unterschieden:

- Worst-Case-Konzepte
- Probabilistische Konzepte

Bei den Worst-Case-Konzepten wird versucht die auftretenden Streuungen durch konservative Abschätzungen der einzelnen Parameter zu erfassen. Entsprechend sind die Ergebnisse auch als konservative Vorhersage der Ermüdungsfestigkeit anzusehen.

Probabilistische Konzepte hingegen versuchen durch statistische Beschreibung der maßgebenden Einflußparameter die Ermüdungsfestigkeit möglichst realistisch in Form von Mittelwert und Standardabweichung rechnerisch zu ermitteln. In den letzten Jahren sind vermehrt probabilistische Verfahren zur Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit entwickelt worden. Erste Berechnungsmodelle stammen aus dem Bereich der Offshore-Technik [209]-[211], [213], [214]. In den darauffolgenden Jahren wurden ebenso Modelle für Brücken entwickelt [207], [208], [212], [229]. Diese Modelle zur Lebensdauerabschätzung basieren jedoch alle auf der Grundlage der LEBM und betrachten stets nur die Phase des Rißwachstums. Die Rißentstehungsphase wird vernachlässigt.

Für die Abschätzung von Wöhlerlinien und vor allem der Dauerfestigkeit ist nach Meinung des Autors auch eine Beschreibung der Anrißlebensdauer erforderlich. Derartige Modelle, die beide Phasen der Lebensdauer erfassen, sind dem Autor derzeit nicht bekannt. Erste Versuche wurden im Rahmen einer Diplomarbeit [215] unternommen und führten zu guten Ergebnissen. Beim Kerbgrundkonzept haben die Werkstoffparameter b und c , siehe Gleichung (4-16), sowie der Kerbradius r einen sehr großen Einfluß auf das Ergebnis. Für eine probabilistische Anwendung des Kerbgrundkonzepts sind noch zahlreiche Fragen zu klären, wie beispielsweise die statistischen Annahmen für das Auftreten von Schweißnahtimperfectionen, der Nahtparameter und der Werkstoffkenngrößen.

Im Folgenden wird eine Vorgehensweise auf Basis von Worst-Case Annahmen gewählt.

4.5.4.3 Vorgehensweise

Geometrie

Für die untersuchten Kerbdetails wird eine Blechdicke von $t = 14$ mm, eine Schweißnahtdicke von $a = 0,7 \cdot t$ und ein Nahtanstiegswinkel von $\Theta = 45^\circ$ angenommen.

Belastung

Die Ermittlung der Wöhlerlinien erfolgt durch stufenweise Vorgabe der Nennspannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ und der daraus rechnerisch ermittelten Anriß-, Rißwachstums- und Bruchlebensdauer. Die Berücksichtigung von Eigenspannungen erfolgt durch Vorgabe einer konstanten Oberspannung in Höhe der statischen Streckgrenze $\sigma_o = f_{yk}$.

Phase der Rißentstehung

1) Beschreibung des Werkstoffverhaltens

Zur Beschreibung des zyklischen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens (Konstanten der Ramberg-Osgood Gleichung) und der Dehnungswöhlerlinie werden die Werkstoffkennwerte des Uniform Material Law (UML) nach [172] und [173] angewandt. Das UML basiert auf dem Elastizitätsmodul E und der statischen Zugfestigkeit f_u des vorliegenden Werkstoffs. Tabelle 4-4 enthält die mittleren statistischen Abhängigkeiten. Für die Berechnung werden auf der sicheren Seite liegend die charakteristischen Werte eines S 235 ($f_{uk} = 355$ N/mm² und $E = 210.000$ N/mm²) zugrunde gelegt.

Tabelle 4-4: Werkstoffkennwerte nach dem Uniform Material Law (UML) [172]

Werkstoffkennwerte nach dem Uniform Material Law (UML)		
Spannungs-Dehnungs-Verhalten	Dehnungswöhlerlinie	
$K' = 1,65 \cdot f_{uk}$	$\sigma' = 1,50 \cdot f_{uk}$	$\varepsilon' = 0,59$
$n' = 0,15$	$b = -0,087$	$c = -0,58$

2) Berücksichtigung der Spannungskonzentration

Die Ermittlung der Kerbformzahlen K_t erfolgt auf Basis der im Anhang B.2 angegebenen Formeln. Die Kerbwirkungszahlen K_f werden nach dem Konzept von RADAJ [174] für eine mit einem fiktiven Kerbradius $r_{fik} = 1,0$ mm ausgerundete Kerbgeometrie berechnet, vgl. Anhang B.3.3. Die Bestimmung der örtlichen Spannungen und Dehnungen am Kerbgrund erfolgt mit Hilfe der zyklischen Spannungs-Dehnungs-Kurve und der Neuber-Hyperbel, Gleichung (4-12).

3) Berücksichtigung der Mittelspannung

Der Einfluß der Mittelspannung wird durch den Ansatz nach SMITH/WATSON/TOPPER [176] berücksichtigt.

Phase des Rißwachstums

1) Rißwachstumsmodell

Die Restlebensdauer vom Anriß bis zum Bruch wird durch Integration der Paris-Gleichung (4-32) berechnet unter Vernachlässigung des Schwellenwerts ΔK_{th} . Abweichend zu den in Anhang B.4, Tabelle B-4 dargestellten Mittelwerten, werden folgende von HOBACHER [128] empfohlene charakteristische Werte angenommen:

$$m = 3,0$$

$$C = 2,0 \cdot 10^{-13}$$

2) Anfangsriß, Endriß und Rißkonfiguration

Es wird ein Anfangsriß von $a_0 = 0,25$ mm angenommen. Dieser Werte wird von LAWRENCE et al. [149] und von SEEGER et al. [150] vorgeschlagen und wurde vielfach schon von anderen Autoren verwendet [136], [137]. Als Versagen wird Durchriß in Blechdickenrichtung definiert. Entsprechend ergibt sich die Endrißlänge zu $a_E = t$. Das Halbachsenverhältnis wird in Anlehnung an die Versuchsergebnisse in [233] während des Rißwachstums als konstant zu $a/c = 0,15$ angenommen.

3) Spannungskonzentrationsfaktoren

Die Ermittlung der für den Spannungskonzentrationsfaktor ΔK erforderlichen Geometriefunktion $F(a)$ erfolgt durch Überlagerung der Korrekturfunktionen $Y(a)$ mit $M_k(a)$ unter der Annahme eines halbelliptischen Risses. Die verwendeten Gleichungen sind im Anhang B.5 und B.6 enthalten. Da das Rißwachstum in Richtung der Blechtiefe von Interesse ist, wird der Winkel ψ konstant zu $\psi = \pi/2$ gewählt, vgl. Bild 4-24 b).

4.5.4.4 Berechnungsergebnisse

Kerbdetail: Quersteife Zug

Das Kerbdetail einer Quersteife unter Zugbeanspruchung ist im Kerbfallkatalog des Eurocode 3 enthalten und für die getroffenen geometrischen Annahmen ($\ell \leq 50$ mm) in die Kerbgruppe 80 eingestuft. Bild 4-27 zeigt die Berechnungsergebnisse für die Anriß- (N_I), Rißfortschritts- (N_P) und Bruchwöhlerlinie ($N_F = N_I + N_P$) im Vergleich zur Ermüdungsfestigkeitskurve der Kerbgruppe 80.

Rechnerisch ergibt sich ein charakteristischer Wert der Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_C = 78$ N/mm² bei einer mittleren Steigung von ca. $m = 3,1$. Im Vergleich zu den Angaben nach Eurocode stimmt der charakteristische Wert gut überein. Infolge der etwas flacheren Steigung ergeben sich im Zeitfestigkeitsbereich geringere Werte. Die Dauerfestigkeit bei $5 \cdot 10^6$ Lastwechseln stimmt ebenfalls gut überein.

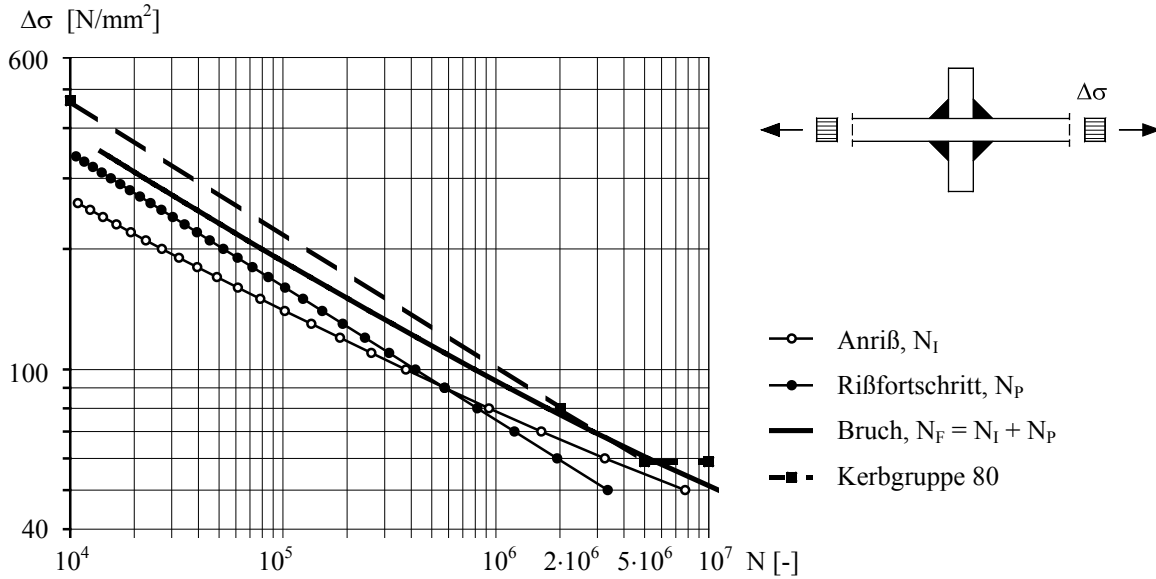


Bild 4-27: Rechnerisch ermittelte Wöhlerlinie für das Kerbdetail einer zugbeanspruchten Quersteife

Kerbdetail: Quersteife Biegung

Das Kerbdetail einer biegebeanspruchten Quersteife ist nicht im Kerbfallkatalog des Eurocode 3, Teil 1.9 enthalten. Bei gleichen Annahmen wie für die Quersteife unter Zugbeanspruchung ergibt sich rechnerisch ein charakteristischer Wert der Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_C = 108 \text{ N/mm}^2$. Dieser Wert ist um 38% größer als der rechnerisch ermittelte Wert bei reiner Zugbeanspruchung.

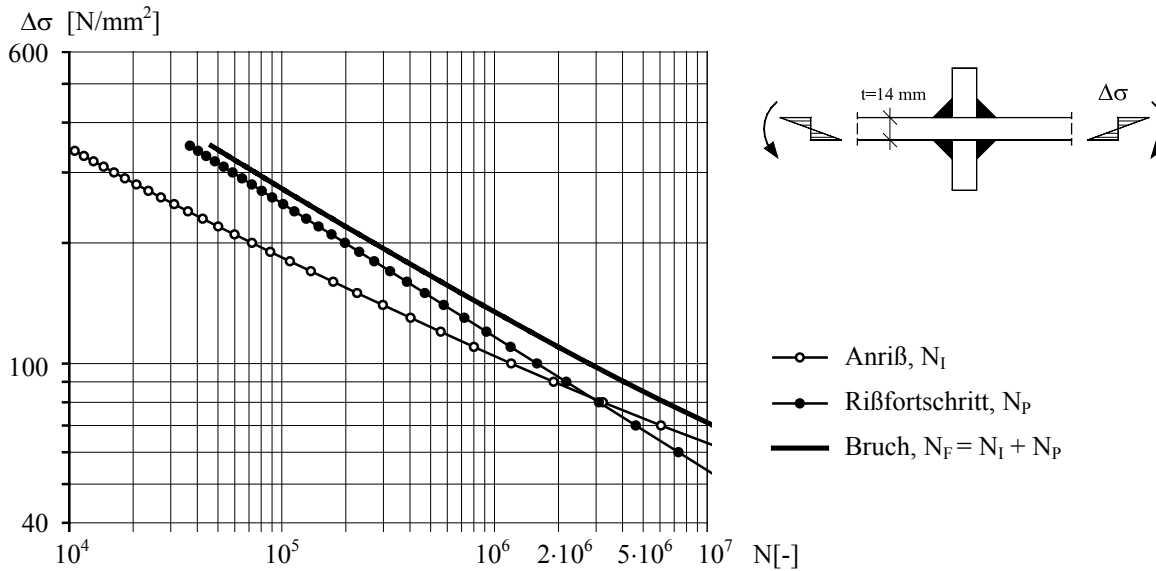


Bild 4-28: Rechnerisch ermittelte Wöhlerlinie für das Kerbdetail einer biegebeanspruchten Quersteife

Die Mehrzahl der experimentellen Versuche wurde an sehr großen Blechdicken $t \geq 25 \text{ mm}$ durchgeführt. Aufgrund der vorhandenen Blechdickenabhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit

ist daher ein Vergleich mit den in Bild 4-28 getroffenen Annahmen von $t = 14 \text{ mm}$ nicht sinnvoll. In Bild 4-29 sind deshalb ergänzend die rechnerischen Ergebnisse für eine Blechdicke von $t = 25 \text{ mm}$ im Vergleich zu den Versuchsergebnissen dargestellt. Die Steigung und der charakteristische Wert stimmen gut überein. Der Wert der Dauerfestigkeit bei $5 \cdot 10^6$ Lastwechseln wird etwas überschätzt.

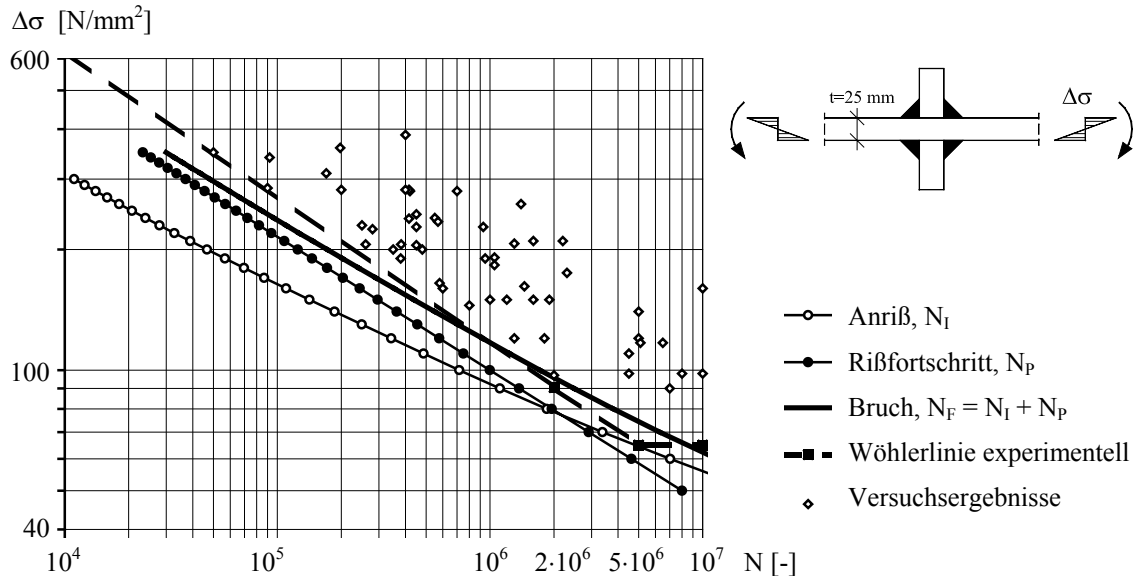


Bild 4-29: Rechnerisch ermittelte Wöhlerlinie und Vergleich mit den experimentellen Ergebnissen

Kerbdetail: Steg - Flansch

In Bild 4-30 sind die Ergebnisse für das Kerbdetail Steg - Flansch dargestellt. Es findet eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen statt. Rechnerisch ergibt sich ein charakteristischer Wert von $\Delta\sigma_C = 111 \text{ N/mm}^2$, der im Vergleich zu den Versuchsergebnissen um ca. 6% größer ist. Die ermittelte Steigung von ca. $m = 3,5$ ist nahezu identisch.

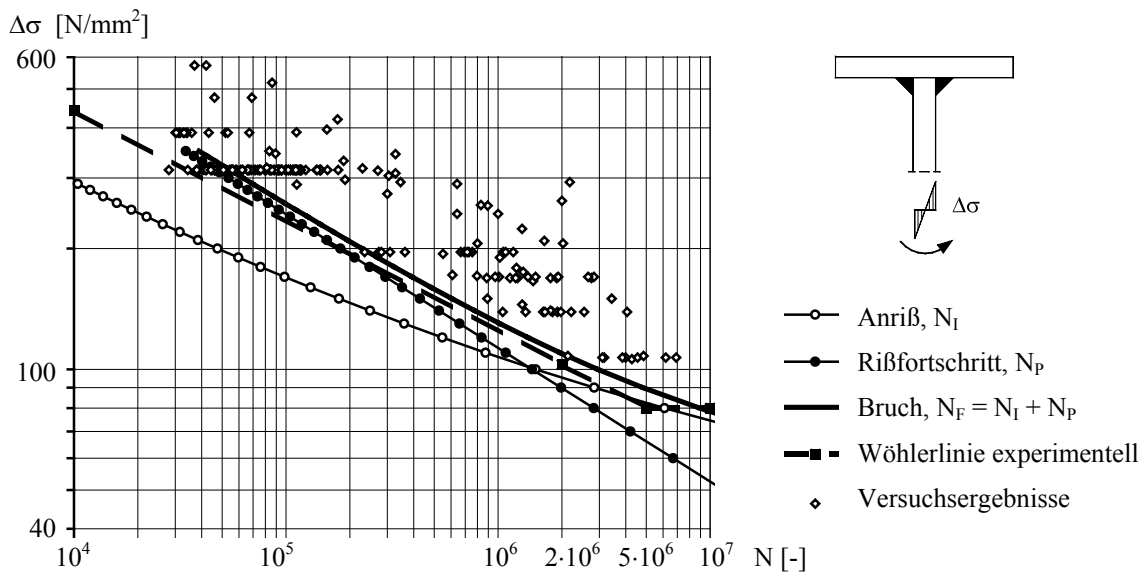


Bild 4-30: Rechnerisch ermittelte Wöhlerlinie und Vergleich mit den experimentellen Ergebnissen

4.5.4.5 Ergebnis der rechnerischen Untersuchungen

Auf der Grundlage der durchgeführten rechnerischen Untersuchungen zur Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit kann folgendes festgehalten werden:

- Am Beispiel der zugbeanspruchten Quersteife konnte die Plausibilität des mathematischen Modells sowie der getroffenen Annahmen bestätigt werden. Die im Eurocode 3, Teil 1.9 festgelegte Ermüdungsfestigkeitskurve der Kerbgruppe 80 stimmt mit den rechnerischen Werten hinsichtlich Betrag und Steigung gut überein.
- Im Vergleich zu den Versuchsergebnissen konnte für alle Beispiele der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$ bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln im Rahmen einer Genauigkeit von bis zu 5% gut nachvollzogen werden.
- Bei Biegebeanspruchung ergibt sich für die Quersteife rechnerisch eine Vergrößerung der Ermüdungsfestigkeit von bis zu 38%. Der positive Einfluß bei Biegebeanspruchung läßt sich somit auch durch die mathematischen Modelle nachvollziehen.
- Bei Biegebeanspruchung sind die Ermüdungsfestigkeiten der Kerbdetails Steg - Quersteife und Steg - Flansch nahezu identisch.

4.5.5 Festlegung der Beanspruchbarkeiten

Der Nachweis der Materialermüdung erfordert die Festlegung der Beanspruchbarkeit in Form von Ermüdungsfestigkeitskurven oder nach Eurocode 3 durch Einordnung in eine entsprechende Kerbgruppe. Auf Basis der experimentellen Ergebnisse und der rechnerischen Untersuchungen wird als Grundlage für das folgende Kapitel der Betriebsfestigkeitsuntersuchungen nachstehende Kerbfalleinordnung gewählt:

- Kerbdetail Steg - Flansch:

Gemessen an der Dauerfestigkeit ist auf Grundlage der experimentellen Ergebnisse eine Einordnung in die **Kerbgruppe 112** zulässig. Die rechnerischen Untersuchungen bestätigen diese Kerbgruppe auch bei $N_C = 2 \cdot 10^6$ Lastwechseln.

- Kerbdetail Steg - Quersteife:

Die unterschiedlichen Beanspruchungsverhältnisse infolge Membran- und Biegespannungen entlang der Quersteifen machen eine Einordnung schwierig. Die Kerbgruppe 80 für reine Membranzugspannungen wird als zu konservativ erachtet. Die Auswertung der Versuchsergebnisse sowie die Angaben aus der Literatur [159], [174], [21] erlauben bei reiner Biegebeanspruchung eine Vergrößerung von 25-30% gemessen am Wert der reinen Zugbeanspruchung. Die rechnerischen Ergebnisse führen sogar zu einer Vergrößerung von bis zu 38%. Als Kompromiß zwischen den experimentellen und rechnerischen Ergebnissen wird für die kombinierte Beanspruchung aus Membran- und Biegespannungen eine Vergrößerung der Beanspruchbarkeit von 25% gemessen an der Kerbgruppe 80 gewählt. Entsprechend wird die **Kerbgruppe 100** für das Kerbdetail Steg - Quersteife vorgeschlagen.

5 Betriebsfestigkeitsuntersuchungen

5.1 Allgemeines

In den vorherigen Kapiteln wurden die Grundlagen für den Betriebsfestigkeitsnachweis gelegt: Belastung, Beanspruchung und Ermüdungsfestigkeit. Die Beanspruchung ist nicht nur von der Belastung abhängig sondern auch von den geometrischen Abmessungen des Bauwerks. Die konstruktive Ausbildung einer Brücke (Abmessungen und statisches System) besitzt dadurch ebenfalls einen großen Einfluß auf die Beanspruchung. Da Ermüdungsnachweise sehr empfindlich auf Änderungen der Beanspruchung reagieren, ist es wichtig, möglichst realitätsnahe Beanspruchungs-Zeit-Verläufe zugrunde zu legen. Dies wiederum erfordert die Festlegung und Dimensionierung realistischer und repräsentativer Brückensysteme.

5.2 Untersuchte Brückensysteme

In den nachfolgend dargestellten Parameterstudien über den Einfluß des Stegarmens im Brückenbau werden die in Tabelle 5-1 dargestellten 24 verschiedenen Brückensysteme untersucht. Neben der Einteilung in Stahl-, Verbund-, Straßen- und Eisenbahnbrücken unterscheiden sich die einzelnen Systeme hinsichtlich der Anzahl der Felder und der Spannweite L . Die Brücken wurden so gewählt, daß sie mit den Brücken, die der Entwicklung der Lastmodelle des Eurocode 1, Teil 3 [8] zugrunde lagen, weitgehend vergleichbar sind [99].

Tabelle 5-1: Zusammenfassung und Bezeichnung der untersuchten Brückensysteme

		Straßenbrücken			Eisenbahnbrücken		
Stahlbrücken	Einfeldträger	L = 20 m SSE-20	L = 40 m SSE-40	L = 60 m SSE-60	L = 20 m SBE-20	L = 40 m SBE-40	L = 60 m SBE-60
	Zweifeldträger	L = 20 m SSZ-20	L = 40 m SSZ-40	L = 60 m SSZ-60	L = 20 m SBZ-20	L = 40 m SBE-40	L = 60 m SBZ-60
Verbundbrücken	Einfeldträger	L = 20 m VSE-20	L = 40 m VSE-40	L = 60 m VSE-60	L = 20 m VBE-20	L = 40 m VBE-40	L = 60 m VBE-60
	Zweifeldträger	L = 20 m VSZ-20	L = 40 m VSZ-40	L = 60 m VSZ-60	L = 20 m VBZ-20	L = 40 m VBZ-40	L = 60 m VBZ-60

5.3 Vorbemessung der Brückensysteme

5.3.1 Allgemeines

Die Vorbemessung der Brücken erfolgte unter Verwendung eines im Rahmen einer Diplomarbeit [234] entwickelten Programmsystems BRÜCKEN. Die Haupttragglieder wurden auf Grundlage der neuen europäischen Normen [8]-[14] Vorbemessen. Für sämtliche Brückensysteme wurde ein zweistegiger Plattenbalken als Querschnitt gewählt. Vor allem bei Straßenverbundbrücken ist dies ein häufig verwendeter Querschnittstyp [94], [235]-[241].

Als Belastung der Brücken wurde jeweils das Eigengewicht, die Ausbaulasten (Fahrbahnelast, Schotter, Geländer etc.) sowie die Verkehrslasten nach Eurocode 1, Teil 3 [8] angesetzt. Der Lastfall Temperatur wurde vernachlässigt.

Für sämtliche Brückensysteme wurde die Stahlgüte einheitlich zu S 355 gewählt. Obwohl diese Stahlgüte im Eisenbahnbrückenbau derzeit nur wenig zur Anwendung kommt, kann nach [240] davon ausgegangen werden, daß trotz gewisser Nachteile im Bereich der Ermüdung und Verformung diese Stahlgüte in Zukunft auch im Eisenbahnbrückenbau vermehrt zum Einsatz kommt.

Die Verteilung der Lasten in Querrichtung (Querverteilung) wurde nach dem Hebelgesetz bestimmt. Die Hauptträger wurden als Schweißprofile gewählt. Mit der Veränderlichkeit der Abmessungen von Obergurt, Untergurt und Stegdicke wurden die einzelnen Querschnitte den aufzunehmenden Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit so angepaßt, damit die Tragfähigkeit gewährleistet ist. Da bei Eisenbahnbrücken vielfach der Nachweis der Bauteilermüdung maßgebend ist, wurden die Brücken zusätzlich für den Grenzzustand der Ermüdung vorbemessen. Als bemessungsrelevant wurde das Kerbdetail der eingeschweißten Quersteife (Kerbgruppe 80) angenommen, mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{Mf} = \gamma_{Ff} = 1,15$. Der Nachweis wurde nach Eurocode 3, Teil 2 [13] geführt.

5.3.2 Verbundbrücken

5.3.2.1 Allgemeines

Die Vorbemessung der Verbundbrücken erfolgte auf Basis des Gesamtquerschnittsverfahrens nach [242] und den Grundsätzen aus [243]. Bei den Zweifeldträgersystemen wurde im negativen Momentenbereich vereinfacht das Reißen des Betons durch eine reduzierte Steifigkeit im Stützbereich angenommen, vgl. Bild 5-1.

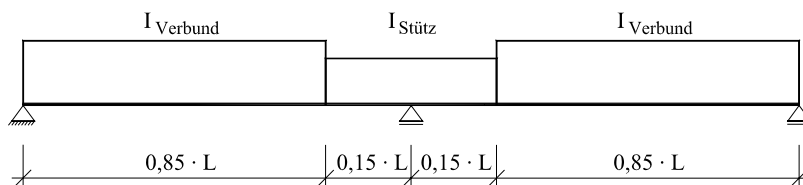


Bild 5-1: Annahme der Steifigkeitsverteilung am Zweifeldträger

Bei der Schnittgrößenermittlung für den Ermüdungsnachweis wurde die Steifigkeit im Stützbereich $I_{\text{Stütz}}$ zu:

$$I_{\text{Stütz}} = \frac{I_{\text{Verbund}} + I_{\text{Stahl}}}{2} \quad (5-1)$$

gewählt. Dies entspricht der Vorgehensweise nach Eurocode 4 Teil 2, für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Dadurch wird in vereinfachter Weise das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen erfaßt.

Aufgrund der Umlagerung der Teilschnittgrößen auf den Stahlquerschnitt infolge Kriechen und Schwinden des Betons, werden die Spannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ aus Eigengewicht, Ausbaulasten und Schwinden mit den elastischen Spannungen infolge Verkehr überlagert.

Die Vorbemessungen sind für den Fall des Eigengewichtsverbunds durchgeführt.

Um eine möglichst große Vergleichbarkeit der Brückensysteme untereinander zu gewährleisten, wurde angestrebt möglichst viele Querschnittsparameter konstant zu halten. Im einzelnen sind dies für die Verbundbrücken:

- Profilart: Es wurden Schweißprofile gewählt. Die Abmessungen von Steg, Obergurt und Untergurt wurden so gewählt, daß sie dem Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. Ermüdung genügen.
- Abstand der Hauptträger: 5,5 m bei Straßenbrücken und 3,5 m bei Eisenbahnbrücken.
- Betongüte: C 40/45 mit einem Elastizitätsmodul von $E = 35.000 \text{ N/mm}^2$
- Plattenbewehrung: Im Feldbereich beträgt die Bewehrung 1% der mittragenden Betonfläche. Im Stützbereich ergibt sich die Plattenbewehrung gemäß Eurocode 4, Teil 2, Abschnitt 5.3.3.1 als Mindestbewehrung zur Ribbreitenbeschränkung für Brücken ohne Spanngliedvorspannung. Als Bewehrungsstahl wurde ein BSt 500 mit einem Elastizitätsmodul von $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$ gewählt.

5.3.2.2 Straßenbrücken in Verbundbauweise VS

Bild 5-2 zeigt die Standardquerschnittsabmessungen einer zweispurigen Straßenverbundbrücke. Für die Vorbemessung wurde einheitlich die Stegblechhöhe h zu $L/25$ gewählt, so daß die gesamte Stahlträgerhöhe h_a bei allen Straßenbrücken im Bereich $L/22$ - $L/24$ lag. Diese Werte stimmen mit Angaben in [240] überein. Die Dicke der Betonfahrbahnplatte beträgt $d_c = 30 \text{ cm}$.

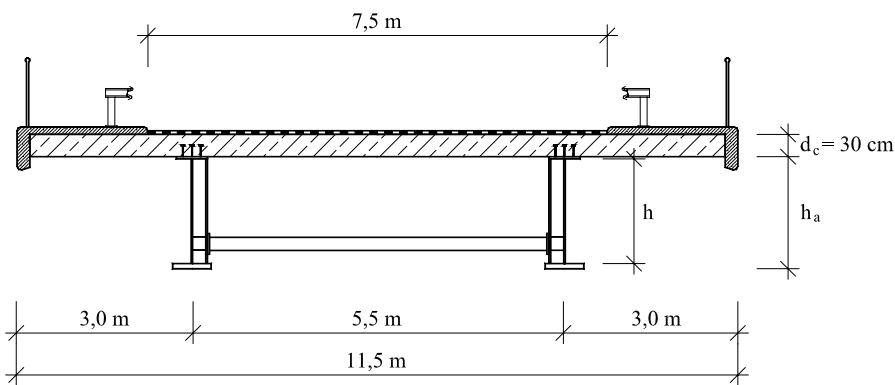


Bild 5-2: Standardquerschnitt der Straßenverbundbrücken

5.3.2.3 Eisenbahnbrücken in Verbundbauweise VB

Für die Eisenbahnbrücken wurde ein eingleisiger Querschnitt mit Schotterbett als Standard gewählt, obgleich in jüngster Zeit im Eisenbahnbrückenbau Tendenzen zur sogenannten festen Fahrbahn zu erkennen sind. Die Stegblechhöhe h wurde einheitlich zu $L/18$ angenommen, so daß sich gemessen an der Stahlträgerhöhe h_a ein Verhältnis von ca. $L/16$ - $L/17$ ergab. Geringere Trägerhöhen sind aufgrund Steifigkeitsanforderungen und Durchbiegungsbeschränkungen kaum möglich. Im Unterschied zu den Straßenbrücken beträgt die Dicke der Betonplatte $d_c = 40 \text{ cm}$.

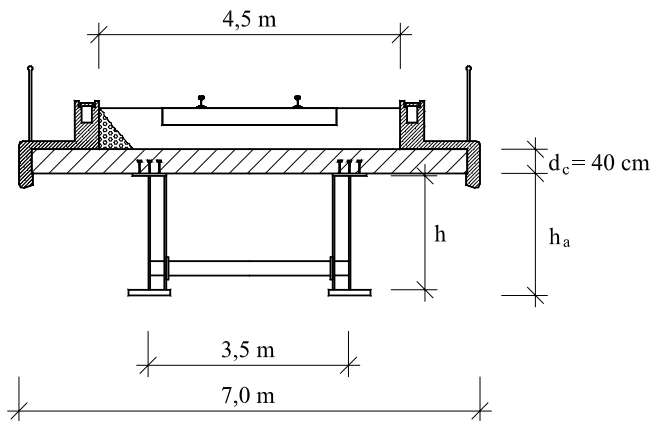


Bild 5-3: Standardquerschnitt der Eisenbahnverbundbrücken

5.3.3 Stahlbrücken

5.3.3.1 Allgemeines

Um eine möglichst große Vergleichbarkeit zwischen den Stahl- und Verbundbrücken zu gewährleisten unterscheiden sich die Brückensysteme lediglich im Aufbau der Fahrbahnplatte. Die für den reinen Stahlbrückenbau typische orthotrope Fahrbahnplatte ist nach Eurocode 3, Teil 2 [13] bzw. den Empfehlungen des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen [244] sowie den Richtlinien der Deutschen Bahn [15] ausgebildet.

5.3.3.2 Stählerne Straßenbrücken SS

Bild 5-4 zeigt den für die Berechnungen zugrunde gelegten Standardquerschnitt einer zweispurigen stählernen Straßenbrücke. Die Querschnittsabmessungen sind identisch mit denen der Straßenverbundbrücken. Rechts im Bild sind die Abmessungen der orthotropen Platte dargestellt.

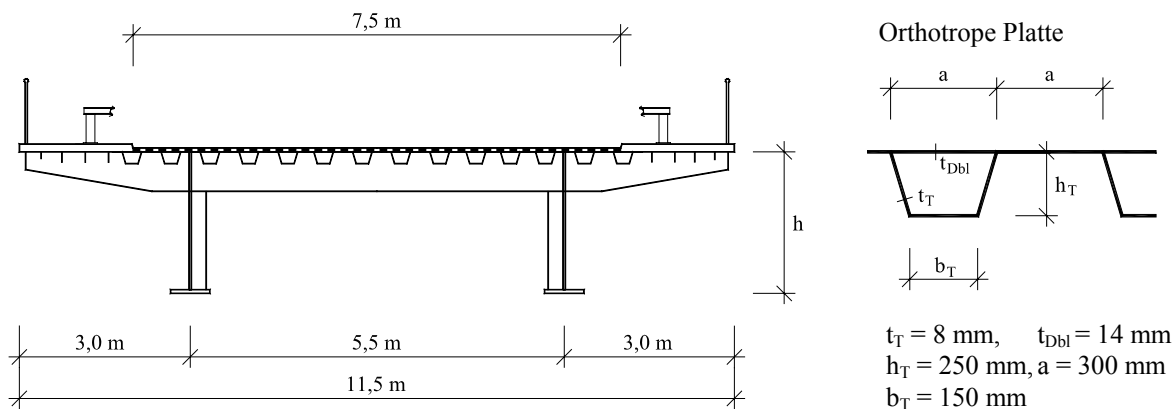


Bild 5-4: Standardquerschnitt einer zweispurigen stählernen Straßenbrücke

5.3.3.3 Stählerne Bahnbrücken SB

In Bild 5-5 sind entsprechend die Querschnittsabmessungen der stählernen Eisenbahnbrücken dargestellt.

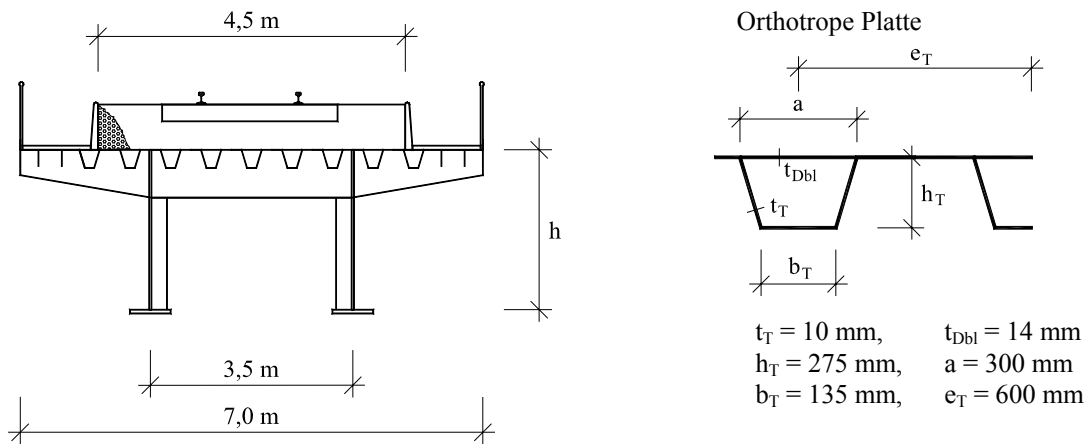


Bild 5-5: Standardquerschnitt einer eingleisigen stählernen Eisenbahnbrücke

5.3.4 Beulnachweise der Hautträger

5.3.4.1 Allgemeines

Die Dimensionierung der Stahlträger für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgte auf Grundlage von Eurocode 3, Teil 1.5 [10] am wirksamen Querschnitt. Erläuterungen zur Anwendung von Eurocode 3, Teil 1.5 sowie Vergleiche zu den derzeit existierenden Regeln der DIN 18800 Teil 3 sind in [245]-[247] enthalten.

Infolge der über die Beulfeldlänge veränderlichen Beanspruchung, wurde der Beulnachweis am Beulfeldrand mit den einander zugeordneten Schnittgrößen geführt, indem diese als konstant über die Beulfeldlänge angenommen wurden.

5.3.4.2 Beulnachweis unter Längsspannungen

Bei Verbundbrücken ergibt sich die Besonderheit, daß im Gegensatz zu stählernen Brücken die Querschnitte zu verschiedenen Zeitpunkten unterschiedliche Steifigkeiten aufweisen (Montagezustand, Eigengewicht, Kriechen und Schwinden, Verkehr). Für die Hauptträger von Verbundbrücken ist daher ein genauer Beulnachweis in der Regel sehr aufwendig. In [248] werden drei unterschiedliche Methoden erläutert, deren Abweichungen untereinander jedoch gering sind. Für den Beulnachweis wurde die Methode gewählt, bei der für den Stahlquerschnitt die Teilschnittgrößen M_{St} und N_{St} der einzelnen Lastfälle für jeden Querschnitt aufaddiert werden. Mit dem Ergebnis der superponierten Teilschnittgrößen werden die wirksamen Querschnittswerte A_{eff} und W_{eff} des reinen Stahlquerschnitts berechnet. Die sich daraus ergebenden erhöhten Spannungen werden dem Bemessungswert der Fließspannung gegenübergestellt. Bei einer Druckkraft N_{St} ist zusätzlich der Einfluß der Schwerpunktsverschiebung zu beachten.

$$\eta_1 = \frac{N_{St}}{A_{eff} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{St} + N_{St} \cdot e_N}{W_{eff} \cdot f_{yd}} \leq 1,0 \quad (5-2)$$

mit e_N Abstand zwischen Schwerpunkt des Bruttoquerschnitts und des effektiven Querschnitts

A_{eff}, W_{eff} wirksame Querschnittswerte

5.3.4.3 Beulnachweis unter Schubspannungen

Der Beulnachweis für Schubspannungen ist unabhängig von den unterschiedlichen Querschnittswerten (Montage, Eigengewicht, Kriechen und Schwinden, Verkehr) und damit für Stahl- und Verbundbrücken identisch. Nach Eurocode 3, Teil 1.5 [10] wird der Nachweis auf Basis der Schnittgrößen geführt:

$$\eta_3 = \frac{V_{St}}{\chi_v \cdot f_{yd} / \sqrt{3} \cdot b \cdot t} \leq 1,0 \quad (5-3)$$

mit χ_v Abminderungsfaktor für die Querkrafttragfähigkeit (schubstarre Endquersteife)

b, t Abmessungen des Stegblechs

5.3.4.4 Interaktionsnachweis zwischen Biegung und Querkraft

Gleichung (5-4) zeigt die Interaktionsbeziehung zwischen Biegemoment und Querkraft. Demnach brauchen die Biege- und Querkrafttragfähigkeit eines Trägers bei der gemeinsamen Wirkung nicht abgemindert werden, solange $\eta_3 \leq 0,5$ ist. Dieses Interaktionsmodell geht im wesentlichen auf die Untersuchungen von BASLER [249] zurück.

$$\eta_4 = \eta_1 + \left(1 - \frac{M_{f.Rd}}{M_{pl.Rd}}\right) \cdot (2 \cdot \eta_3 - 1)^2 \leq 1,0 \quad \text{für } \eta_3 > 0,5 \quad (5-4)$$

mit $M_{f.Rd}$ plastisches Bemessungsmoment des Querschnittes, bei dem nur die Flansche berücksichtigt werden

$M_{pl.Rd}$ plastisches Bemessungsmoment des Querschnittes

5.3.5 Träger mit schlanken Stegen im Brückenbau

Die Anwendung von Brückenträgern mit schlanken Stegblechen wird von mehreren Faktoren beeinflusst. Aus statischen Gesichtspunkten wird die Stegslankheit in erster Linie durch die vorhandene Querkraftbeanspruchung bestimmt. Die Momentenbeanspruchung ist von untergeordneter Bedeutung, da durch das Verfahren der wirksamen Breiten die Momententragfähigkeit nahezu unabhängig von der Stegslankheit ist und fast ausschließlich durch die geometrischen Abmessungen der Flansche und der Trägerhöhe bestimmt wird.

Neben den statischen Gesichtspunkten sind zusätzlich fertigungstechnische Aspekte zu berücksichtigen, die einen Einfluß auf die Schlankheit der Stegbleche haben. Bei geschweißten

Profilen sollte zur Vermeidung eines unverhältnismäßig großen Schweißverzugs und aus Gründen der Montage eine Mindestblechdicke von $t_{\min} = 8-12$ mm eingehalten werden.

Nach den gegenwärtig in Deutschland gültigen Regeln dürfen nach DS 804, Abschnitt 14.2 [15] und ZTV-K, Abschnitt 8.3 [19] für Stegbleche von Vollwandhauptträgern folgende Mindestblechdicken nicht unterschritten werden:

- bis 1,5 m Konstruktionshöhe $t_{\min} = 10$ mm
- über 1,5 m Konstruktionshöhe $t_{\min} = 12$ mm.

Durch den Zusammenhang zwischen der Trägerhöhe h und der Spannweite L ($L/25$ für Straßenbrücken und $L/18$ für Eisenbahnbrücken) ist es möglich, die Stegslankheit in Abhängigkeit der Spannweite darzustellen. Bild 5-6 zeigt das Ergebnis einer Parameterstudie am Beispiel einer einfeldrigen Straßenverbundbrücke VSE. Dargestellt sind die maximal zulässigen Stegslankheitswerte $\beta_{ULS} = h/t$ gemäß den statischen Erfordernissen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) am Auflager und in Brückenmitte. Ferner ergeben sich unter der Annahme einer Mindestblechdicke von $t_{\min} = 10$ mm ebenfalls maximale Slankheitswerte in Abhängigkeit der Brückenlänge.

Im Bereich der Auflager sind bedingt durch die planmäßig hohe Querkraftbeanspruchung nur geringe Stegslankheiten möglich. Im Feldbereich, bei geringer Querkraftbeanspruchung, können die zulässigen Stegslankheiten im Grenzzustand der Tragfähigkeit theoretisch sehr große Werte ($\beta_{\max} > 300$) annehmen. Der Grund hierfür liegt im Verfahren der wirksamen Breiten und der für die Bemessung sehr vorteilhaften Interaktionsbeziehung nach Gleichung (5-4). Infolge der konstruktiven Mindestanforderungen sind diese Slankheiten praktisch jedoch nicht ausführbar.

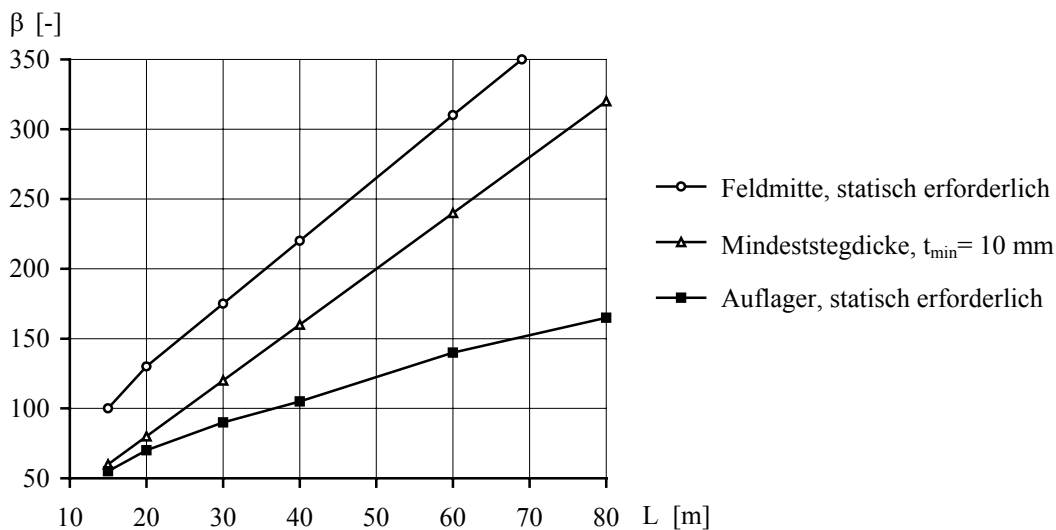


Bild 5-6: Maximale Stegslankheit einer einfeldrigen Straßenverbundbrücke VSE

Die Abhängigkeit der Stegslankheit von der Spannweite hat auch einen Einfluß auf die Gefahr des Stegatmens. Bei Brücken mit großen Spannweiten sind infolge der großen Trägerhöhen hochslanke Stegbleche möglich. Aufgrund des in der Regel hohen Eigen gewichtanteils sind diese Brücken jedoch kaum der Ermüdungsgefahr ausgesetzt. Brücken mit kurzen Spannweiten unterliegen hingegen einer vergleichsweise hohen Ermüdungsbeanspruchung. Infolge der Mindestblechdicken sind aus baupraktischen Gesichtspunkten jedoch keine großen Stegslankheiten möglich. Weiterhin ist zu erwähnen, daß für Spannweiten

$L < 20$ m aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten Walzprofile im Vergleich zu Schweißprofilen oft die günstigere Variante darstellen [238]. Das heißt, im Spannweitenbereich unterhalb 20 m ergeben sich sowohl aus wirtschaftlicher als auch aus statischer Sicht keine bedeutenden Vorteile für Träger mit schlanken Stegen. Aufgrund dessen beschränken sich die in Tabelle 5-1 gewählten Brückensysteme auf den Spannweitenbereich von $L = 20\text{--}60$ m.

5.4 Nachweis der Betriebsfestigkeit

5.4.1 Allgemeines

Mit Hilfe der in den Kapiteln 1-3 beschriebenen Programmsysteme sowie unter Kenntnis der Ermüdungsfestigkeit nach Kapitel 4, ist es möglich den Nachweis der Ermüdung infolge Stegatmen als Betriebsfestigkeitsnachweis zu führen. Dabei kann der Nachweis als erfüllt betrachtet werden, wenn die Schädigung $D_{d,k}$ jedes einzelnen Knotens k entlang dem Beulfeldrand kleiner als die Grenzschädigung D_{gr} ist.

Der Ermüdungsnachweis infolge Stegatmen ist im wesentlichen von der Ausnutzung der überkritischen Tragfähigkeit und damit sehr stark von der Stegslankheit $\beta = h/t$ abhängig. Daher erscheint es sinnvoll die Schädigung ebenfalls in Abhängigkeit der Slankheit darzustellen:

$$D_{d,k}(\beta) \leq D_{gr} \quad (5-5)$$

mit

$D_{d,k}(\beta)$	Bemessungswert der Ermüdungsschädigung je Knoten k in Abhängigkeit der Stegslankheit β
D_{gr}	Grenzwert der Schädigung $D_{gr} = 1,0$
β	Stegslankheit $\beta = h/t$ mit h = Steghöhe und t = Stegdicke
k	Knoten ($k = 0\text{.....}60$)

Entsprechend ergeben sich Grenzsclankheitswerte β_{SA} , bei deren Einhaltung der Ermüdungsnachweis infolge Stegatmen gewährleistet ist.

In Bild 5-7 ist der programmtechnische Ablauf für die Bestimmung der Grenzsclankheiten unter Verwendung der einzelnen Programmmodule dargestellt.

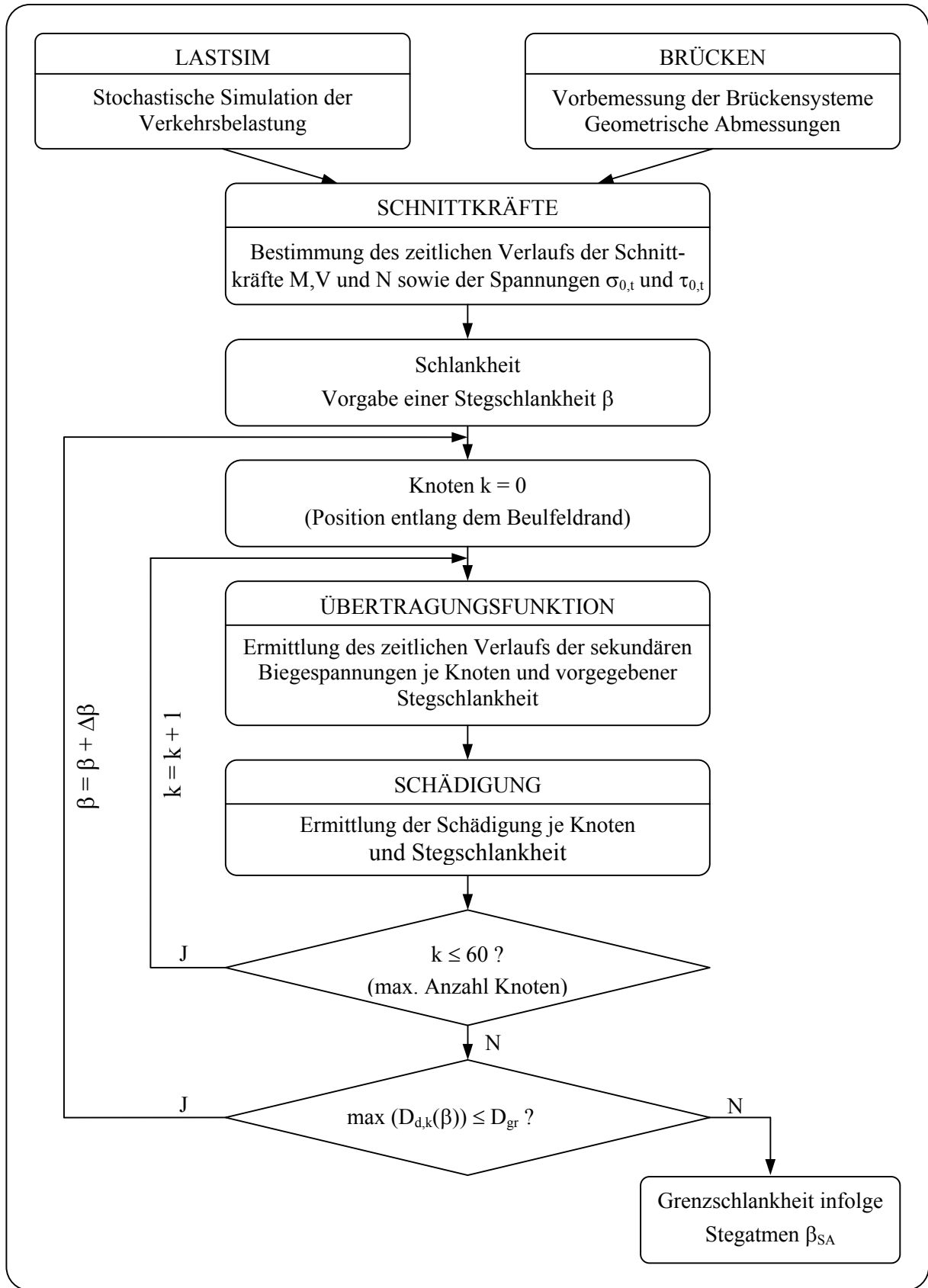


Bild 5-7: Programmtechnischer Ablauf der Bestimmung von Grenزشlankheiten

5.4.2 Programmsystem SCHÄDIGUNG

Die Ermittlung der Schädigung $D_{d,k}(\beta)$ jedes einzelnen Knotens in Abhängigkeit der Schlankheit erfolgt mit Hilfe des Programmsystems SCHÄDIGUNG. Dieses wurde ebenfalls in C++ programmiert. Ausgehend von dem Spannungs-Zeit-Verlauf der sekundären Biegespannungen $\sigma_{\perp,k,t}$ jedes Knotens k wird die Schädigung unter Anwendung der linearen Schadensakkumulationstheorie berechnet. Die Auswertung des Spannungs-Zeit-Verlaufs und die Berechnung der Spannungsdifferenzen $\Delta\sigma_{\perp,k}$ erfolgt nach dem Rainflow-HCM-Verfahren [147]. Für die Schädigungsberechnung wird die allgemeine Form der Ermüdungsfestigkeitskurve mit $\Delta\sigma_C$, $\Delta\sigma_D$ und $\Delta\sigma_L$ sowie den Steigungen $m=3$ und $m_D=5$ verwendet, vgl. Bild 4-3. Gemessen am lokalen Versagen der Schweißnaht durch Anriß bzw. Bruch, erfolgt das globale Trägerversagen bedingt durch die beträchtliche Rißwachstumsphase in Längsrichtung der Schweißnähte wesentlich später. Aufgrund dieser vorliegenden Redundanz (Hintergrundsicherheit bei Rißbildung) werden die Teilsicherheitsbeiwerte zu $\gamma_{Ff} = \gamma_{Mf} = 1,0$ gewählt.

Bild 5-8 zeigt beispielhaft den Verlauf der Schädigung entlang dem Beulfeldrand für ein überwiegend auf Querkraft beanspruchtes Beulfeld am Endauflager des Brückensystems VSE-40, vgl. Bild 5-9. Die Grenzschädigung $D_{gr} = 1,0$ wird für eine vorgegebene Schlankheit von $\beta_{SA} = 142$ im linken Bereich des oberen Beulfeldrandes erreicht.

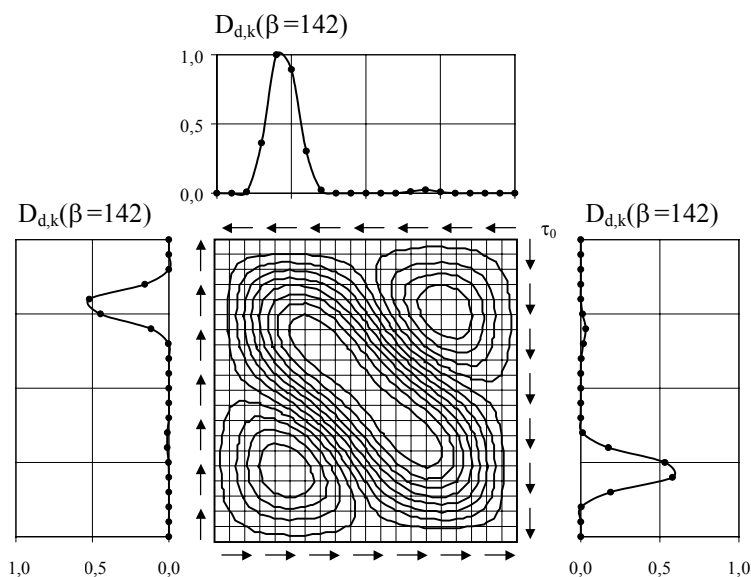


Bild 5-8: Verlauf der Schädigung entlang dem Beulfeldrand, $\beta = 142$

5.5 Parameterstudie bei Straßenbrücken

5.5.1 Allgemeines

Mit der in Bild 5-7 dargestellten Methode ist es möglich, auf Basis eines Betriebsfestigkeitsnachweises, maximal zulässige Grenzschlankheitswerte β_{SA} zu ermitteln, bei deren Einhaltung der Ermüdungsnachweis infolge Stegmaten erfüllt ist. Im Hinblick auf die Entwicklung eines vereinfachten Bemessungsvorschlags ist es wichtig, den Einfluß einzelner Parameter auf die Größe der Grenzschlankheit zu erfassen. Dies soll im Rahmen der nachfolgend aufgeführten Parameteruntersuchungen erfolgen.

Infolge der zahlreichen Einflußgrößen wird eine Einteilung in fünf übergeordnete Gruppen vorgenommen:

- 1) Verkehr
- 2) Stabilität
- 3) Beanspruchung
- 4) System
- 5) Ermüdung

5.5.2 Referenzsystem

Aus Gründen der Vergleichbarkeit wird eine einfeldrige Straßenverbundbrücke mit einer Spannweite von $L = 40$ m (Brückensystem VSE-40) als Referenzsystem gewählt. Im Vergleich zu Eisenbahnbrücken kann bei Straßenbrücken der Einfluß unterschiedlicher Annahmen der Verkehrsbelastung besser aufgezeigt werden. Die Betrachtungen beschränken sich, wenn nicht anders erwähnt, auf ein quadratisches Beulfeld am Endauflager bzw. in Feldmitte, vgl. Bild 5-9. Einzelheiten zu den gewählten Annahmen des Referenzsystems sind in Tabelle 5-2 zusammengefaßt.

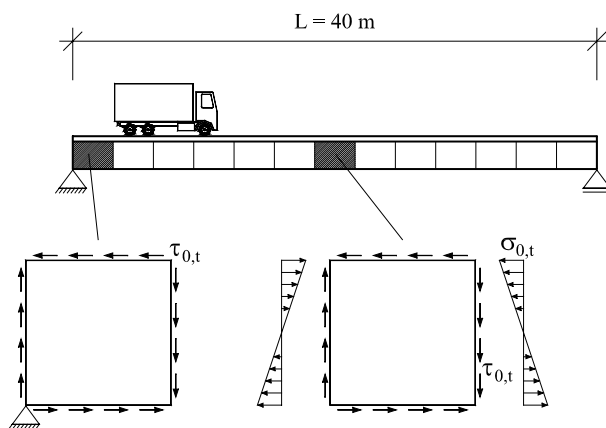


Bild 5-9: Annahmen für das Referenzsystem

Tabelle 5-2: Gewählte Annahmen für das Referenzsystem VSE-40

Einflußgröße	Gewählte Annahmen
Verkehr	- Verkehrszusammensetzung: Langstreckenverkehr, extrem - Anzahl der simulierten Fahrzeuge: $N_{\text{sim}} = 5.000$
Stabilität	- Seitenverhältnis: $\alpha = 1,0$ - Größe der Vorverformung: $e_0/t = 1/250 \cdot \alpha \cdot \beta$, vgl. Bild 3-22 - Form der Vorverformung: $n_x = n_y = 1$
Ermüdung	- Ermüdungsfestigkeit: $\Delta\sigma_C = 100 \text{ N/mm}^2$ entlang der Quersteifen $\Delta\sigma_C = 112 \text{ N/mm}^2$ entlang der Flansche - Wöhlerlinie: Trilinear, mit Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$

5.5.3 Verkehr

5.5.3.1 Anzahl der simulierten Fahrzeuge

Die Wahl einer geeigneten Anzahl von Fahrzeugen beeinflusst das Ergebnis einer Simulation dadurch, daß durch die teilweise stark streuenden Eingangsgrößen eine zu kleine Stichprobe stochastisch nicht aussagekräftig ist. Andererseits bewirkt eine große Stichprobe hohe Rechenzeiten. Um zu hohe Rechenzeiten zu vermeiden, ist es daher sinnvoll, die Größe der Stichprobe so zu wählen, daß mit einem Minimum an Simulationen eine ausreichende Genauigkeit erzielt werden kann. Für den Fall des extremen Langstreckenverkehrs nach POHL, vgl. Tabelle 2-7, wurde deshalb die Anzahl der simulierten Fahrzeuge variiert und die Ergebnisse verglichen. In Bild 5-10 ist für den maßgebenden Knoten der Verlauf der Schädigung $D_d(\beta)$ in Abhängigkeit der Schlankheit für unterschiedliche Stichprobengrößen dargestellt.

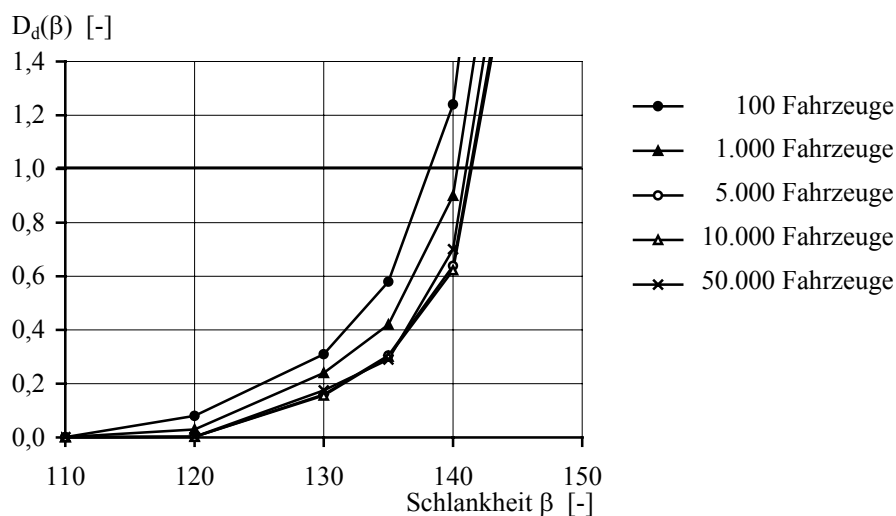


Bild 5-10: Schädigung $D_d(\beta)$ für unterschiedliche Stichprobengrößen der simulierten Fahrzeuge

Der Grenzzustand des Stegatemens wird maßgebend durch die Stegslankheit β beeinflusst. Innerhalb eines schmalen Schlankheitsbereichs nimmt die Schädigung sehr stark zu, so daß sich eine deutliche Schlankheitsgrenze abzeichnet. Die Stichprobengröße, d.h. die Anzahl der simulierten Fahrzeuge beeinflusst den Schädigungsverlauf $D_d(\beta)$ in Abhängigkeit der Schlankheit und die daraus resultierende Schlankheitsgrenze nur wenig. Ab 5.000 simulierten Fahrzeugen ist der Verlauf der Schädigung auch für größere Stichproben (10.000 und 50.000) nahezu identisch. Für die Parameterstudien werden daher einheitlich jeweils 5.000 Fahrzeuge simuliert.

5.5.3.2 Verkehrszusammensetzung

Die gewählte Belastung bestimmt weitgehend das Ergebnis des Betriebsfestigkeitsnachweises. Im Folgenden wird daher der Einfluß der unterschiedlichen Verkehrszusammensetzungen nach POHL [100] und dem Ermüdungslastmodell 4 (FLM 4) nach Eurocode 1, Teil 3 [8] untersucht. Dabei werden die drei Verkehrskategorien Langstrecke (LS), Mittelstrecke (MS) und Kurzstrecke (KS) betrachtet.

Für das Beulfeld am Endauflager sind in Tabelle 5-3 die Ergebnisse in Form von Grenzschlankheitswerten β_{SA} für die insgesamt 12 untersuchten Verkehrskategorien zusammengefaßt.

Tabelle 5-3: Grenzschlankheitswerte in Abhängigkeit der Verkehrszusammensetzung

Kurzstrecke	175	Leicht
	171	Durchschnittlich
	164	Extrem
	146	FLM 4 nach Eurocode
Mittelstrecke	173	Leicht
	165	Durchschnittlich
	157	Extrem
	141	FLM 4 nach Eurocode
Langstrecke	142	Leicht
	142	Durchschnittlich
	141	Extrem
	137	FLM 4 nach Eurocode

 β_{SA} [-]

Das Ermüdungslastmodell FLM 4 nach Eurocode führt im Vergleich zu seiner probabilistischen Modifikation nach POHL einheitlich zu geringeren Grenzschlankheiten. Beim Langstreckenverkehr sind die Ergebnisse nahezu unabhängig von der Verkehrsart (extrem / durchschnittlich / leicht), während beim Mittel- und Kurzstreckenverkehr klare Unterschiede zu erkennen sind.

5.5.3.3 Spurbelegung

Bei in einer Richtung mehrspurigen Autobahnbrücken ist mit einem gewissen Anteil des Schwerverkehrs auch auf der zweiten Spur zu rechnen. Die Verkehrsmessungen in [99] und [100] beziffern den Anteil auf ca. 10% bei zweispurigen Autobahnen und 20-30% bei dreispurigen Autobahnen. Für das gewählte zweispurige Referenzsystem wurde der Einfluß des Schwerverkehrs auf der zweiten Spur im Bereich von 0%, 10%, 20% und 30% untersucht. Bei den Berechnungen wurde davon ausgegangen, daß im ungünstigsten Fall eines Überholvorgangs die Lkws in der zweiten Spur auf der gleichen Höhe wie die Lkws in der ersten Spur fahren. Die Berechnungen ergaben nur geringfügige Unterschiede. Der Einfluß bei zweispurigen Brücken ist vernachlässigbar klein.

5.5.3.4 Einfluß regelmäßiger Stausituationen

Für die zwei in Tabelle 2-3 beschriebenen typischen Stausituationen ist der Einfluß auf die Größe der Grenzschlankheit am Endauflager in Tabelle 5-4 dargestellt. Sowohl beim Kurz- als auch beim Langstreckenverkehr ist der Einfluß sehr gering und liegt unterhalb von 3%. Ursache hierfür ist wiederum der sehr stark dominierende Einfluß der Schlankheit.

Tabelle 5-4: Einfluß der Stausituation auf die zulässige Schlankheit

β_{SA}	ohne Stau	mit Stau
Extremer Kurzstreckenverkehr	164	162
Extremer Langstreckenverkehr	142	141

5.5.4 Stabilität

5.5.4.1 Seitenverhältnis

Bild 5-11 zeigt am Endauflager des Referenzsystems den Verlauf der Schädigung $D_d(\beta)$ in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis α . Die Ergebnisse stimmen mit den Untersuchungen in Kapitel 3 überein: Größere Seitenverhältnisse führen bei gleicher Beanspruchung zu größeren sekundären Biegespannungen und damit zu geringeren Grenزشlankheiten. Der Unterschied zwischen $\alpha = 1,0$ und $1,5$ ist dabei wesentlich größer als zwischen $\alpha = 1,5$ und $2,0$.

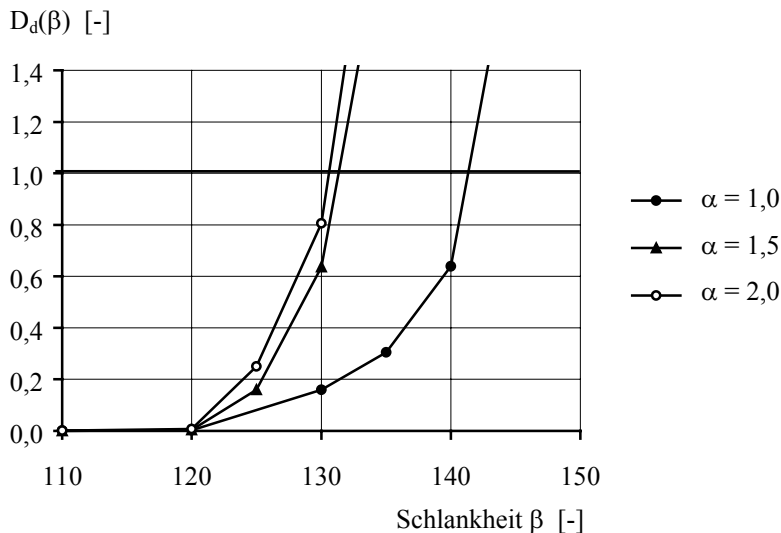


Bild 5-11: Grenزشlankheitswerte in Abhängigkeit des Seitenverhältnisses α

In Bild 5-11 zeichnet sich eine deutliche Tendenz ab, daß auch für größere Seitenverhältnisse $\alpha > 2,0$, im Grenzfall bei Trägern ohne Quersteifen ($\alpha \rightarrow \infty$), keine wesentlich geringeren Grenزشlankheiten mehr zu erwarten sind. Diese Tendenz läßt sich durch Betrachtung der linear-elastischen Beulfiguren bestätigen. Verlauf und Größe der für die Ermüdung maßgebenden sekundären Biegespannungen werden durch die Verformungen aus der Stegblechenebene bestimmt, die sich an der linear-elastischen Beulfigur (Eigenform) orientieren. Mit größer werdendem Seitenverhältnis α , d.h. größer werdendem Abstand der Quersteifen nimmt der Einfluß der Querränder auf die Verformungen des Stegbleches ab. In Bild 5-12 sind für die Seitenverhältnisse von $\alpha = 2,0$ und $4,0$ die Beulfiguren für den Zustand der reinen Schubbeanspruchung dargestellt. In beiden Fällen sind die Beulfiguren sehr ähnlich, d.h. die Zugdiagonalen sind in Form und Neigung (Winkel δ) nahezu identisch und unterscheiden sich nur in ihrer Anzahl. Entsprechend ist ein affiner Verlauf der sekundären Biegespannungen zu erwarten mit vergleichbarem Einfluß auf den Nachweis des Stegatemens.

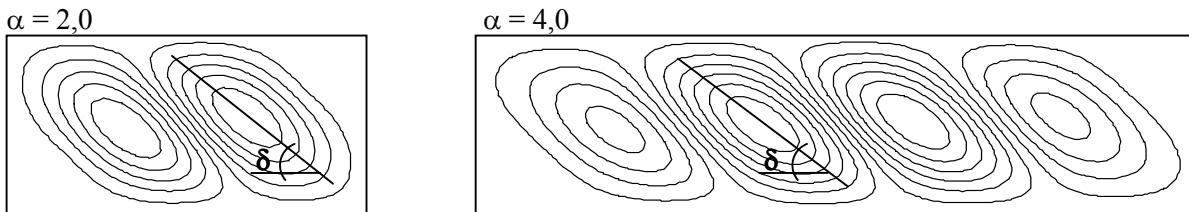



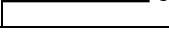


Bild 5-12: Linear-elastische Beulfiguren bei Schubbeanspruchung für $\alpha = 2,0$ und $4,0$

5.5.4.2 Vorverformung

Tabelle 5-5 enthält für unterschiedliche Annahmen hinsichtlich Größe und Form der Vorverformung die Grenzschlankheitswerte β_{SA} am Endauflager des Referenzsystems. In beiden Fällen ergeben sich deutliche Unterschiede zwischen den getroffenen Annahmen und den berechneten Grenzschlankheiten. Dies bestätigt die Ergebnisse der bisherigen Untersuchungen zum Stegmaten und verdeutlicht abermals den großen Einfluß der Vorverformungen.

Tabelle 5-5: Grenzschlankheit in Abhängigkeit der Vorverformung

Größe $n_x = n_y = 1$		$e_0/t = 0,5$
		$e_0/t = 1,0$
		$e_0/t = 1,5$
		$e_0/t = 2,0$
Form $e_0/t = 1,0$		$n_x = 1, n_y = 1$
		$n_x = 1, n_y = 2$
		$n_x = 2, n_y = 1$
	$\beta_{SA} [-]$	





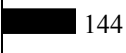
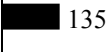
5.5.5 Beanspruchung

5.5.5.1 Kombination aus Biegung und Querkraft

Die reale Beanspruchung von Brückenträgern unterscheidet sich deutlich von den bisher den Untersuchungen zum Stegmaten zugrunde gelegten Annahmen, der reinen Querkraft- bzw. reinen Biegungsbeanspruchung. In der Regel liegt eine kombinierte Beanspruchung aus Querkraft, Biegung und Normalkraft vor. In Tabelle 5-6 sind für zwei Beulfelder, in Feldmitte (VSE-40) und am Zwischenaufleger (VSZ-40), die Ergebnisse für die unterschiedlichen Beanspruchungszustände dargestellt.

In Feldmitte bei hoher Biegebeanspruchung und geringer Querkraftbeanspruchung ist der Einfluß der kombinierten Beanspruchung relativ groß. Am Zwischenaufleger hingegen, bei großer Querkraft- und Biegebeanspruchung, ist der Unterschied zwischen der kombinierten Beanspruchung und der reinen Querkraftbeanspruchung gering. Infolgedessen ist bei großer Querkraftbeanspruchung der zusätzliche Einfluß der Biegung als relativ gering einzuschätzen.

Tabelle 5-6: Grenzschlankheit in Abhängigkeit der Beanspruchung

Feldmitte (VSE-40)		nur Biegung
		nur Querkraft
		Biegung und Querkraft
Zwischenaufleger (VSZ-40)		nur Biegung
		nur Querkraft
		Biegung und Querkraft
	$\beta_{SA} [-]$	

5.5.5.2 Randspannungsverhältnis ψ

Die Kombination der Beanspruchung aus Biegung und Normalkraft ist über das Randspannungsverhältnis ψ der Normalspannungen σ_0 definiert. Die Ergebnisse für unterschiedliche Verhältnisse von ψ sind in Bild 5-13 dargestellt. Mit zunehmendem Druckkraftanteil ergeben sich erwartungsgemäß wesentlich geringere Grenzschlankheiten.

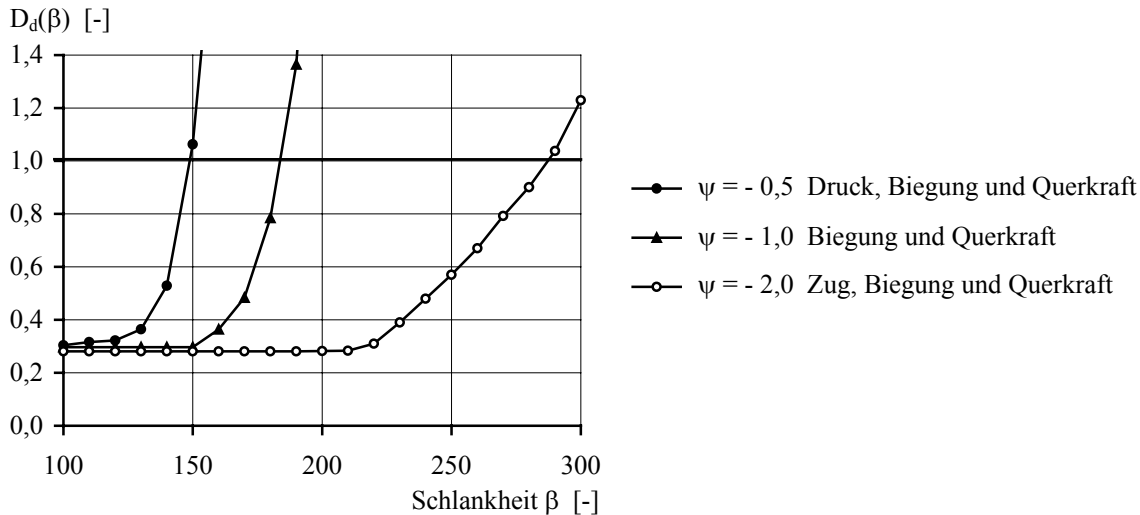


Bild 5-13: Grenzschlankheitswerte in Abhängigkeit vom Randspannungsverhältnis ψ

5.5.5.3 Vorzeichenwechsel der Querkraft

In Abschnitt 3.3.4 wurde die Problematik des Vorzeichenwechsels der Querkraft und deren Auswirkungen auf den Verlauf und die Bestimmung der sekundären Biegespannungen erläutert. Eine Darstellung über den Effekt des Vorzeichenwechsels auf die Größe der zulässigen Grenzschlankheit findet sich in Bild 5-14. Im konkreten Fall, in Feldmitte des Referenzsystems, führt die Berücksichtigung zu einer Reduzierung der Grenzschlankheit um ca. 10% und unterstreicht damit den Einfluß dieses Phänomens.

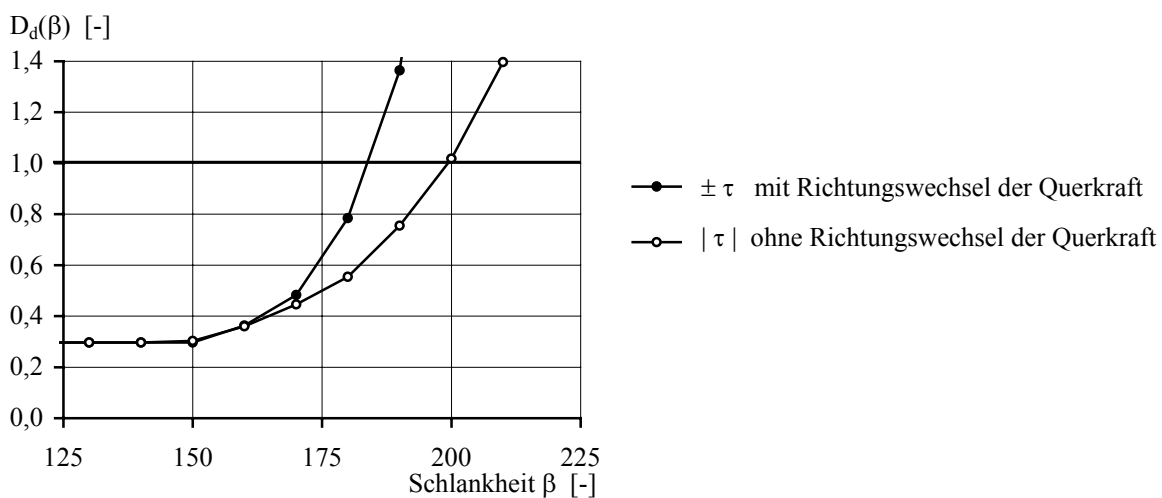


Bild 5-14: Grenzschlankheitswerte mit und ohne Richtungswechsel der Querkraft

5.5.6 System

5.5.6.1 Position in Brückenlängsrichtung

Durch die in Längsrichtung unterschiedlichen Beanspruchungskombinationen aus Querkraft, Biegung und Normalkraft sind die Grenزشlankheitswerte auch unmittelbar von der zu betrachtenden Position x/L abhängig. Geht man davon aus, daß für das Stegatmen die Querkraft von maßgebender Bedeutung ist, sind infolge der hohen Querkraft- und Biegebeanspruchung vor allem die Zwischenauflagerbereiche von Mehrfeldträgersystemen als kritisch zu betrachten.

In Bild 5-15 sind am Beispiel der zweifeldrigen Straßenverbundbrücke VSZ-40 die Grenزشlankheitswerte entlang der Brückenlängsrichtung für unterschiedliche Vorverformungsansätze n_x und n_y dargestellt.

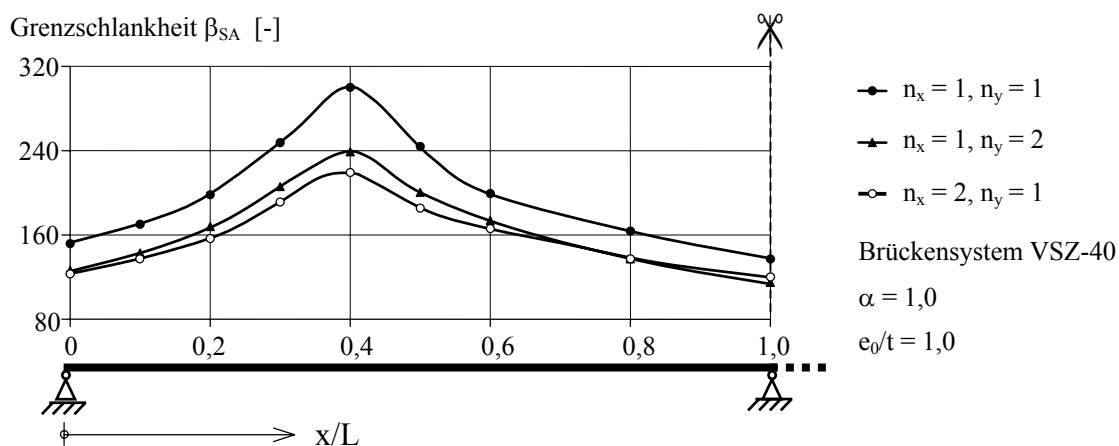


Bild 5-15: Grenزشlankheitswerte in Längsrichtung am Brückensystem VSZ-40

Mit zunehmender Entfernung vom Endauflager, d.h. mit abnehmender Querkraftbeanspruchung, nehmen die Grenزشlankheitswerte β_{SA} zur Feldmitte hin kontinuierlich zu. Der Höchstwert stellt sich im Bereich der minimalen Querkraftbeanspruchung ein. Nach Überschreiten des Höchstwerts nehmen die Werte zum Mittelaufleger hin wiederum stetig ab. Am Zwischenaufleger sind infolge der hohen Querkraft- und Biegebeanspruchung die zulässigen Grenzwerte am kleinsten und ca. 5-10% geringer als am Endauflager.

5.5.6.2 Spannweite

Brücken mit kurzer Spannweite unterliegen einer höheren Ermüdungsbeanspruchung als Brücken mit großer Spannweite. Lange Brücken sind aufgrund des dominierenden Eigengewichts weniger stark der Ermüdungsgefahr ausgesetzt. Im Eurocode 3, Teil 2 geht die Brückenlänge über den Anpassungswert λ_1 unmittelbar in den Ermüdungsnachweis ein.

In Bild 5-16 sind die maximalen Schlankheitswerte β_{ULS} infolge statischer Erfordernis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und die Grenزشlankheiten infolge Stegatmen β_{SA} für das Referenzsystem VSE-40 am Endauflager aufgetragen. In beiden Fällen zeigt sich ein starker, nahezu linearer Zusammenhang zwischen der Schlankheit β und der Spannweite L . Mit zunehmender Spannweite vergrößert sich der Abstand der Kurven minimal. Dies deutet daraufhin, daß mit größer werdender Spannweite der Ermüdungsnachweis infolge Stegatmen im Vergleich zum Grenzzustand der Tragfähigkeit an Bedeutung verliert. Die Abhängigkeit zwi-

schen der Schlankheit und der Spannweite ergibt sich zum einen aufgrund der ungleichen Ermüdungsbeanspruchung und zum anderen aufgrund der statischen Erfordernis basierend auf dem gewählten Verhältnis der Spannweite zur Trägerhöhe L/h .

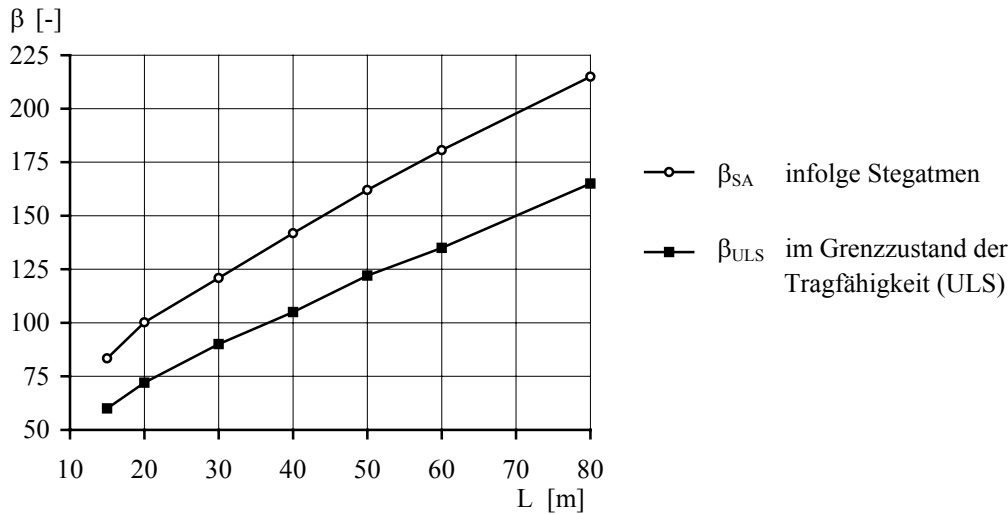


Bild 5-16: Grenzschlankheitswerte am Endauflager in Abhängigkeit von der Brückenlänge

5.5.7 Ermüdung

5.5.7.1 Charakteristischer Wert der Ermüdungsfestigkeit

Der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$ dient zur Festlegung der Wöhlerlinie und repräsentiert den Fraktilwert der aus Versuchen abgeleiteten Ermüdungsfestigkeit. Infolge der bei Ermüdungsversuchen auftretenden großen Streuung ist dieser Wert mit Unsicherheiten behaftet. In den bisherigen Untersuchungen wurde stets von einem konstanten Wert von $\Delta\sigma_C = 110 \text{ N/mm}^2$ ausgegangen. Im vorliegenden Referenzsystem wird der obere Beulfeldrand mit $\Delta\sigma_C = 112 \text{ N/mm}^2$ maßgebend. Um den Einfluß der Ermüdungsfestigkeit auf die Grenzschlankheit abschätzen zu können, wurden zusätzlich Untersuchungen für die Kerbgruppen 100 und 125 durchgeführt. Der Einfluß der Ermüdungsfestigkeit ist mit ca. 5% jedoch gering.

Tabelle 5-7: Grenzschlankheit in Abhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$

Ermüdungsfestigkeit	136	β_{SA} [-]	$\Delta\sigma_C = 100 \text{ N/mm}^2$
	142		$\Delta\sigma_C = 112 \text{ N/mm}^2$
	145		$\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2$

5.5.7.2 Form der Wöhlerlinie

Für den Nachweis der Betriebsfestigkeit ist neben dem charakteristischen Wert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$ auch die Form der Wöhlerlinie von Bedeutung. Brücken werden während ihrer Lebensdauer durch eine sehr hohe Anzahl von Schwingungen beansprucht. Für die Bestimmung der Schädigung ist deshalb vornehmlich der Dauerfestigkeitsbereich mit $N > 5 \cdot 10^6$ Lastwechsel maßgebend. Für die Schadensakkumulation werden nachfolgend die

in Bild 5-17 dargestellten drei Fälle untersucht. Tabelle 5-8 enthält die Ergebnisse für das Beulfeld am Endauflager des Referenzsystems.

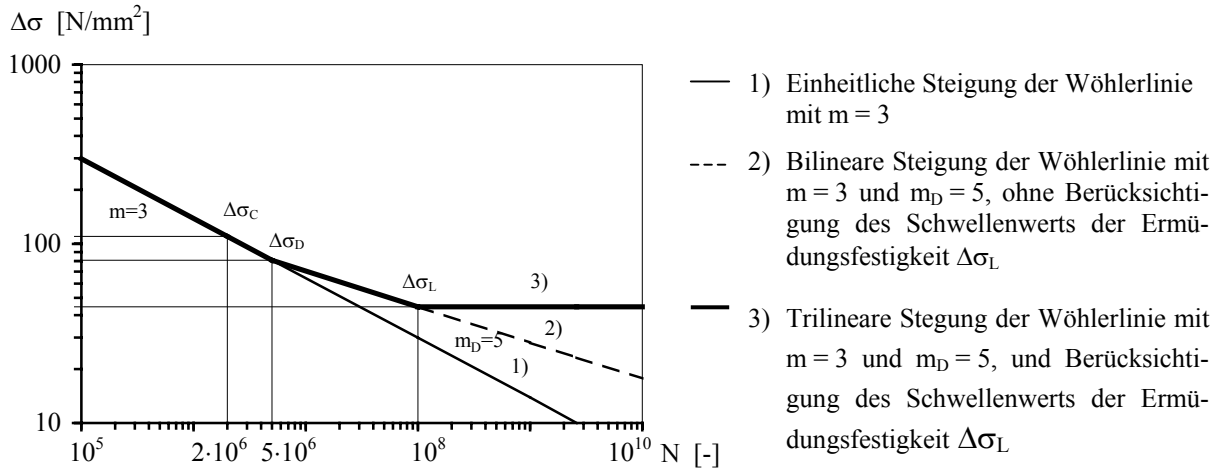


Bild 5-17: Unterschiedliche Wöhlerlinien für den Betriebsfestigkeitsnachweis

Im Vergleich zu den Annahmen des Referenzsystems (Fall 3) führt die Vernachlässigung des Schwellenwerts der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$ bei einer einheitlichen Steigung $m = 3$ (Fall 1) zu einer Verminderung der Grenzschlankheit um ca. 15% und bei Annahme einer bilinearen Steigung von $m = 3$ und $m_D = 5$ zu einer Verminderung um ca. 5%.

Tabelle 5-8: Grenzschlankheit in Abhängigkeit der Form der Wöhlerlinie

Form der Wöhlerlinie	124	$\beta_{SA} [-]$	1) $m = 3$
	137		2) $m = 3$ und $m_D = 5$
	142		3) $m = 3$ und $m_D = 5$, incl. $\Delta\sigma_L$

5.6 Parameterstudie bei Eisenbahnbrücken







5.6.1 Allgemeines

Für Eisenbahnbrücken ergeben sich mit Ausnahme der Verkehrsbelastung die entsprechend gleichen Einflußgrößen wie bei Straßenbrücken. Auf eine ausführliche Darstellung analog der Vorgehensweise bei den Straßenbrücken wird hier an dieser Stelle verzichtet. Bei Stichprobenuntersuchungen konnten prinzipiell ähnliche Tendenzen festgestellt werden. Im Folgenden soll daher nur der Einfluß der Verkehrszusammensetzung aufgezeigt werden.

5.6.2 Verkehr

Der Einfluß der Verkehrszusammensetzung wird am Beispiel der beiden Verkehrsmischungen (Standardmischverkehr und Schwerverkehr) für den Auflagerbereich und die Feldmitte des Systems VBZ-40 untersucht. In Tabelle 5-9 sind die Ergebnisse zusammengefaßt. Im Vergleich zum Standardmischverkehr ergeben sich für den Schwerverkehr erwartungsgemäß geringere Grenzschlankheiten. Unabhängig von der Position (Endauflager, Feldmitte, Zwischenaflager) sind die Unterschiede jedoch gering und liegen unterhalb von 5%.

Tabelle 5-9: Grenzschlankheitswerte in Abhängigkeit der Verkehrsmischung

Endauflager	 208	Standardmischverkehr
	 203	Schwerverkehr
Feldmitte (0,4·L) ($\psi = -1$)	 261	Standardmischverkehr
	 250	Schwerverkehr
Zwischenaufleger	 175	Standardmischverkehr
	 172	Schwerverkehr

 β_{SA} [-]

5.7 Zusammenfassung und Ergebnis der Parameteruntersuchungen

Im Rahmen der durchgeführten Parameteruntersuchungen konnten die einzelnen Einflußfaktoren und deren Bedeutung für den Nachweis der Betriebsfestigkeit infolge Stegatmen aufgezeigt werden. Die Variation der unterschiedlichen Parameter führte teilweise zu erheblichen Unterschieden in Bezug auf die rechnerisch ermittelten Grenzschlankheiten β_{SA} .

Die Spannweite L und die Position des Beulfeldes in Längsrichtung x/L der Brücke haben einen sehr großen Einfluß auf die Grenzschlankheit β_{SA} . Der Einfluß der Spannweite ergibt sich zum einen aufgrund der ungleichen Ermüdungsbeanspruchung bedingt durch den unterschiedlichen Eigengewichtsanteil von Brücken mit kurzer und langer Spannweite, und zum anderen aufgrund der statischen Erfordernis basierend auf dem gewählten Verhältnis der Spannweite zur Trägerhöhe L/h .

Der große Einfluß der Position des Beulfeldes in Längsrichtung x/L der Brücke hängt mit der daraus resultierenden unterschiedlichen Beanspruchungssituation des Beulfeldes aus Biegung, Querkraft und Normalkraft zusammen.

Übereinstimmend mit den bisherigen Untersuchungen zum Stegatmen ist den Vorverformungen eine zentrale Bedeutung zuzuordnen. Da über real existierende Vorverformungen bisher nur wenig bekannt ist, stützen sich die gewählten Annahmen zur Vorverformung auf einfachen sinusförmigen Ansätzen mit unterschiedlicher Anzahl von Halbwellen. Die Größe der Vorverformung lehnt sich dabei an die zulässigen Herstellungstoleranzen der Normen an.

Wie bei Betriebsfestigkeitsuntersuchungen typisch, hat bei Straßenbrücken die gewählte Verkehrsart, d.h. die Anzahl der Lkw-Überfahrten pro Jahr und die Verkehrszusammensetzung einen großen Einfluß auf die Größe der Grenzschlankheit.

Das stark nichtlineare Verhalten der schädigungsrelevanten sekundären Spannungen in Abhängigkeit der Stegschlankheit führt in der Regel zu einem schnellen Anstieg der Schädigung und es zeichnet sich immer eine deutliche Schlankheitsgrenze ab. Dieser überproportionale Anstieg der Schädigung hat zur Folge, daß der Einfluß der Kennwerte der Ermüdungsfestigkeit (charakteristischer Wert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$ und die Form der Wöhlerlinie) im Vergleich zu herkömmlichen Ermüdungsproblemen weniger stark ausgeprägt ist.

Von eher untergeordneter Bedeutung ist die Verkehrsmischung bei Eisenbahnbrücken und bei Straßenbrücken die Spurbelegung sowie die Berücksichtigung evtl. auftretender Stausituationen.

Basierend auf den Ergebnissen der Parameterstudien wird im Folgenden eine Wichtung der Unterschiede der einzelnen Parameter in Bezug auf die errechnete Grenzschlankheit β_{SA} vorgenommen. Zu diesem Zweck erfolgt eine Einteilung in drei Kategorien. Innerhalb der einzelnen Kategorien sind die Einflußfaktoren wiederum nach Wichtigkeit geordnet.

- 1) Sehr großer Einfluß mit Abweichungen der Grenzschlankheiten $\beta_{SA} > 20\%$
 - Spannweite L
 - Position in Brückenlängsrichtung x/L und damit Kombination der Beanspruchung aus Biegung, Normalkraft (Randspannungsverhältnis ψ) und Querkraft
 - Vorverformung, Größe e_0 und Form n_x, n_y
 - Verkehrsart bei Straßenbrücken (Langstrecke, Mittelstrecke, Kurzstrecke)
- 2) Mittlerer Einfluß mit Abweichungen der Grenzschlankheiten $5\% < \beta_{SA} \leq 20\%$
 - Seitenverhältnis des Stegblechs α
 - Form der Wöhlerlinie
 - Vorzeichenwechsel der Querkraftbeanspruchung
 - Charakteristischer Wert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$
- 3) Geringer Einfluß mit Abweichungen der Grenzschlankheiten $\beta_{SA} \leq 5\%$
 - Anzahl der Fahrzeuge bei Straßenbrücken N_{Sim}
 - Verkehrsmischung bei Eisenbahnbrücken
 - Spurbelegung bei Straßenbrücken
 - Stau

6 Entwicklung eines Bemessungsvorschlags

6.1 Allgemeines

Der Nachweis der Ermüdungssicherheit erfolgt im Bauwesen in der Regel mit Hilfe des Nennspannungskonzepts auf der Basis von Wöhlerlinien. Die Anwendung des Nennspannungskonzepts für den Ermüdungsnachweis infolge Stegmaten erfordert die Kenntnis der sekundären Biegespannungen. Deren Bestimmung ist jedoch mit einem äußerst großen Rechenaufwand verbunden und deshalb für die praktische Anwendung ungeeignet. Erschwerend kommt hinzu, daß die sekundären Biegespannungen von zahlreichen Einflußgrößen abhängig sind. Für die Ingenieurspraxis sind daher vereinfachte Bemessungshilfen unerlässlich. Der im Folgenden dargestellte Bemessungsvorschlag verfolgt das Ziel, einfache Grenzschlankheitswerte zu entwickeln, bei deren Einhaltung der Ermüdungsnachweis infolge Stegmaten als erfüllt betrachtet werden kann. Die Festlegung von Grenzschlankheiten hat sich bisher in der Normung als sehr vorteilhaft erwiesen. Beispielhaft sind die Grenz b/t -Werte in DIN 18800 Teil 3 Element (204) [1] zu nennen, bei deren Einhaltung auf einen ausführlichen Beulnachweis verzichtet werden kann, oder die von der Schlankheit abhängige Einstufung in Querschnittsklassen nach Eurocode 3, Teil 1.1 [9].

6.2 Variation der Parameter

6.2.1 Allgemeines

Wie im vorherigen Kapitel dieser Arbeit beschrieben, sind die Grenzschlankheiten von zahlreichen Parametern abhängig, die einen mehr oder weniger starken Einfluß besitzen. Für die Systemuntersuchungen war es aufgrund der langen Rechenzeit erforderlich, das Hauptaugenmerk auf die wesentlichen Parameter zu reduzieren. Deshalb wurde für die Entwicklung des Bemessungsvorschlags eine Einteilung in variable und fest gewählte Parameter vorgenommen.

6.2.2 Variable Parameter

Von zentraler Bedeutung für die Grenzschlankheiten sind die system- und stabilitätsbedingten Parameter. In Tabelle 6-1 sind die Angaben über den gewählten Parameterbereich zusammengestellt. Die Wahl der stabilitätsbedingten Einflußparameter folgt aus den bereits in Abschnitt 3.3.3 getroffenen Annahmen. Um mögliche, systembedingte Einflußgrößen zu erfassen, werden insgesamt acht unterschiedliche Brückensysteme betrachtet: Stahl- (S) und Verbundbrücken (V) sowohl als Straßen- (S) wie als Eisenbahnbrücken (B) als Einfeld- (E) und als Zweifeldträgersysteme (Z). Gemäß den Ausführungen in Abschnitt 5.3.5 liegt der untersuchte Spannweitenbereich zwischen $L = 20$ m und 60 m. In Längsrichtung der Brückensysteme erfolgt die Ermittlung der Grenzschlankheiten für die Positionen Endauflager (EA), Feldmitte (FM) und Zwischenaflager (ZA). Voruntersuchungen haben ergeben, daß diese drei Punkte jeweils die Minimal- und Maximalwerte beschreiben und für die Festlegung von Grenzschlankheitswerten ausreichend sind.

In der Summe ergaben sich so 2×480 einzelne Systemberechnungen. Als maximale Schlankheit wurde aus baupraktischen Gründen für ein in Längsrichtung unausgesteiftes Stegblech die Schlankheit $\beta = 300$ definiert.

Tabelle 6-1: Parameterwahl der untersuchten Systeme

Stabilität	Seitenverhältnis α	1,0 / 1,5 / 2,0
	Größe der Vorverformung e_0	$e_0/t = 1/250 \cdot \alpha \cdot \beta$, ($e_0 \cong a/250$) $e_0/t = 1/100 \cdot \alpha \cdot \beta$, ($e_0 \cong a/100$)
	Form der Vorverformung (n_x/n_y)	$\alpha = 1,0$: (1/1) (2/1) (1/2) $\alpha = 1,5$: (1/1) (2/1) $\alpha = 2,0$: (1/1) (2/1) (3/1)
System	Brückensystem	SSE, SSZ, VSE, VSZ SBE, SBZ, VBE, VBZ
	Spannweite L [m]	20 / 40 / 60
	Position in Längsrichtung x/L	Endauflager EA Feldmitte FM Zwischenlager ZA

6.2.3 Fest gewählte Parameter

6.2.3.1 Allgemeines

Nachfolgend sind die für die Entwicklung des Bemessungsvorschlags getroffenen Annahmen zusammengestellt. Dabei wurden für die Parameter Belastung, Beanspruchung und System weitestgehend Annahmen auf der sicheren Seite gewählt, d.h. Werte die jeweils zu geringeren Grenزشlankheiten führen.

6.2.3.2 Belastung

Als Belastung wurde für Straßenbrücken einheitlich der extreme Langstreckenverkehr in seiner probabilistischen Modifikation nach POHL [100] mit $2 \cdot 10^6$ Lkw-Überfahrten pro Jahr angenommen. Diese Verkehrsbelastung entspricht recht gut der Kategorie „Langstrecke“ des Ermüdungslastmodells 4 nach Eurocode 1, Teil 3 und stellt für die Verkehrsgruppen Mittel- und Kurzstreckenverkehr eine Annahme auf der sicheren Seite dar. Für Eisenbahnbrücken wurde der Standardmischverkehr zugrunde gelegt, da die Unterschiede gegenüber dem Schwerverkehr gering sind, vgl. Abschnitt 5.6.2.

6.2.3.3 Beanspruchung

Die kombinierte Beanspruchung aus Querkraft und Biegung sowie ein möglicher Vorzeichenwechsel der Querkraft werden im Programmsystem automatisch erfaßt. Die Berücksichtigung des Randspannungsverhältnisses ψ infolge der kombinierten Beanspruchung aus Biegung und Normalkraft erfolgt durch unterschiedliche Datenmatrizen. Da die Datenmatrizen nur für die Werte $\psi = -0,5$, $-1,0$ und $-2,0$ vorliegen, wurde für das Randspannungsverhältnis ψ folgende Abstufung gewählt:

$$\psi > -0,75 \quad \rightarrow \quad M_{i,j,k}(\psi = -0,5)$$

$$-0,75 \geq \psi > -1,5 \quad \rightarrow \quad M_{i,j,k}(\psi = -1,0)$$

$$\psi \leq -1,5 \quad \rightarrow \quad M_{i,j,k}(\psi = -2,0)$$

Bei der Vorbemessung der Brückensysteme ergaben sich in Feldmitte stets Randspannungsverhältnisse von $\psi \leq -1,8$. Beim überwiegenden Teil der untersuchten Brücken war hingegen $\psi \leq -2$. Die Annahme von $\psi = -2$ ist daher in den meisten Fällen ausreichend. In den Zwischenauflagern hingegen lag das Randspannungsverhältnis im Bereich $\psi \cong -0,5$ bis $-1,2$. An diesen Stellen ist bedingt durch die hohe Querkraftbeanspruchung der Einfluß der Biegebeanspruchung sowie des dazugehörigen Randspannungsverhältnisses von untergeordneter Bedeutung.

6.2.3.4 System, Stahlgüte

Die Brückensysteme sind einheitlich mit der Stahlgüte S 355 Vorbemessen. Bei gleicher Belastung sind Stähle mit einer höheren Streckgrenze stärker beulgefährdet.

6.2.3.5 Ermüdung

Für den Betriebsfestigkeitsnachweis wurde die allgemeine Form der Wöhlerlinie (trilinear mit $m = 3$ und $m_D = 5$) mit Berücksichtigung der Dauerfestigkeit durch den Schwellenwert $\Delta\sigma_L$ angenommen. Die Kerbklassen wurden in Abhängigkeit des Beulfeldrandes konstant zu 100 entlang der Quersteifen und 112 entlang der Flansche gewählt.

6.3 Straßenbrücken

6.3.1 Allgemeines

In praktischer Hinsicht ist eine Begrenzung der Stegslankheit nur dann erforderlich, wenn die maximale Slankheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit β_{ULS} größer ist als die zulässige Grenzslankheit zur Vermeidung des Stegatlens β_{SA} . In Bild 6-1 sind für das Brückensystem VSZ-40 (eine VerbundStraßenbrücke als Zweifeldträger mit 40 m Spannweite) die Grenzslankheiten sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit β_{ULS} als auch im Grenzzustand der Ermüdung infolge Stegatlens β_{SA} für zwei unterschiedliche Vorverformungsansätze dargestellt. Für den einwelligigen Vorverformungsansatz sind die Grenzslankheiten β_{SA} stets größer als im Tragfähigkeitszustand β_{ULS} , eine Slankheitsbegrenzung zur Vermeidung des Stegatlens ist daher nicht erforderlich. Beim zweiwelligigen Vorverformungsansatz ist hingegen in Feldmitte ($\approx 0,4 \cdot L$) diese Bedingung nicht erfüllt. Die Grenzslankheit β_{SA} ist geringer als im Grenzzustand der Tragfähigkeit β_{ULS} . Dies bedeutet, daß für die Bemessung der Ermüdungsnachweis infolge Stegatlens maßgebend wird.

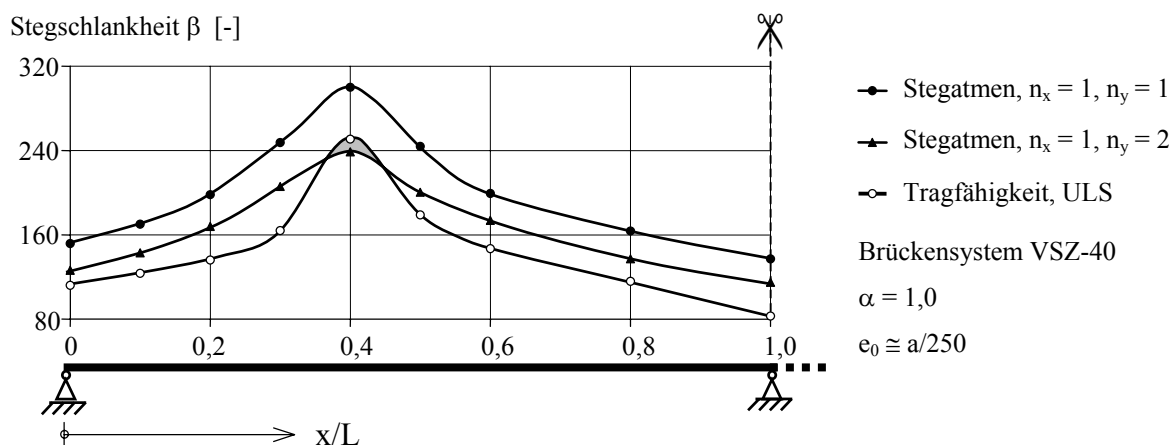


Bild 6-1: Vergleich maximaler Slankheiten: Stegatlens β_{SA} - Tragfähigkeit β_{ULS}

6.3.2 Ergebnis und Folgerung der Parameterstudien

Tabelle 6-2 zeigt beispielhaft die Ergebnisse der Parameterstudien an einfeldrigen Straßenverbundbrücken (Brückensysteme VSE). Dargestellt sind die rechnerisch ermittelten Grenzschlankheitswerte β_{SA} in Abhängigkeit der gewählten variablen Parameter. In den grau schattierten Feldern sind zusätzlich die jeweiligen Grenzschlankheitswerte β_{ULS} im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Eurocode 3, Teil 1.5 [10] angegeben. Weitere Ergebnisse sind im Anhang C.1 enthalten.

Durch die gewählten Annahmen hinsichtlich Größe der Vorverformung nach Bild 3-22, sind für $\beta \leq 125$ die Grenzschlankheiten für $e_0 = a/100$ identisch mit $e_0 = a/250$. Dies betrifft vor allem den Spannweitenbereich von $L = 20$ m infolge der geringen Trägerhöhen und der damit verbundenen geringen Stegschlankheiten

Tabelle 6-2: Ergebnisse der Parameterstudien an einfeldrigen Straßenverbundbrücken VSE

VSE			L = 20 m		L = 40 m		L = 60 m	
α	$n_x - n_y$	e_0	EA	FM, $\psi = -2$	EA	FM, $\psi = -2$	EA	FM, $\psi = -2$
1,0	1 - 1	a/250	100,2	162,0	141,9	300,0	180,6	300,0
		a/100		142,5		229,0		179,1
	1 - 2	a/250	75,1	121,5	124,7	240,2	174,1	300,0
		a/100		161,7		161,6		262,1
	2 - 1	a/250	74,9	120,2	124,3	207,9	173,4	285,0
		a/100		160,3		159,5		208,1
ULS	EC 3	65,1	123,3	102,3	229,0	132,6	300,0	
1,5	1 - 1	a/250	91,3	160,3	131,2	300,0	161,5	300,0
		a/100		140,9		269,3		151,5
	1 - 2	a/250	80,2	114,2	122,4	246,6	159,0	300,0
		a/100		190,6		151,3		300,0
	ULS	EC 3	61,0	116,9	97,6	217,0	125,5	300,0
2,0	1 - 1	a/250	100,1	160,2	130,9	300,0	199,8	300,0
		a/100		141,6		128,5		283,4
	1 - 2	a/250	89,3	120,6	122,1	300,0	158,4	300,0
		a/100		199,5		151,2		300,0
	1 - 3	a/250	89,4	120,0	120,4	291,8	152,3	300,0
		a/100		224,4		150,2		300,0
	ULS	EC 3	59,2	114,1	94,9	205,7	122,6	300,0

EA = Endauflager, FM = Feldmitte

Auf Grundlage der durchgeführten Parameterstudien läßt sich zusammenfassend folgendes feststellen:

- In den Auflagerbereichen ergeben sich aufgrund der ausgeprägten Querkraftbeanspruchung die geringsten zulässigen Grenzschlankheiten β_{SA} . In **sämtlichen** Systemen ist jedoch stets der Grenzzustand der Tragfähigkeit maßgebend. Eine volle Ausnutzung der überkritischen Tragfähigkeiten ist gewährleistet. Eine Schlankheitsbegrenzung zur Vermeidung des Stegatmens ist nicht erforderlich.
- In den Feldbereichen bei überwiegender Biegebeanspruchung können die zulässigen Stegschlankheiten im Grenzzustand der Tragfähigkeit sehr große Werte annehmen. Der Grund hierfür liegt in dem Verfahren der wirksamen Breiten und der für die Bemessung sehr vorteilhaften Interaktionsbeziehung zwischen Querkraft und Biegung. Die Grenzschlankheitswerte infolge Stegatmen β_{SA} sind teilweise geringer als im Grenzzustand der Tragfähigkeit β_{ULS} . Die fünf fett markierten Werte kennzeichnen diesen Zustand für die

- Annahme einer Vorverformung von $e_0 = a/250$ gemäß den geforderten Herstellungstoleranzen der Normung.
- Bei großen Schlankheiten führt der konservative Vorverformungsansatz von $e_0 = a/100$ zu deutlich reduzierten Grenzschlankheiten.
 - Mehrwellige Vorverformungsansätze wirken sich im Vergleich zu einwelligen Ansätzen deutlich ungünstiger aus.
 - Unter Berücksichtigung mehrwelliger Vorverformungsansätze ist das Seitenverhältnis von untergeordneter Bedeutung. Entgegen bisherigen Untersuchungen konnten keine deutlichen Tendenzen festgestellt werden, daß sich größere Seitenverhältnisse wesentlich ungünstiger verhalten. Der Grund hierfür liegt in der Verknüpfung von Form und Größe der Vorverformung über die Meßlänge, vgl. Bild 3-11.
 - Im Auflagerbereich verhalten sich Verbundbrücken aufgrund der höheren ständigen Querkraftbeanspruchung aus Eigengewicht ungünstiger als Stahlbrücken. Im Feldbereich hingegen unterliegen Stahlbrücken infolge des geringeren Eigengewichts einer größeren Ermüdungsbeanspruchung, so daß sich im Vergleich häufig etwas geringere Grenzschlankheiten ergeben.

6.3.3 Vereinfachter Bemessungsvorschlag

Auf der Grundlage der beschriebenen Erkenntnisse ist eine Schlankheitsbegrenzung zur Vermeidung des Stegatmens nur in den Feldbereichen erforderlich. In den Auflager- und Zwischenbereichen ist der Nachweis des Stegatmens implizit durch den Grenzzustand der Tragfähigkeit erfüllt. Für die Entwicklung eines Bemessungsvorschlags sind deshalb die Ergebnisse in Feldmitte von Interesse. Als maßgebende Einflußparameter wurden die Spannweite L und die Größe der Vorverformung e_0 identifiziert. Durch die Berücksichtigung von ein- und mehrwelligen Vorverformungsansätzen ergeben sich für unterschiedliche Seitenverhältnisse nur geringe Unterschiede. Auf eine Differenzierung in Abhängigkeit des Seitenverhältnisses wird deshalb verzichtet.

In Bild 6-2 sind für die untersuchten Straßenbrücken alle rechnerisch ermittelten Grenzschlankheitswerte β_{SA} der Feldmitte in Abhängigkeit der Spannweite L aufgetragen. Teilbild a) zeigt die Ergebnisse für eine Vorverformung von $e_0 = a/250$ gemäß den geforderten Herstellungstoleranzen der Normung [1], [13]. In Teilbild b) sind entsprechend die Ergebnisse für den konservativen Vorverformungsansatz von $e_0 = a/100$ dargestellt. In beiden Fällen ist zusätzlich eine Begrenzungslinie eingetragen, die die unteren Grenzwerte der Ergebnisse für die jeweiligen Spannweiten von 20, 40 und 60 m repräsentiert.

Der Verlauf dieser Begrenzungslinien ist nahezu geradlinig. Als Ergebnis der Parameterstudien und als vereinfachter Bemessungsvorschlag wird daher folgender linearer Zusammenhang vorgeschlagen, der den Verlauf dieser Begrenzungslinien repräsentiert:

$$\beta_{SA} = 30 + 4 \cdot L \quad \text{für } e_0 \leq a/250 \quad (6-1)$$

$$\beta_{SA} = 65 + 2,25 \cdot L \quad \text{für } e_0 \leq a/100 \quad (6-2)$$

mit L Spannweite in [m] und $L \geq 20$ m
 e_0 Größe der Vorverformung

Die maximale Stegslankheit zur Vermeidung von Ermüdungsproblemen infolge Stegatmen kann so einfach durch Kenntnis der Spannweite L ermittelt werden.

Werden die Höchstwerte $e_0 = a/250$ der unvermeidbaren Herstellungsgenauigkeiten nach Tabelle 3-2 überschritten, kann durch Anwendung von Gleichung (6-2) auf zusätzliche Richtarbeiten bei der Herstellung verzichtet werden. Ein ähnliches Vorgehen findet sich beispielsweise in DIN 18800, Teil 4, Element (305) [2].

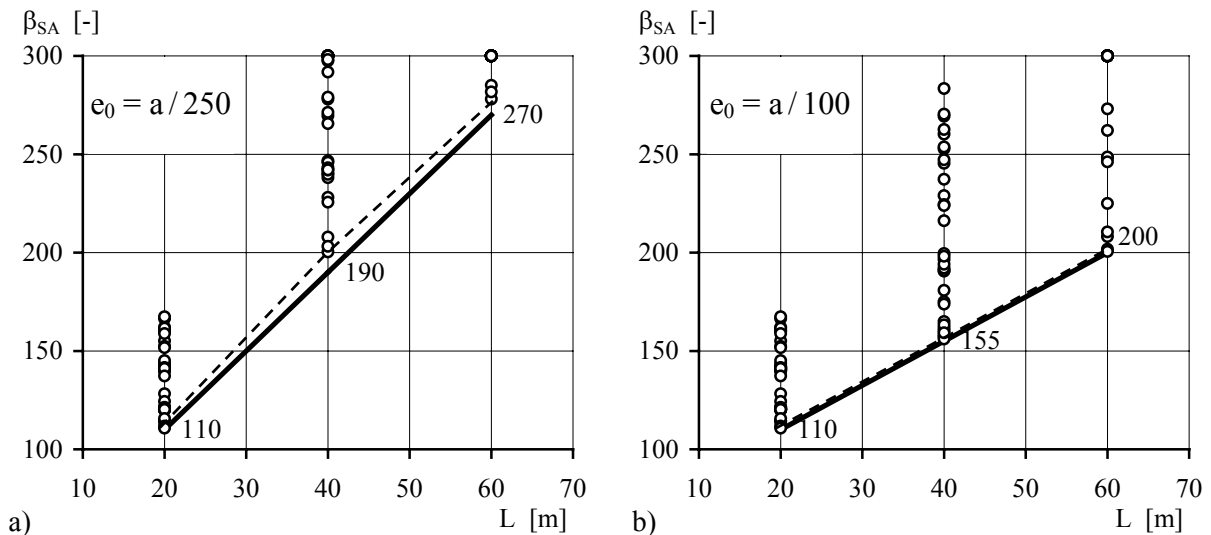


Bild 6-2: Ergebnisse der Parameterstudien und Bemessungsvorschlag in Feldmitte:

- Rechenresultate
- Begrenzungslinie
- Bemessungsvorschlag

6.4 Eisenbahnbrücken

6.4.1 Ergebnis der Parameterstudien

Tabelle 6-3 zeigt analog zu Tabelle 6-2 beispielhaft die Ergebnisse der Parameterstudien an einfeldrigen Eisenbahnverbundbrücken (Brückensystem VBE). Weitere Ergebnisse sind im Anhang C.2 enthalten.

Die Ergebnisse sind im wesentlichen identisch: In den Auflagerbereichen ist in sämtlichen Systemen der Grenzzustand der Tragfähigkeit bemessungsrelevant. In den Feldbereichen wird hingegen häufig der Ermüdungsnachweis infolge Stegatmen maßgebend, vgl. fett markierte Werte in Tabelle 6-3.

Im Vergleich zu den Straßenbrücken ergeben sich trotz der bei Eisenbahnbrücken höheren Beanspruchung, teilweise größere Grenzsclankheiten sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit β_{ULS} als auch im Grenzzustand der Ermüdung infolge Stegatmen β_{SA} . Der Grund hierfür liegt in den Annahmen der Steghöhe in Relation zur Spannweite L/h . Maßgebend für die Bemessung der Stegbleche ist in erster Linie die Querkraftbeanspruchung und damit die vorhandene Stegfläche A_{Steg} . Bei den Eisenbahnbrücken ist die Steghöhe mit $L/18$ wesentlich größer als bei den Straßenbrücken. Dadurch ist bei gleicher Spannweite L und bei gleicher Stegslankheit β die Stegfläche nahezu doppelt so groß wie bei Straßenbrücken. Aufgrund dessen sind trotz größerer Beanspruchung bei Eisenbahnbrücken höhere Stegslankheiten möglich.

Tabelle 6-3: Ergebnisse der Parameterstudien an einfeldrigen Eisenbahnverbundbrücken VBE

VBE			L = 20 m		L = 40 m		L = 60 m	
α	$n_x - n_v$	e_0	EA	FM, $\psi = -2$	EA	FM, $\psi = -2$	EA	FM, $\psi = -2$
1,0	1 - 1	a/250	124,4	161,7	191,4	300,0	238,3	300,0
		a/100		144,1	189,4	249,4	234,1	277,8
	1 - 2	a/250	120,4	123,3	182,8	288,1	235,6	295,2
		a/100			167,2	223,8	219,4	248,5
	2 - 1	a/250	120,7	122,2	186,8	265,3	234,4	262,1
		a/100			171,4	191,9	220,6	240,9
ULS	EC 3	98,6	259,0	159,0	300,0	201,9	300,0	
1,5	1 - 1	a/250	108,7	135,1	172,6	289,7	211,6	300,0
		a/100			171,5	208,3	206,1	261,3
	1 - 2	a/250	107,6	120,2	170,3	238,6	208,8	257,0
		a/100			162,6	198,2	195,2	228,5
ULS	EC 3	93,3	249,0	150,2	300,0	190,4	300,0	
2,0	1 - 1	a/250	107,9	141,1	170,7	250,2	208,6	300,0
		a/100			165,8	204,3	201,5	269,5
	1 - 2	a/250	106,5	121,6	165,1	234,1	197,2	258,4
		a/100			158,5	198,1	191,9	219,7
	1 - 3	a/250	106,2	120,3	169,3	227,4	198,4	249,5
		a/100			161,2	196,5	192,3	216,0
ULS	EC 3	91,3	245,0	146,6	300,0	185,6	300,0	

EA = Endauflager, FM = Feldmitte

6.4.2 Vereinfachter Bemessungsvorschlag

Analog zu den Straßenbrücken sind in Bild 6-3 a) und b) für die untersuchten Eisenbahnbrücken alle rechnerisch ermittelten Grenزشlankheitswerte β_{SA} der Feldmitte in Abhängigkeit der Spannweite L aufgetragen. Im Unterschied zu den Straßenbrücken weisen die unteren Begrenzungslinien bei $L = 40$ m einen Knick auf. Als Bemessungsvorschlag wird ein linearer Ansatz zur Beschreibung der Grenزشlankheit vorgeschlagen:

$$\beta_{SA} = 55 + 3,3 \cdot L \quad \text{für } e_0 \leq a/250 \quad (6-3)$$

$$\beta_{SA} = 75 + 2,3 \cdot L \quad \text{für } e_0 \leq a/100 \quad (6-4)$$

mit L Spannweite in [m] und $L \geq 20$ m

e_0 Größe der Vorverformung

Diese linearen Ansätze führen zu einer deutlichen Unterschätzung im Spannweitenbereich von $L = 40$ m. Alternativ würde sich ein quadratischer Polynomansatz als Grenzkurve anbieten, weitere Untersuchungen hierzu für $L = 30$ m oder 50 m liegen nicht vor.

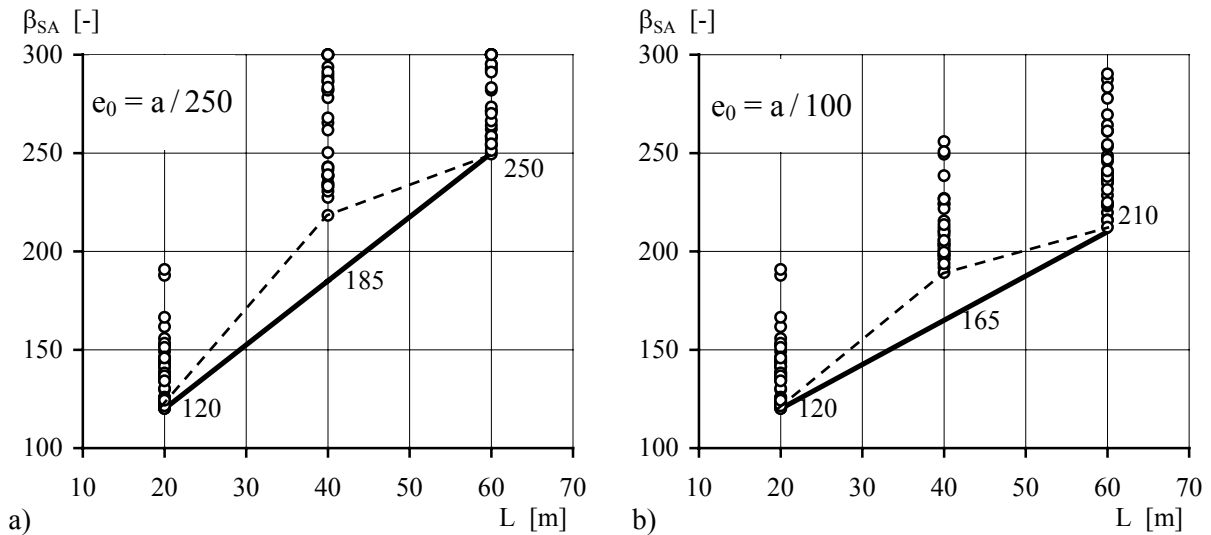


Bild 6-3: Ergebnisse der Parameterstudien und Bemessungsvorschlag in Feldmitte:
 ○ Rechenergebnisse
 -- Begrenzungslinien
 — Bemessungsvorschlag

6.5 Anwendungsbereich des Bemessungsvorschlags

6.5.1 Allgemeines

Die in Abschnitt 6.3.3 und 6.4.2 entwickelten Bemessungsvorschläge basieren auf Untersuchungen an unterschiedlichen Brückensystemen für einen bestimmten Parameterbereich. Die Wahl der Parameter wurde nach Voruntersuchungen sinnvoll festgelegt, der Anwendungsbereich ist daher im wesentlichen an diese Parameter geknüpft. Für die praktische Anwendung der Bemessungsvorschläge bedarf es daher einer klaren Abgrenzung durch Definition eines Anwendungsbereichs.

6.5.2 Seitenverhältnis

Die Untersuchungen wurden für ein Seitenverhältnis von $\alpha = 1,0, 1,5$ und $2,0$ durchgeführt. Gemäß Abschnitt 5.5.4.1 ist eine Anwendung der Ergebnisse auch für größere Seitenverhältnisse, im Grenzfall für unausgesteifte Stegbleche ($\alpha \rightarrow \infty$), möglich.

6.5.3 System

Die Ergebnisse sind an geschweißten I-Trägern von typischen Deckbrücken an Ein- und Zweifeldträgersystemen abgeleitet. Eine Übertragung der Ergebnisse auf andere Tragglieder wie z.B. Stegbleche von Pylonen, Stützen oder Bögen ist aufgrund unterschiedlicher Einflußlinien nicht möglich. Wenngleich für abweichende Brückensysteme mit unterschiedlichem Normalkraftanteil (Hänge-, Stabbogen-, oder Schrägkabelbrücken) keine Untersuchungen durchgeführt wurden, ist nach Meinung des Autors auch eine Übertragung auf diese Systeme möglich. Als Spannweite ist entsprechend der Abstand der Stützung des Hauptträgers zu wählen. Diese Anwendung kann jedoch zu geringen Grenzschlankheiten und entsprechend konservativen Ergebnissen führen.

Die Grenزشlankheitswerte beruhen auf Untersuchungen an in Längsrichtung unausgesteiften Beulfeldern. Bei identischer Schlankheit des Gesamtbeulfeldes führt die Anwesenheit von Längssteifen zu einer Reduzierung der Stegblechverformungen. Die Bemessungsgleichungen können daher bei Anwendung auf das Gesamtbeulfeld auch für in Längsrichtung ausgesteifte Stegbleche benützt werden.

6.5.4 Spannweite

Die Parameteruntersuchungen decken den Spannweitenbereich von $L = 20-60$ m ab. Für Spannweiten unterhalb 20 m ergeben sich sowohl aus wirtschaftlicher als auch statischer Sicht keine bedeutenden Vorteile für Träger mit schlanken Stegen. Hinzu kommt, daß bedingt durch das Einhalten von Mindestblechdicken keine schlanken Stegbleche möglich sind.

Aus baupraktischen Gründen (Herstellung, Transport, Montage) sollte nach Meinung des Autors die Schlankheit von unausgesteiften Stegblechen auf einen Maximalwert von $\beta_{\max} \leq 250-300$ beschränkt werden. Für große Spannweiten $L > 60$ m sind entsprechend die sich aus den Gleichungen (6-1) und (6-3) ergebenden Schlankheiten für $L = 60$ m zu verwenden. Bei Straßenbrücken ergibt sich dadurch eine max. Stegslankheit von $\beta_{SA} = 270$ und bei Eisenbahnbrücken von $\beta_{SA} = 250$.

6.5.5 Stahlgüte

Die Ergebnisse wurden anhand von Berechnungen unter Verwendung der Stahlgüte S 355 bestimmt. Eine direkte Übertragung der Ergebnisse auf höherfeste Stähle (S 420, S 460 und S 690) ist nicht möglich, da sie aufgrund der höheren Spannungsausnutzung stärker beulgefährdet sind. Durch Stichprobenuntersuchungen konnten die Ergebnisse auch für die Stahlgüten S 420 und S 460 bestätigt werden, eine Übertragbarkeit auch auf diese Stähle erscheint möglich. Für die Stahlgüte S 690 wurden keine Berechnungen durchgeführt, es wird jedoch empfohlen die Ergebnisse der Gleichungen (6-1) und (6-3) um ca. 10% zu reduzieren.

6.6 Vergleich mit bestehenden Regeln und Vorschlägen zum Stegmatmen

6.6.1 Allgemeines

In den vergangenen Jahren sind verschiedene Regeln und Vorschläge für den Nachweis des Stegmatmens entwickelt worden. Durch die eigene Vorgehensweise, bei dem der Nachweis des Stegmatmens als Betriebsfestigkeitsnachweis im Brückenbau geführt wird, sind die Berechnungsergebnisse nicht unmittelbar mit Versuchen vergleichbar. Aus diesem Grund sollen die erzielten Grenزشlankheiten mit bereits bestehenden Regeln und Vorschlägen aus der Literatur verglichen und beurteilt werden. Der Vergleich umfaßt folgende Auswahl:

- Regel nach Eurocode 3, Teil 2 [13]
- Regeln nach SIA [23] und AASHTO [24]
- Vorschlag von CROCETTI [79]
- Vorschlag von KUHLMANN et al. [76]

Der Vergleich mit weiteren Vorschlägen [51], [64] und [74] ist teilweise mit Schwierigkeiten verbunden, da vielfach keine genauen Angaben über die anzusetzenden Einwirkungen sowie die daraus resultierende Bemessungslebensdauer gemacht werden.

6.6.2 Berechnungsbeispiel

Die Betrachtungen beschränken sich auf zwei Beulfelder am Auflager und in Feldmitte des Brückensystems VSE-40, vgl. Bild 6-4. Als Grundlage des Vergleichs wird getrennt für die einzelnen Regeln und Vorschläge die maximale Stegslankheit bestimmt, bei deren Einhaltung der Ermüdungsnachweis infolge Stegatmen als erfüllt betrachtet werden kann.

Anhang D enthält nähere Angaben über die Geometrie und die Belastung.

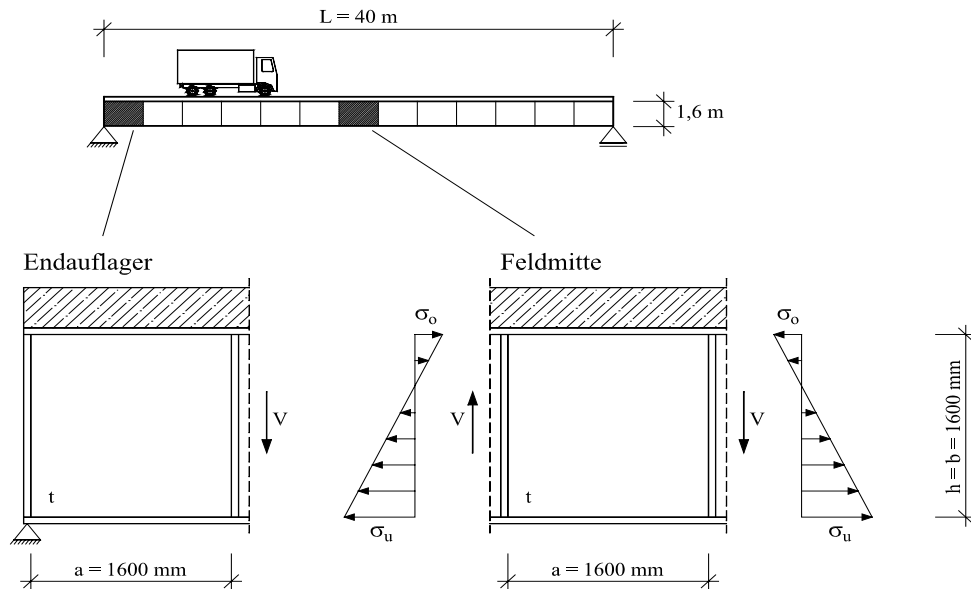


Bild 6-4: Referenzsystem und Beulfelder für den Vergleich

6.6.3 Eurocode 3, Teil 2

Die im Eurocode 3, Teil 2 [13] angegebene Nachweisgleichung basiert auf einer Begrenzung der kritischen Beulspannung. Danach dürfen die Stegspannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) unter dem Ansatz der häufig auftretenden Lastkombination die kritischen Beulspannungen nur unwesentlich überschreiten.

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{Ed,ser}}{k_{\tau} \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1 \quad (6-5)$$

mit $\sigma_{x,Ed,ser}$, $\tau_{Ed,ser}$ Stegspannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
 $k_{\sigma} \cdot \sigma_E$, $k_{\tau} \cdot \sigma_E$ linear-elastische Beulspannungen unter der Annahme gelenkiger Lagerung

Mit dieser vereinfachten Nachweisgleichung wird die Vorstellung verbunden, daß nur Beanspruchungen oberhalb der linear-elastischen Beulspannung durch übermäßige Verformungen aus der Stegblechebene wesentlich zum Phänomen des Stegatmens beitragen. Die Formel basiert nicht auf der Materialermüdung, deshalb sind wichtige Kenngrößen wie die Spannungsdifferenz oder die Ermüdungsfestigkeit nicht enthalten. Die kombinierte Beanspruchung aus Biegung und Querkraft wird durch eine einfache kreisförmige Interaktionsbeziehung berücksichtigt. Tabelle 6-4 enthält die Ergebnisse.

Tabelle 6-4: Max. Stegslankheit nach [13]

max. Stegslankheit	
Endauflager	Feldmitte
136	245

6.6.4 SIA

Nach SIA [23] erfolgt die Begrenzung des Stegattens durch Vorgabe einer Schlankheitsgrenze. Danach soll der druckbeanspruchte Bereich eines Stegblechs die 100-fache Stegblechdicke nicht überschreiten, vgl. Bild 6-5. Durch Begrenzung der Stegslankheit ergibt sich eine für die Ingenieurspraxis sehr einfache Bemessungsregel.

$$\frac{b_c}{t} \leq 100 \quad (6-6)$$

mit b_c druckbeanspruchter Bereich des Stegblechs
 t Stegblechdicke

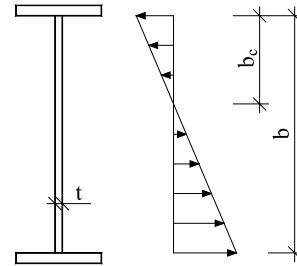


Bild 6-5: Schlankheitsgrenze nach SIA

Diese Regelung basiert im wesentlichen auf den Versuchsergebnissen von MUELLER und YEN [30] an biegebeanspruchten Trägern. Bei ausschließlicher Schubbeanspruchung ist eine Anwendung aufgrund des fehlenden Druckspannungsbereichs nicht möglich. Bei Verbundträgern ist ferner der druckbeanspruchte Bereich vom Lastniveau (SLS oder ULS) abhängig. Entsprechende Angaben hierzu fehlen. Tabelle 6-5 enthält aus diesem Grund nur die Ergebnisse in Feldmitte für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter dem Ansatz der häufigen Lastkombination (SLS) und den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS).

Tabelle 6-5: Max. Stegslankheit nach [23]

max. Stegslankheit	
Endauflager	Feldmitte
-	298 (SLS) 367 (ULS)

6.6.5 AASHTO

Die Regelung in AASHTO [24] ist ähnlich der in SIA und ist das Ergebnis der Vorschläge von VINCENT [32] und YEN [31]. Für die Annahme einer Stahlgüte von S 235 erhält man identische Grenزشlankheiten.

$$\frac{b_c}{t} \leq \frac{3,4}{\sqrt{f_y/E}} \quad \text{für } b_c \leq b/2 \quad (6-7)$$

$$\frac{b_c}{t} \leq \frac{6,8}{\sqrt{f_y/E}} \quad \text{für } b_c > b/2 \quad (6-8)$$

Für die Stahlgüte S 355 und für $b_c \leq b/2$ ergibt sich die Schlankheitsgrenze des druckbeanspruchten Bereichs zu $b_c/t \leq 82,7$. Es gelten sinngemäß die gleichen Anmerkungen wie für die Regelung der SIA.

Tabelle 6-6: Max. Stegslankheit nach [24]

Max. Stegslankheit	
Endauflager	Feldmitte
-	246 (SLS)
-	303 (ULS)

6.6.6 Crocetti

Von CROCETTI wird in [79] Gleichung (6-9) als Nachweis des Stegatmens vorgeschlagen. Diese Gleichung basiert auf einem bilinearen Zusammenhang zwischen dem Verhältnis der vorhandenen Querkraft V zur kritischen Querkraft V_{cr} (V/V_{cr}) und dem Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit $\sigma_{s,ref}$ zur Eulerspannung σ_E ($\sigma_{s,ref}/\sigma_E$), siehe Bild 6-6. Die Steigung der beiden Geradenabschnitte γ_1 und γ_2 wurde durch Auswertung von Versuchsergebnissen bestimmt.

$$\Delta\sigma_{s,ref} = \sigma_E \left[\left(\frac{V_{max}}{V_{cr}} - 1 \right) \cdot \frac{1}{0,016} + \left(1 - \frac{V_{min}}{V_{cr}} \right) \cdot \frac{83}{\sigma_E} \right] \quad \text{gültig für } \begin{cases} V_{min} \leq V_{cr} \\ V_{max} > V_{cr} \end{cases} \quad (6-9)$$

- mit V_{min}, V_{max} minimale und maximale Querkraft
 V_{cr} kritische, linear-elastische Querkraft unter der Annahme gelenkiger Lagerung sowie unter Berücksichtigung der Biegebeanspruchung
 $\Delta\sigma_{s,ref}$ Ermüdungsfestigkeit der Kerbgruppe 112 nach Eurocode 3, Teil 1.9

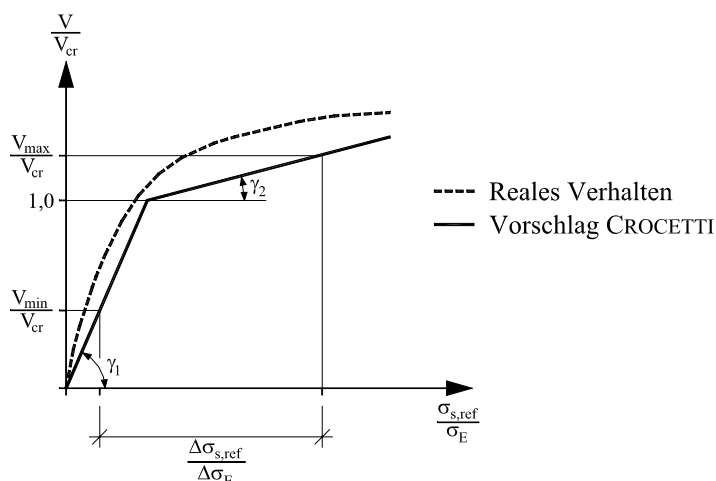


Bild 6-6: Ableitung der Stegatmenformel von CROCETTI

Die angegebene Gleichung ermöglicht die Berücksichtigung der kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Biegung. Durch den Referenzwert ist der Bezug zur Ermüdungsfestigkeit geschaffen, dadurch kann der Nachweis auch für eine begrenzte Anzahl von Lastwechseln geführt werden. Der Ansatz des Lastniveaus ist nicht eindeutig geregelt. Für den

Vergleichen werden daher die Beanspruchungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) gewählt. Diese entsprechen recht gut den Beanspruchungen des Ermüdungslastmodells 1 nach Eurocode 1, Teil 3. Als Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit wird die Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ bei $N_D = 5 \cdot 10^6$ Lastwechseln angenommen.

Es ist anzumerken, daß die der Gleichung zugrunde liegenden Steigungen γ_1 und γ_2 sich nur auf insgesamt 4 Trägerversuche stützen. Allgemeine, numerische Untersuchungen über den Einfluß unterschiedlicher Parameter auf die Größe der Steigungen liegen nicht vor.

Tabelle 6-7: Max. Stegslankheit nach [79]

max. Stegslankheit	
Endauflager	Feldmitte
138	290

6.6.7 KUHLMANN et al.

Auf Grundlage der Arbeit von SPIEGELHALDER [74] wurde in [76] ein vereinfachter Bemessungsvorschlag für den Brückenbau abgeleitet. Danach kann auf einen ausführlichen Nachweis des Stegarmes verzichtet werden, wenn folgende Bedingung eingehalten ist:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Sd}}{1,25 \cdot \rho \cdot f_{yd}} \right)^{k_1} + \left(\frac{\tau_{Sd}}{k_3 \cdot \chi_w \cdot f_{yd} / \sqrt{3}} \right)^{k_2} \leq (0,6 + 0,8R)A \quad (6-10)$$

mit $\sigma_{x,Sd}$, τ_{Sd} Stegarmspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

$A = 1,0$ für Straßenbrücken

$A = 0,85$ für Eisenbahnbrücken

$$k_1 = 1 + (1,25 \cdot \rho)^2$$

$$k_2 = 1 + 1,25 \cdot \rho \cdot \chi_w^2$$

$$k_3 = 1,65 - \beta / (275 - 50\alpha) \quad \text{und} \quad k_3 \geq 0,64$$

ρ , χ_w nach Eurocode 3, Teil 1.5, Abschnitt 4

Geltungsbereich: $\alpha \leq 1,5$ und $0 \leq R \leq 0,5$ ($R = \sigma_u / \sigma_o = \tau_u / \tau_o$)

Der Vorschlag ist auf eine unbegrenzte Lebensdauer im Brückenbau ausgelegt. Die Kombination aus Querkraft und Biegung wird erfaßt. Als Besonderheit ist zu erwähnen, daß der Nachweis auf dem Lastniveau im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt werden kann. Dadurch kann auf eine zusätzliche Lastkombination bei der Bemessung verzichtet werden. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6-8 enthalten und eher als konservative Lösung anzusehen.

Tabelle 6-8: Max. Stegslankheit nach [76]

max. Stegslankheit	
Endauflager	Feldmitte
114	194

6.6.8 Eigene Ergebnisse

Tabelle 6-9 enthält die Ergebnisse der Parameteruntersuchungen nach Tabelle 6-2, sowie das Ergebnis des Bemessungsvorschlags nach Gleichung (6-1). Infolge der unterschiedlichen Annahmen über die Vorverformungsform (n_x , n_y) liegen die Ergebnisse der Parameteruntersuchungen im Bereich von $\beta = 124$ -142 am Auflager und $\beta = 208$ -300 in Feldmitte.

Tabelle 6-9: Max. Stegslankheit, eigene Ergebnisse für $L = 40$ m





	Max. Stegslankheit	
	Endauflager	Feldmitte
Ergebnis der Parameteruntersuchungen nach Tabelle 6-2	124-142	208-300
Bemessungsvorschlag Gleichung (6-1)	-	190

6.6.9 Zusammenfassung der Ergebnisse

6.6.9.1 Endauflager

In Tabelle 6-10 sind die Ergebnisse für das Stegblech am Endauflager zusammengefaßt. Die Ergebnisse nach Eurocode 3 und nach dem Vorschlag von CROCETTI sind ähnlich, liegen jedoch im oberen Bereich der eigenen Ergebnisse. Die Regeln nach SIA und AASHTO sind bei reiner Schubbeanspruchung nicht anwendbar. Der einfache Bemessungsvorschlag von KUHLMANN et al. ergibt die geringste Schlankheit.

Tabelle 6-10: Berechnungsergebnisse am Endauflager für $L = 40$ m

Eurocode 3, Teil 2 [13]	 136
CROCETTI [79]	 138
KUHLMANN et al. [76]	 114
Ergebnisse der Parameterstudien	 124 142 β [-]

6.6.9.2 Feldmitte

Auf Grundlage der in Abschnitt 6.3.2 dargestellten Erkenntnisse sind in erster Linie die Feldbereiche von der Gefahr des Stegatmens betroffen. In Tabelle 6-11 sind die Ergebnisse zusammengestellt. Die eigenen Werte der Parameteruntersuchungen liegen in einem weiten Bereich von $\beta = 208$ -300. Die Regeln nach SIA und AASHTO basieren auf einer Schlankheitsbegrenzung des druckbeanspruchten Bereichs des Stegblechs. In Abhängigkeit der gewählten Lastannahmen (Tragfähigkeit ULS oder Gebrauchstauglichkeit SLS) ergeben sich unterschiedliche Grenzwerte. Da bei Verbundquerschnitten der druckbeanspruchte Bereich im allgemeinen sehr klein ist, sind zulässigen Schlankheiten sehr groß.

Tabelle 6-11: Berechnungsergebnisse in Feldmitte für $L = 40$ m

Eurocode 3, Teil 2 [13]	245		
SIA [23]		SLS 298	ULS 367
AASHTO [24]		SLS 246	ULS 303
CROCETTI [79]	290		
KUHLMANN et al. [76]	194		
Ergebnisse der Parameterstudien	208	300	β [-]

6.6.10 Folgerung

Die Ergebnisse lassen sich im Vergleich zu den bestehenden Regeln und Vorschlägen gut einreihen. Dadurch ist die Plausibilität des beschriebenen Verfahrens zur Bestimmung von Grenzschlankheitswerten gegeben.

Gemessen an den eigenen Ergebnissen sind mit Ausnahme des Vorschlags von KUHLMANN et al. [76] die nach den anderen Regeln und Vorschlägen ermittelten Schlankheiten stets größer und sind daher nicht ausreichend zur Begrenzung des Stegatemens. Die eigenen Ergebnisse repräsentieren die unteren Grenzwerte zahlreicher Parameterstudien und sind daher in vielen Fällen als konservativ einzuschätzen. Im Unterschied zu den anderen Regeln und Vorschlägen beinhalten diese Berechnungen jedoch die Besonderheiten der Materialermüdung im Brückenbau, die in den bisherigen Untersuchungen zum Stegatemem nicht enthalten sind. Hierzu zählt beispielsweise der Einfluß der Spannweite, die Annahme unterschiedlicher Kerbgruppen entlang dem Beulfeldrand, die Besonderheit der zeitlichen Änderung der Beanspruchung bei der Überfahrt von Fahrzeugen, sowie ein möglicher Vorzeichenwechsel der Querkraft und damit das Umschlagen der Zugfelddiagonalen.

Wenngleich die Regeln nach SIA [23] und AASHTO [24] auf vielen frühen Versuchsergebnissen basieren, konnten sie bisher nicht durch theoretische Untersuchungen bestätigt werden. Der Vorschlag von CROCETTI [79] stellt nach Meinung des Autors ein interessantes Konzept dar, für eine allgemeine Anwendung müßte es durch weitere Untersuchungen ergänzt werden. In [74] wurde von SPIEGELHALDER zu Recht vor allem die kreisförmige Interaktionsbeziehung der Stegatememformel nach Eurocode 3, Teil 2 [13] als unzureichend hervorgehoben.

Durch Begrenzung der Stegatschlankheit in Abhängigkeit der Spannweite L ermöglicht der eigene Bemessungsvorschlag, ähnlich wie die Regeln in SIA und AASHTO, insgesamt eine sehr einfache Anwendung für die Ingenieurpraxis.

6.7 Vergleich mit DIN 18800, Teil 3

Nach DIN 18800, Teil 3 [1] erfolgt die Bemessung von Platten nicht wie in Eurocode 3, Teil 1.5 [10] nach dem Verfahren der wirksamen Breiten, sondern auf der Grundlage zulässiger Spannungen. Bild 6-7 zeigt die unterschiedliche Vorgehensweise. Nach Eurocode 3 wird die Tragfähigkeit durch Erreichen der Fließgrenze $f_{y,d}$ am entsprechend den wirksamen Breiten reduzierten Querschnitt bestimmt. Nach DIN 18800 wird hingegen der Nachweis am Bruttoquerschnitt mit reduzierten Grenzbeulspannungen $\sigma_{P,R,d}$ geführt. Durch die höhere

Spannungsausnutzung der Flansche erlaubt das Vorgehen nach Eurocode 3 eine deutlich höhere Biegetragfähigkeit. Weitere Unterschiede ergeben sich durch die Interaktionsbeziehung und bei der Querkrafttragfähigkeit.

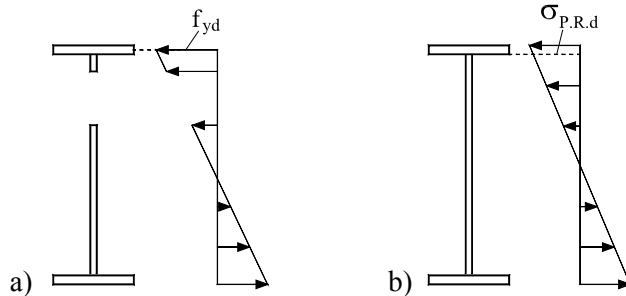


Bild 6-7: Grenzzustände der Biegetragfähigkeit a) DIN 18800, Teil 3 b) Eurocode 3, Teil 1.5

Bild 6-8 zeigt in einem direkten Vergleich die Tragfähigkeit unter kombinierter Querkraft- und Biegebeanspruchung für das sich in Feldmitte befindende Beulfeld aus Bild 6-4.

Die Biegetragfähigkeit nach DIN 18800 ist aufgrund der beschriebenen Tatsache um ca. 30% geringer. Bei der Annahme einer Schubstarren Endquersteife ergibt sich nach Eurocode 3 eine um ca. 20% höhere Querkrafttragfähigkeit. Zusätzlich zeigen sich deutliche Differenzen infolge der unterschiedlichen Interaktionsbeziehungen.

Aufgrund der bei Verbundträgern geringen Druckbeanspruchung wird in beiden Fällen die Biegetragfähigkeit durch das Erreichen der Streckgrenze im Zuggurt bestimmt, das durch die gestrichelte Linie dargestellt ist. Nach Eurocode 3 wird so die Querkrafttragfähigkeit bei einer Stegblechdicke von $t = 7$ mm ($\beta_{ULS,EC} = 229$) für die Bemessung maßgebend.

Bei gleicher Beanspruchung ergibt sich nach DIN 18800 die maximale Stegslankheit bei einer Blechdicke von $t = 8$ mm ($\beta_{ULS,DIN} = 200$).

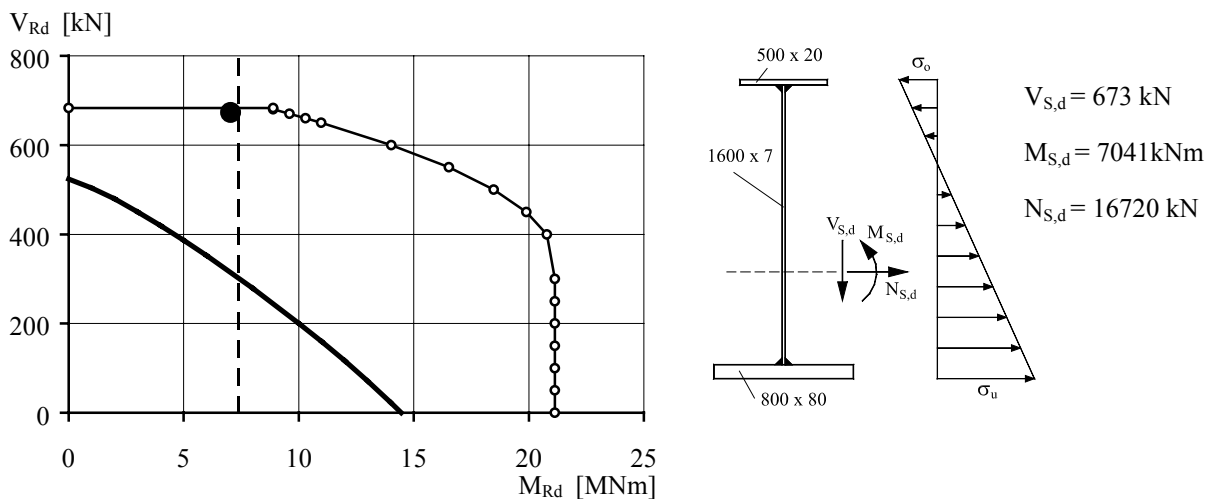


Bild 6-8: Vergleich Interaktionskurven: — DIN 18800, Teil 3
 -○- Eurocode 3, Teil 1.5
 ● Beanspruchung

Aufgrund der beschriebenen Unterschiede in der Bemessung plattenartiger Bauteile stellt sich die Frage, ob Stegbleche die nach DIN 18800, Teil 3 bemessen sind, ebenfalls von der Gefahr des Stegatemens betroffen sind.

Um dies beurteilen zu können, wurden für die Beulfelder in Feldmitte die maximalen Stegslankheit $\beta_{ULS,DIN}$ nach DIN 18800, Teil 3 ermittelt und mit den berechneten Grenz-

schlankheiten infolge Stegatlmen β_{SA} verglichen. Die Ergebnisse sind im Anhang C in den Tabellen C-1 bis C-8 enthalten. Es hat sich gezeigt, daß bei einer Bemessung der Beulfelder nach DIN 18800 bei Straßenbrücken keine Gefahr des Stegatlmen zu erwarten ist. Bei Eisenbahnbrücken ist hingegen auch bei einer Bemessung nach DIN 18800 eine Begrenzung der Stegatlmen infolge Stegatlmen erforderlich.

6.8 Vergleich mit Anforderungen zur Mindestblechdicke

6.8.1 Allgemeines

In DS 804 [15] und ZTV-K [19] sind für Straßen- und Eisenbahnbrücken folgende Mindestblechdicken für Stegbleche von Vollwandhauptträgern angegeben:

- bis 1,5 m Konstruktionshöhe $t_{\min} = 10$ mm
- über 1,5 m Konstruktionshöhe $t_{\min} = 12$ mm.

Unter Annahme eines vorgegebenen Verhältnisses L/h ist es möglich, die Stegatlmen β ebenfalls in Abhängigkeit der Spannweite L darzustellen. Nachfolgend werden die ermittelten Grenzsatlmen der Gleichungen (6-1) und (6-3) mit den Anforderungen an die Mindestblechdicken verglichen.

6.8.2 Straßenbrücken

Bild 6-9 zeigt einen Vergleich der maximalen Schlankheiten infolge Stegatlmen β_{SA} nach Gleichung (6-1) und bedingt durch die Anforderungen an die Mindestblechdicken. Es werden zwei unterschiedliche Annahmen der Trägerschlankheit L/h untersucht. Aufgrund der Abhängigkeit der Blechdicke von der Trägerhöhe ergibt sich bei 37,5 m bzw. 30 m ein Sprung. In beiden Fällen sind aufgrund der geforderten Mindestblechdicken keine Ermüdungsprobleme infolge Stegatlmen zu erwarten.

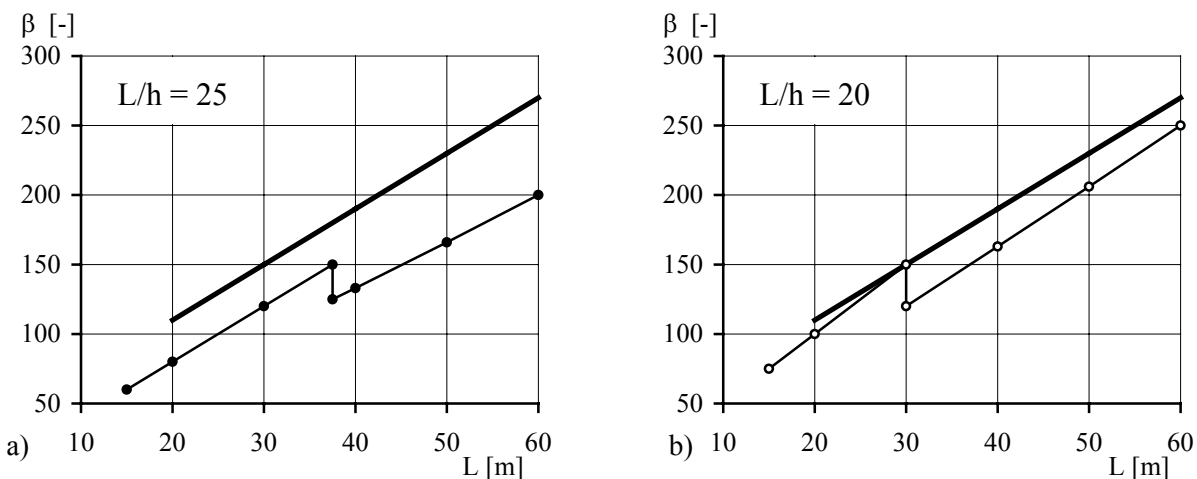


Bild 6-9: Vergleich maximaler Schlankheitswerte infolge: — Stegatlmen β_{SA} nach Gleichung (6-1)
 ● t_{\min} für $L/h = 25$
 ○ t_{\min} für $L/h = 20$

6.8.3 Eisenbahnbrücken

Bild 6-10 zeigt den Vergleich der maximalen Schlankheitswerte bei Eisenbahnbrücken. In Teilbild a) für einen Brückenträger mit $L/h = 18$ und in Teilbild b) für ein typisches Verhältnis von $L/h = 15$. In den Diagrammen ist ferner der Bemessungsvorschlag nach Gleichung (6-3) dargestellt. Für Brückenträger mit einem Verhältnis $L/h = 18$ wird die maximale Schlankheit bis $L = 40$ m weitestgehend durch die Mindestblechdicke beschränkt. Für die Annahme von $L/h = 15$ wird hingegen die Schlankheitsbegrenzung infolge Stegatmen maßgebend.

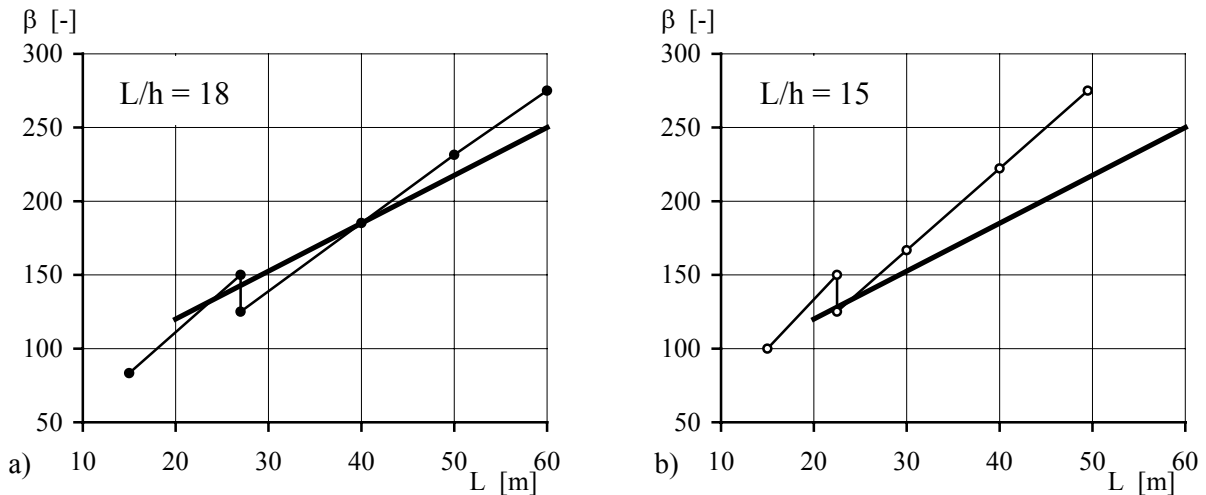


Bild 6-10: Vergleich maximaler Schlankheitswerte infolge: — Stegatmen β_{SA} nach Gleichung (6-3)
 -●- t_{min} für $L/h = 18$
 -○- t_{min} für $L/h = 15$

6.9 Schlußfolgerung

Es konnte gezeigt werden, daß ausschließlich die Feldbereiche von Brückenträgern von der Ermüdungsgefahr infolge Stegatmen betroffen sind. Auf der Grundlage von zahlreichen Parameterstudien an verschiedenen Brückensystemen mit unterschiedlichen Annahmen verschiedener Einflußgrößen wurden einfache Grenزشlankheitskriterien für die Stegbleche von Brückenträgern abgeleitet.

Diese angegebenen Grenزشlankheitskriterien wurden auf der Grundlage einer Bemessungslebensdauer von 100 Jahren in Verbindung mit derzeit gültigen, konservativen Verkehrslastannahmen bestimmt. Bei von diesen Annahmen abweichenden Gegebenheiten sind günstigere Grenزشlankheiten zu erwarten.

Der Vergleich mit bestehenden Regeln und Vorschlägen führte zur Erkenntnis, daß mit Ausnahme des Vorschlags von KUHLMANN et al. [76] die bisherigen Regeln nach Eurocode 3, Teil 2 [14], SIA [23] und AASHTO [24] das Stegatmen nur unzureichend abbilden. Der Vorschlag von KUHLMANN et al. [76] konnte verifiziert werden.

Bei Straßenbrücken ist aufgrund der in [19] festgelegten Mindestblechdicken eine ausreichende Schlankheitsbegrenzung zur Vermeidung des Stegatmens bereits vorhanden. Bei Eisenbahnbrücken hingegen sind diese, auf den Mindestblechdicken [15] basierenden Schlankheitsbegrenzungen, für typische Trägerhöhen ($L/h = 15$) nicht ausreichend.

7 Sicherheitsbetrachtungen

7.1 Allgemeines

Zuverlässigkeitstheoretische Sicherheitsbetrachtungen von Bauwerken gewinnen in der Forschung und in der Praxis zunehmend an Bedeutung [250]-[265]. Auch im Bereich der Ermüdung werden im Stahlbau vermehrt probabilistische Analysen zur Vorhersage der Lebensdauer eingesetzt [87], [132], [257], [258]. Ursache für die Streuung der Lebensdauer sind Unsicherheiten der Einwirkungen, der Materialparameter sowie der für die Berechnung zugrunde gelegten mathematischen Modelle. Probabilistische Berechnungen haben den Vorteil, daß sie in der Lage sind, Unsicherheiten der getroffenen Annahmen zu berücksichtigen. Als Ergebnis wird nicht mehr die Lebensdauer eines Bauteils, sondern die Wahrscheinlichkeit eines Ermüdungsversagens in einer vorgegebenen Betriebszeit bestimmt.

Ziel der probabilistischen Berechnungen ist es, die in Kapitel 5 beschriebene Methode der Bestimmung von Grenzschlankheitswerten β_{SA} zuverlässigkeitstheoretisch abzusichern.

7.2 Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie

7.2.1 Herleitung der Versagenswahrscheinlichkeit

Die Überschneidung der stochastisch voneinander unabhängigen Dichtefunktionen $f_S(s)$ und $f_R(r)$ für die Belastung S und den Bauteilwiderstand R bildet das Maß für die Versagenswahrscheinlichkeit p_f , siehe Bild 7-1 nach [251].

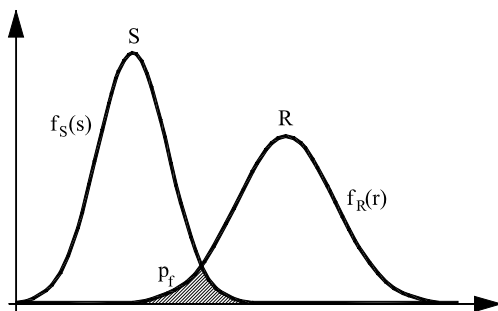


Bild 7-1: Definition der Versagenswahrscheinlichkeit p_f

Versagen tritt ein, wenn folgende Grenzzustandsgleichung (GZG) erfüllt ist:

$$g(s, r) = f_R(r) - f_S(s) = 0 \quad (7-1)$$

Mit der Definition einer Sicherheitszone Z :

$$Z = R - S \quad (7-2)$$

ergibt sich die Versagenswahrscheinlichkeit p_f zu:

$$p_f = \int \int_{Z < 0} f_S(s) \cdot f_R(r) \cdot dr \cdot ds \quad (7-3)$$

Die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten des Versagens ist damit gleich der Summe der einzelnen Produkte $f_R(r) \cdot f_S(s) \cdot dr \cdot ds$ der Auftretenswahrscheinlichkeiten R und S für welche $Z < 0$ ist.

Für den Sonderfall, bei dem beide Dichtefunktionen (Basisvariablen) normalverteilt sind, gilt nach dem Additionstheorem der Normalverteilung, daß Z ebenfalls eine normalverteilte Zufallsgröße ist. Die Verteilungsdichte von Z ergibt sich entsprechend zu:

$$f_Z(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma_Z} \cdot e^{-\frac{(z-\mu_Z)^2}{2 \cdot \sigma_Z^2}} \quad (7-4)$$

mit $\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ und $\mu_Z = \mu_R - \mu_S$

Unter Verwendung von $f_Z(z)$ gilt für die Versagenswahrscheinlichkeit:

$$p_f = \int_{-\infty}^0 f_Z(z) dz \quad (7-5)$$

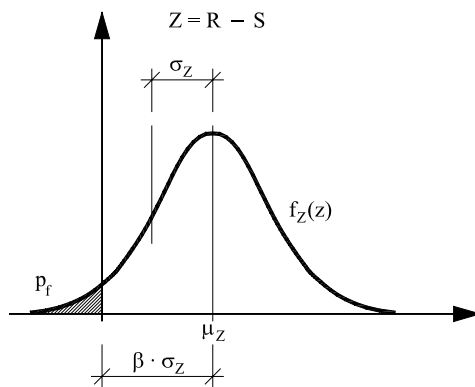


Bild 7-2: Sicherheitsindex β und Versagenswahrscheinlichkeit p_f

Der Quotient zwischen dem Mittelwert μ_Z und der Standardabweichung σ_Z der Sicherheitszone wird als Sicherheitsindex β bezeichnet und wird sehr häufig als Maß für die Zuverlässigkeit von Bauwerken verwendet. Bei linearen Problemen (Theorie I. Ordnung) und Normalverteilungen ergibt sich der in Tabelle 7-1 dargestellte Zusammenhang.

Tabelle 7-1: Zusammenhang zwischen β und p_f

p_f	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}
β	$\approx 2,3$	$\approx 3,1$	$\approx 3,7$	$\approx 4,2$	$\approx 4,7$	$\approx 5,2$	$\approx 5,63$

7.2.2 Methoden zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit

Bei Problemen mit unterschiedlichen Verteilungsfunktionen und mit mehr als zwei zu berücksichtigenden Basisvariablen läßt sich für Gleichung (7-3) vielfach keine exakte analytische Lösung bestimmen.

In solchen Fällen kann die Ermittlung des Sicherheitsindex und der Versagenswahrscheinlichkeit unter Verwendung der:

- Zuverlässigkeitstheorie I. Ordnung (FORM, First Order Reliability Method), oder durch
- Simulationsmethoden (SBRA, Simulation-Based Reliability Assessment) erfolgen.

Bei der Zuverlässigkeitstheorie erfolgt die Bestimmung des Sicherheitsindex durch Transformation der Grenzzustandsgleichung in einen mehrdimensionalen Raum. Ein sehr verbreitetes Lösungsverfahren ist dabei der Rackwitz-Fiessler-Algorithmus [260]. Hierbei wird die Grenzzustandsgleichung in einer Taylorreihe unter alleiniger Berücksichtigung der linearen Glieder entwickelt. Durch die Transformation der Basisvariablen in einen standardisierten normalverteilten Raum erfolgt die Bestimmung des Sicherheitsindex durch iterative Suche.

Bei komplizierten Grenzzustandsgleichungen ist es unter Umständen nicht mehr möglich eine geschlossene analytische Lösung zu finden, die Zuverlässigkeitstheorie stößt hierbei in ihrer ursprünglichen Form an Grenzen. Wesentlich rechenintensiver, jedoch probabilistisch „exakt“ sind Simulationsmethoden zur Lösung der Grenzzustandsgleichungen. Grundlage der Simulationsmethode ist die sog. Monte-Carlo-Simulation. Die Methode wurde zur näherungsweise Lösung wahrscheinlichkeitstheoretischer Probleme entwickelt. Dabei werden gemäß vorgegebenen Verteilungsfunktionen der Basisvariablen eine beliebige Anzahl von n Stichproben durch einen Zufallszahlengenerator erzeugt [252]. Die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt direkt durch n -malige numerische Auswertung der Grenzzustandsgleichung und ergibt sich zu:

$$p_f = \frac{\text{Anzahl der Ereignisse } (g(s,r) < 0)}{\text{Anzahl der Simulationen } n} \quad (7-6)$$

Aus Gleichung (7-6) ist ersichtlich, daß die Anzahl der Simulationen sehr groß sein muß, wenn die Versagenswahrscheinlichkeit klein ist. Für eine zuverlässige Voraussage der Versagenswahrscheinlichkeit sollte die Größe der Stichprobe i.d.R. um eine 10er Potenz größer sein als der Reziprokwert der Versagenswahrscheinlichkeit. Um den numerischen Aufwand speziell bei geringen Versagenswahrscheinlichkeiten zu minimieren, wurden in jüngster Zeit neue Verfahren entwickelt, wie beispielsweise Importance Sampling (IS) oder Latin Hypercube Sampling (LHS) [255]. Der numerische Aufwand wird dabei durch Methoden der Stichprobenreduzierung verringert.

7.2.3 Zeitvariante Basisvariablen

Bei Prozessen der Alterung und der Ermüdung spielt der Faktor Zeit eine wichtige Rolle und man spricht daher von zeitvarianten Zuverlässigkeitsaufgaben. Die Besonderheit dabei ist, daß sich eine zeitliche Abhängigkeit der Basisvariablen und damit ein zeitlicher Verlauf der Versagenswahrscheinlichkeit (bzw. des Sicherheitsindex) ergibt. Das Prinzip ist in Bild 7-3 dargestellt.

Im Falle der Ermüdung ist die Zeitabhängigkeit durch die Vergrößerung der Beanspruchung S (Anzahl der Lastwechsel je Tag, Monat, Jahr) gegeben. Dies führt zu einer Zunahme der Schädigung und damit einhergehend zu einer Zunahme der Versagenswahrscheinlichkeit.

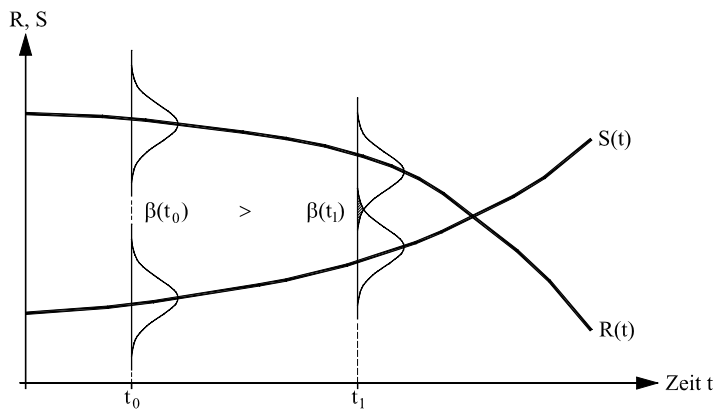


Bild 7-3: Zeitlicher Verlauf der Versagenswahrscheinlichkeit

Aufgrund der einfachen Anwendung und den für Grenzzustand der Ermüdung vergleichsweise geringen erforderlichen Sicherheitsindex β , vgl. Tabelle 7-3, wird in den folgenden Untersuchungen die Monte-Carlo-Simulation gewählt.

7.3 Probabilistisches Sicherheitskonzept auf der Basis von Wöhlerlinien

7.3.1 Allgemeines

Probabilistische Sicherheitsbetrachtungen auf der Basis von Wöhlerlinien und der linearen Schadensakkumulationstheorie sind u.a. in [99], [250] und [256] dokumentiert. Die Anwendung erfordert die Festlegung der erforderlichen Zuverlässigkeit, die Beschreibung einer Grenzzustandsgleichung sowie die Kenntnis der statistischen Verteilungsparameter der einzelnen Basisvariablen.

7.3.2 Erforderliche Zuverlässigkeit und Sicherheit

Die normative Festlegung von Sicherheitsniveaus ist ein Kompromiß zwischen gesellschaftlichem Bedürfnis und wirtschaftlichen Anforderungen. Die erforderlichen Sicherheiten sind dabei nicht allein das Ergebnis rein theoretischer Überlegungen, sondern auch eines Anpassungsprozesses, der durch Schadensfälle und ein stetig zunehmendes Wissen über Beanspruchungen und Beanspruchbarkeiten geprägt ist [257]. In [3] werden Sicherheitsindizes β in Abhängigkeit von Schadensfolgen als Grundlage für die Normung vorgeschlagen, vgl. Tabelle 7-2. Im Zusammenhang mit der Entstehung der Eurocodes wird es in Zukunft möglich sein, Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS), der Gebrauchstauglichkeit (SLS) und der Ermüdung (FAT) auf Basis von Versagenswahrscheinlichkeiten bzw. Sicherheitsindizes zu führen. In [6] werden hierfür Werte für den Sicherheitsindex angegeben, siehe Tabelle 7-3.

Tabelle 7-2: Sicherheitsindex β und Versagenswahrscheinlichkeit p_f nach [3]

	Sicherheitsklasse		
	1	2	3
Folgen	Keine Gefahr von Menschenleben, geringe wirtschaftliche Folgen	Keine Gefahr für Menschenleben, wirtschaftliche Folgen	Große Bedeutung der baulichen Anlage für die Öffentlichkeit
Tragfähigkeit	$4,2 / \approx 10^{-5}$	$4,7 / \approx 10^{-6}$	$5,2 / \approx 10^{-7}$
Gebrauchstauglichkeit	$2,5 / \approx 10^{-2}$	$3,0 / \approx 10^{-3}$	$3,5 / \approx 10^{-4}$

Tabelle 7-3: Sicherheitsindex β und Versagenswahrscheinlichkeit p_f nach Eurocode [6]

Grenzzustand	Bezugszeitraum	
	1 Jahr	50 Jahre
Tragfähigkeit	4,7 / $1,3 \cdot 10^{-6}$	3,8 / $7,23 \cdot 10^{-5}$
Gebrauchstauglichkeit	2,9 / $1,85 \cdot 10^{-3}$	1,5 / $6,68 \cdot 10^{-2}$
Ermüdung	----	1,5 - 3,8 / $6,69 \cdot 10^{-2}$ - $7,23 \cdot 10^{-5}$ *)

*) Abhängig von Inspektionsintervall, Reparaturmöglichkeit und Schadenstoleranz

Weitere Hinweise und Richtwerte über erforderliche Zuverlässigkeiten können auch [17] und [22] entnommen werden. Es bleibt anzumerken, daß in Zukunft durchgehend probabilistische Bemessungsverfahren an Bedeutung gewinnen werden. Bis zur Praxisreife sind jedoch noch viele wissenschaftliche Untersuchungen und Normungsarbeiten erforderlich. In diesem Zusammenhang sind vor allem die Arbeiten des Joint Committee for Structural Safety (JCSS) zu erwähnen [264].

7.3.3 Grenzzustandsgleichung

Grundlage der Grenzzustandsgleichung für den Betriebsfestigkeitsnachweis auf Basis der Wöhlerlinien ist die lineare Schadensakkumulationstheorie nach [181]. Als Versagenskriterium wird das Erreichen der Grenzschädigung D_{gr} angenommen.

Für ein Beanspruchungskollektiv $f(\Delta\sigma)$ und eine zu erwartende Anzahl von Lastwechseln $N(t)$ bis zum Zeitpunkt t ergibt sich die Grenzzustandsgleichung zu:

$$g = D_{gr} - \frac{N(t)}{N_D \cdot \Delta\sigma_D^m} \cdot \int_0^{\infty} f(\Delta\sigma) \cdot \Delta\sigma^m d\Delta\sigma \quad (7-7)$$

mit $\Delta\sigma_D$ Spannungsdifferenz bei $N_D = 5 \cdot 10^6$ Lastwechsel

m Steigung der Wöhlerlinie

Wird das Spannungskollektiv durch eine Weibullverteilung angenähert [250], [256], so erreicht man eine geschlossene analytische Lösung des Integralterms in Gleichung (7-7). Die Grenzzustandsgleichung lautet dann:

$$g = D_{gr} - \frac{N(t)}{N_D \cdot \Delta\sigma_D^m} \cdot \lambda^{\frac{m}{k}} \cdot \Gamma(1 + m/k) \quad (7-8)$$

mit λ, k Parameter der Weibullverteilung

$\Gamma()$ Gammafunktion

Die Parameter λ und k lassen sich aus dem Mittelwert und der Standardabweichung des Spannungskollektivs ermitteln.

7.3.4 Wahl der Basisvariablen

7.3.4.1 Grenzscha-den D_{gr}

Nach der linearen Schadensakkumulationstheorie ist der Nominalwert der Grenzschädigung $D_{gr} = 1,0$. Die in der Literatur vielfach diskutierte Unzulänglichkeit der linearen Schadensakkumulationstheorie bei variabler Belastung, machen es erforderlich den Grenzscha-den ebenfalls als statistisch streuende Variable anzunehmen. Auf der Basis von Meßergebnissen an realen Brückenkonstruktionen und auf der Grundlage von Laboruntersuchungen werden in [261] für den Nominalwert der Grenzschädigung bei variabler Belastung Werte im Bereich von $D_{gr} = 0,5-1,0$ angegeben. Angaben über statistische Verteilungsparameter für die Grenzschädigung gibt es derzeit in der Literatur nur wenig, deshalb wird auf Angaben in [87], [99] und [259] verwiesen, deren Annahmen in Tabelle 7-4 zusammengestellt sind.

Tabelle 7-4: Statistische Beschreibung der Grenzschädigung D_{gr}

Basisvariable: Grenzschädigung D_{gr}		
Literatur	[99] und [259]	[87]
Verteilungstyp	Log. Normalverteilung	Log. Normalverteilung (3-parametrig)
Mittelwert μ	1,37	1,0
Standardabweichung σ	0,638	0,1
Grenzwert x_0	0,0	0,8

7.3.4.2 Verkehrslast $N(t)$

Für Straßenbrücken wird die Verkehrslast zweckmäßig durch die Anzahl der Lkws je Zeiteinheit $N(t)$ beschrieben und bildet damit die einzige zeitvariante Basisvariable innerhalb der Nachweisgleichung (7-7). Der zeitliche Verlauf der Versagenswahrscheinlichkeit und des Sicherheitsindex steht damit in unmittelbarem Zusammenhang mit der Anzahl der Lkw-Überfahrten je Zeiteinheit $N(t)$.

Innerhalb der Nutzungsdauer einer Brücke unterliegt die Lkw-Anzahl starken Streuungen und kann nur durch grobe Schätzungen vorhergesagt werden. Für den Ansatz der statistischen Verteilung wird wie in [99] eine logarithmische Normalverteilung mit einem Variationskoeffizient von $v = 0,3$ gewählt.

Tabelle 7-5: Statistische Beschreibung der Verkehrslast

Basisvariable: Verkehrslast $N(t)$	
Verteilungstyp	Log. Normalverteilung
Mittelwert μ	Variabel
Variationskoeffizient v	0,3

Im Gegensatz zu Straßenbrücken wird die Verkehrsbelastung bei Eisenbrücken sinnvollerweise durch Angabe einer Tonnage je Zeiteinheit beschrieben. Derartige statistische Beschreibungen können über das UIC (Union Internationale des Chemins de Fer) bezogen werden, sind dem Autor aber nicht bekannt. Daher werden die probabilistischen Sicherheitsbetrachtungen nur an Straßenbrücken durchgeführt.

7.3.4.3 Spannungsdifferenz

Die Bestimmung der Spannungsdifferenz der sekundären Biegespannungen auf Basis von FE-Berechnungen unterliegt den dabei getroffenen Annahmen hinsichtlich Vorverformung, Geometrie, Belastung sowie Steifigkeiten der Randelemente. Die Untersuchungen in Kapitel 3 haben gezeigt, daß die Größe der sekundären Biegespannungen sehr empfindlich auf Änderungen der getroffenen Annahmen reagieren. Für diese Unsicherheiten in der Bewertung der getroffenen Annahmen und für die Unsicherheiten des verwendeten mathematischen Modells wird daher eine statistische Verteilungsfunktion in Form einer logarithmischen Normalverteilung mit Mittelwert $\mu = 1,0$ und Variationskoeffizient $v = 0,1$ gewählt.

7.3.4.4 Ermüdungsfestigkeit

Brückenbauwerke werden während ihrer Nutzungsdauer durch eine sehr hohe Anzahl von Lastwechseln beansprucht. Der Maximalwert des Spannungskollektivs $\Delta\sigma_{\max}$ liegt daher in der Regel unterhalb des Grenzwerts der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$ bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln. Für den Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$ können für unterschiedliche Kerbdetails die Verteilungsparameter der Literatur entnommen werden [127], [138], [263] oder durch statistische Auswertung von Versuchsergebnissen entsprechend selbst bestimmt werden.

Für die statistische Beschreibung der Ermüdungsfestigkeitskurven werden die Ergebnisse der Auswertungen in Kapitel 4 verwendet. Tabelle 7-6 enthält die Werte der statistischen Verteilungsparameter für die beiden Kerbdetails. Gemäß dem Auswerteverfahren nach [138] bezieht sich die Standardabweichung σ auf die Schwingspielzahl ($\log N$) bei einem Mittelwert von $\mu = 2 \cdot 10^6$ Lastwechseln bei $\Delta\sigma_m$, vgl. auch Bild 4-12. In beiden Fällen wird eine logarithmische Normalverteilung angenommen. Die Steigung der Wöhlerlinien wird konstant zu $m = 3$ und $m_D = 5$ gewählt.

Tabelle 7-6: Statistische Beschreibung der Ermüdungsfestigkeitskurven

Basisvariable: Ermüdungsfestigkeit		
Kerbdetail	Anschluß Steg - Quersteife	Anschluß Steg - Flansch
Verteilungstyp	Normalverteilung	Normalverteilung
Mittelwert $\mu = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel bei $\Delta\sigma_m$ [N/mm^2]	140	143
Standardabweichung $\sigma = \log N$	0,307	0,309

Auf Grundlage dieser Verteilungsparameter und gemäß der Definition der Ermüdungsfestigkeitskurven nach Eurocode 3 Teil 1.9 [11] ergibt sich der Wert der Dauerfestigkeit zu:

$$\sigma_D = \sqrt[3]{N_C/N_D} \cdot \Delta\sigma_C = 0,7368 \cdot \Delta\sigma_C \quad (7-9)$$

Die Lage der Wöhlerlinie ist dadurch eindeutig definiert.

7.4 Anwendungsbeispiel Straßenbrücke

Die Betrachtungen beschränken sich auf das in Abschnitt 5.5.2 dargestellte Referenzsystem VSE-40 am Endauflager. Gemäß den Berechnungen ergibt sich eine deterministisch ermittelte Grenzschlankheit von $\beta_{SA} = 142$, siehe Tabelle 6-2.

Die Ermittlung des Beanspruchungskollektivs erfolgt mit einer begrenzten Anzahl von simulierten Lastkraftwagen $N_{Lkw} = 50.000$. Bei einer prognostizierten Bemessungslebensdauer von 100 Jahren und bei $2 \cdot 10^6$ Lkw-Überfahrten pro Jahr ergibt sich ein Referenzzeitraum von ca. 9 Tagen, der als repräsentativ für die gesamte Nutzungsdauer der Brücke angesehen wird. Für die Ermittlung der Schädigung wird das Spannungsspektrum in 40 Klassen, beschrieben durch die Wertepaare $\Delta\sigma_i$ und n_i , eingeteilt. Entsprechend lautet die Grenzzustandsgleichung:

$$g = D_{gr} - \frac{N(t)}{N_{Lkw}} \cdot \sum_{i=1}^{40} \left(\frac{n_i \cdot \Delta\sigma_i^m}{N_D \cdot \Delta\sigma_D^m} \right) \quad (7-10)$$

Bild 7-4 zeigt den zeitlichen Verlauf des Sicherheitsindex β in Abhängigkeit der Bemessungslebensdauer für die Stegschlankheit $\beta_{SA} = 142$. Bei halb-logarithmischer Darstellung erhält man einen nahezu geradlinigen Verlauf. Für die Schädigungsberechnung werden die in Bild 5-17 diskutierten Fälle 2) und 3) unterschiedlicher Wöhlerlinien mit und ohne Berücksichtigung des Schwellenwerts der Ermüdungsfestigkeit untersucht. Bei der angenommenen Verkehrsbeanspruchung von $2 \cdot 10^6$ Lkw/Jahr ergibt sich für die Bemessungslebensdauer von 100 Jahren ein Sicherheitsindex $\beta = 1,38-1,75$.

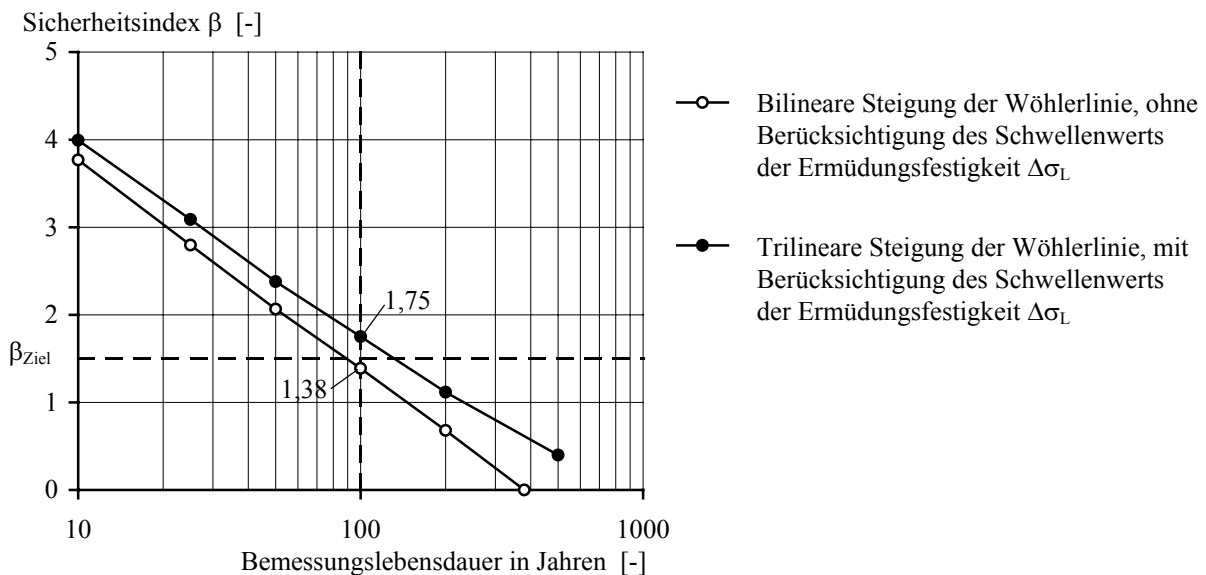


Bild 7-4: Sicherheitsindex β in Abhängigkeit der Bemessungslebensdauer am Endauflager des Brückensystems VSE-40, $\alpha = 1,0$, $n_x = n_y = 1$, $e_0 = a/250$, Grenzschlankheit $\beta_{SA} = 142$

In Tabelle 7-3 wird der Zielwert der Zuverlässigkeit für den Grenzzustand der Ermüdung im Bereich von $\beta_{\text{Ziel}} = 1,5 - 3,8$ angegeben. Aufgrund der nachfolgend angegebenen Bedingungen wird ein Zielwert von $\beta_{\text{Ziel}} = 1,5$ vorgeschlagen:

- Der Ansatz der Ermüdungsfestigkeit in Tabelle 7-6 basiert auf den Ergebnissen der statistischen Auswertungen in Kapitel 4. Diese Werte beschreiben das lokale Versagen der Schweißverbindung durch Anriß bzw. Bruch. Durch die im Zusammenhang mit der Steg-atmung durchgeführten zahlreichen Trägerversuche konnte gezeigt werden, daß gemessen an dem lokalen Versagen der Schweißnaht das globale Versagen des Trägers wesentlich später erfolgt [59], [70], [75]. Dadurch ist eine ausreichend große Schadenstoleranz im Hinblick auf das globale Trägerversagen vorhanden.
- Die Hauptträger von Brücken sind in der Regel gut zugänglich. Eine gute Reparaturmöglichkeit, z.B. durch das zusätzliche Anbringen von Steifen wie es in [72] bereits praktiziert wurde, ist gewährleistet.
- Es kann davon ausgegangen werden, daß bei Brückenbauwerken regelmäßige Inspektionen stattfinden.

In Bild 7-4 ist zusätzlich der Zielwert des Sicherheitsindex $\beta_{\text{Ziel}} = 1,5$ eingetragen. Für die Bemessungslebensdauer von 100 Jahren wird dieser Wert unter der Annahme einer bilinearen Wöhlerlinie ohne Berücksichtigung des Schwellenwerts der Ermüdungsfestigkeit nur geringfügig unterschritten. Die Berücksichtigung des Schwellenwerts der Ermüdungsfestigkeit führt zu einer ausreichenden Sicherheit.

Weitere Stichprobenuntersuchungen für ein Beulfeld in Brückenmitte ergaben ähnliche Ergebnisse.

7.5 Schlußfolgerungen

Bei den probabilistischen Betriebsfestigkeitsuntersuchungen an Straßenbrücken ergeben sich für eine hohe Verkehrsbeanspruchung ($2 \cdot 10^6$ Lkw/Jahr) und für die im Brückenbau im allgemeinen geforderte Bemessungslebensdauer von 100 Jahren ausreichende Sicherheiten. Das in Kapitel 5 beschriebene Vorgehen zur Bestimmung von Grenزشlankheitswerten kann damit als zuverlässigkeitstheoretisch abgesichert betrachtet werden. Dadurch besteht die Möglichkeit, die deterministisch ermittelten Grenزشlankheiten unmittelbar als Bemessungswerte in die Normung zu übernehmen.

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Mit der Einführung der neuen europäischen Normen, vor allem des Eurocode 3 Teil 1.5, der das Plattenbeulen behandelt, dürfen nunmehr schlanke Platten auch bei wiederholter Belastung über ihre linear-elastische Beullast hinaus bemessen werden. Die damit verbundene Ausnutzung der überkritischen Tragfähigkeit kann bei Stegblechen von Brückenträgern, die der wiederholten Belastung ausgesetzt sind, zu einem vorzeitigen Ermüdungsversagen infolge Stegatmen führen. Bei der Bemessung muß daher der Grenzzustand der Ermüdung infolge Stegatmen neben der Tragfähigkeit berücksichtigt werden.

Die vorliegende Arbeit befaßt sich mit der Problematik des Stegatmens im Brückenbau. Mit einer neuen Vorgehensweise wird das Ermüdungsverhalten von Stahlträgern mit schlanken Stegblechen unter stochastischer Beanspruchung aus Verkehr untersucht. Dabei wurden die einzelnen Teilaspekte Verkehrsbelastung, Übertragungsfunktion und Ermüdungsfestigkeit ausführlich behandelt.

Der Ermüdungsnachweis wird sehr stark durch die Größe und den Verlauf der sekundären Biegespannungen entlang der Beulfeldränder beeinflusst. In Kapitel 3 wurden die einzelnen Einflußgrößen aufgezeigt und diskutiert. Die Berechnung der sekundären Biegespannungen erfolgte unter Anwendung der Finiten-Element Methode. Die Qualität des Finite-Element Modells konnte im Rahmen von Trägerversuchen verifiziert werden.

Für den Betriebsfestigkeitsnachweis wurde eine neue Art der Übertragungsfunktion in Form einer dreidimensionalen Datenmatrix entwickelt. Mit dieser Art der Übertragungsfunktion ist es möglich, den Zusammenhang zwischen den primär auf das Stegblech einwirkenden Spannungen und den ermüdungsrelevanten sekundären Biegespannungen herzustellen. Insbesondere kann dadurch das stark nichtlineare Verhalten der sekundären Biegespannungen erfaßt werden. Weiterhin ist es möglich, Änderungen der Schnittgrößen bei der Überfahrt von Fahrzeugen zu erfassen.

Bei der Festlegung der Ermüdungsfestigkeit in Kapitel 4 wurde deutlich, daß künftig zwischen Rissen entlang den Quersteifen und den Flanschen unterschieden werden sollte. Das heißt, daß die entstandenen Risse nicht nur hinsichtlich ihrer Entstehungsursache (Rißtyp 1-6) sondern auch hinsichtlich ihrem Entstehungsort und dem damit verbundenen Kerbdetail (Steg - Quersteife oder Steg - Flansch) beurteilt werden sollten. Die Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit erfolgte deshalb getrennt für die beiden Kerbdetails durch Auswertung von Versuchsergebnissen und durch rechnerische Ermittlung von Wöhlerlinien. Bei den rechnerisch ermittelten Wöhlerlinien wurde die Rißentstehungsphase nach dem Kerbgrundkonzept und die Rißwachstumsphase anhand von bruchmechanischen Modellen abgeschätzt. Der Vergleich mit den experimentellen Ergebnissen ergab eine gute Übereinstimmung.

In Kapitel 5 wurde ein computergestütztes Verfahren vorgestellt, bei dem der Nachweis der Materialermüdung infolge Stegatmen als Betriebsfestigkeitsnachweis im Brückenbau geführt werden kann. Durch zahlreiche Parameterstudien an verschiedenen Brückensystemen des Straßen- und Eisenbahnbaus sowie unter Variation maßgebender Parameter (Seitenverhältnis, Vorverformungen) konnten für die Ingenieurspraxis einfache Grenzschlankheitskriterien abgeleitet werden, bei deren Einhaltung auf den Nachweis des Stegatmens verzichtet werden kann. Die Grenzschlankheiten werden dabei in Abhängigkeit der Spannweite und der Größe der Vorverformungen der Stegbleche angegeben.

Die durchgeführten Parameterstudien führten zu der Erkenntnis, daß in Bereichen, die überwiegend der Querkraftbeanspruchung unterliegen - hierzu zählen in erster Linie die End- und Zwischenauflagerbereiche - aufgrund der statisch erforderlichen Stegblechdicke keine Gefahr des Stegatzmens besteht. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit wird bemessungsrelevant. Die überkritischen Tragfähigkeiten können in diesen Bereichen auch bei wiederholter Belastung vollständig ausgenutzt werden.

Die Feldbereiche von Brückenträgern sind hingegen besonders der Gefahr des Stegatzmens ausgesetzt. In diesen Bereichen ist deshalb eine Begrenzung der Steganschlantheit erforderlich. Die Ursache hierfür liegt in den neuen, sehr wirtschaftlichen Bemessungsregeln nach Eurocode 3, Teil 1.5, durch die im Grenzzustand der Tragfähigkeit sehr hohe Schlantheiten möglich sind. Die festgelegten Grenzschantheitskriterien wurden für die Feldbereiche von Brücken hergeleitet. In anderen Bereichen ist bedingt durch den Grenzzustand der Tragfähigkeit der Ermüdungsnachweis infolge Stegatzmen implizit gewährleistet.

Aus praktischer Sicht liegt der Hauptanwendungsbereich von Stahlträgern mit schlanken Stegblechen vornehmlich im Spannweitenbereich von 20 m bis maximal 60 m. Bei geringeren Spannweiten sind wegen der Einhaltung konstruktiver Mindestblechdicken keine schlanken Stegbleche möglich. Brücken mit großen Spannweiten sind dagegen durch den hohen Eigen-gewichtsanteil kaum der Ermüdungsgefahr ausgesetzt. Hinzu kommt, daß mit zunehmender Spannweite und damit zunehmender Trägerhöhe, ab ca. 2,5-3 m Steghöhe, aus konstruktiven Gründen vermehrt Längssteifen zum Einsatz kommen, die das Stegatzmen wesentlich reduzieren.

Die ermittelten Grenzschantheiten, bei deren Einhaltung der Nachweis des Stegatzmens als erfüllt betrachtet werden kann, konnten in Kapitel 7 stichprobenartig durch probabilistische Sicherheitsbetrachtungen bestätigt werden. Bei Anwendung der vorgeschlagenen Grenzschantheiten sind die Sicherheitsanforderungen nach Eurocode 3 für den Grenzzustand der Ermüdung eingehalten.

8.2 Ausblick

Sowohl die experimentellen als auch die theoretischen Untersuchungen zum Stegatzmen beschränken sich nahezu ausschließlich auf Stegbleche die nur durch Quersteifen ausgesteift sind. Eine Übertragung der erzielten Ergebnisse auf das Gesamtbeulfeld längsausgesteifter Stegbleche ist möglich, dies kann jedoch bei großen Trägerhöhen zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führen. Daher sind speziell für längsausgesteifte Stegbleche weitere experimentelle und theoretische Untersuchungen erforderlich.

Im Unterschied zur Tragfähigkeit ist beim Stegatzmen der Einfluß der Vorverformungen wesentlich größer. Die bisherigen Untersuchungen unterscheiden sich hinsichtlich der getroffenen Annahmen sehr stark. Im Sinne weiterer Untersuchungen ist eine einheitliche Festlegung der Vorverformungen wünschenswert.

Wenngleich nach Auffassung des Autors im Bereich der Kranbahnträger kein Anwendungsbereich von Trägern mit schlanken Stegen gegeben ist, kann das beschriebene Verfahren zur Ableitung von Grenzschantheitswerten durch Änderung der Belastung auch auf Kranbahnträger übertragen werden. Entsprechend sind als Ergebnis ähnliche Schlantheitskriterien, wie in dieser Arbeit für den Brückenbau abgeleitet, denkbar. Bei Kranbahnträgern sollte jedoch besonders auf den Einfluß der konzentrierten Radlasteinleitung geachtet werden.

Die experimentellen Untersuchungen zum Stegatmen haben gezeigt, daß zwischen dem ersten sichtbaren Anriß an der Schweißnaht und dem globalen Bauteilversagen des Trägers eine beträchtliche Phase der Lebensdauer liegt. Der vorliegende Bemessungsvorschlag hingegen orientiert sich am lokalen Versagen der Schweißnaht (Durchriß in Blechdickenrichtung) und kann daher als eher konservativ und demzufolge unwirtschaftlich eingeschätzt werden. Für zukünftige Betrachtungen sind daher weitergehende Untersuchungen zur Restlebensdauer oder der Resttragfähigkeit zum Teil gerissener Systeme erforderlich.

9 Literaturverzeichnis

9.1 Normen und Richtlinien

- [1] DIN 18800 Teil 3
Stahlbauten, Stabilitätsfälle, Plattenbeulen
Deutsches Institut für Normung e.V., November 1990
- [2] DIN 18800 Teil 4
Stahlbauten, Stabilitätsfälle, Schalenbeulen
Deutsches Institut für Normung e.V., November 1990
- [3] **Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen**
GruSiBau, Beuth-Verlag, Köln, 1981
- [4] DASt-Richtlinie 009
Empfehlungen zur Wahl der Stahlsorte für geschweißte Bauteile
Entwurf, Deutscher Ausschuß für Stahlbau, Stahlbau-Verlagsgesellschaft, 1998
- [5] DASt-Richtlinie 015
Träger mit schlanken Stegen
Deutscher Ausschuß für Stahlbau, Stahlbau-Verlagsgesellschaft, 1990
- [6] prEN 1990
Eurocode 0: Basis of Structural Design
Draft, CEN, 29 January 2001
- [7] DIN V ENV 1991-1
Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke
Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung
Deutsche Fassung, ENV 1991-1, 1994
- [8] DIN V ENV 1991-3
Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke
Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken
Deutsche Fassung, ENV 1991-3, 1995
- [9] DIN V ENV 1993-1-1
Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau
Deutsche Fassung, ENV 1993-1-1, 1992
- [10] DIN V ENV 1993-1-5
Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
Teil 1-5: Allgemeine Bemessungsregeln; Ergänzende Regeln zu ebenen Blechfeldern ohne Querbelastung
Deutsche Fassung, ENV 1993-1-5, 1997
- [11] prEN 1993-1-9
Eurocode 3: Design of steel structures
Part 1.9: Fatigue strength of steel structures
2nd Draft rev., 6 August 2001

- [12] prEN 1993-1-10
Eurocode 3: Design of steel structures
Part 1.10: Selection for fracture toughness and through-thickness properties
2nd Draft rev., 6 December 2000
- [13] DIN V ENV 1993-2
Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
Teil 2: Stahlbrücken
Deutsche Fassung, ENV 1993-2, 1997
- [14] DIN V ENV 1994-2
Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton
Teil 2: Verbundbrücken
Deutsche Fassung, ENV 1994-2, 1999
- [15] DS 804
Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke
Deutsche Bahn Gruppe, Bekanntgabe B6, September 2000
- [16] DS 805
Tragsicherheitsnachweis bestehender Eisenbahnbrücken
Deutsche Bahn Gruppe, 1999
- [17] ISO 2394
General Principles on Reliability of Structures
Beuth-Verlag, Ausgabe:1998-06, 1998
- [18] Empfehlungen des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen
Ermüdungssicheres Konstruieren von orthotropen Platten für Straßenbrücken
BMVBW, Ausgabe 2000
- [19] ZTV-K
Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für Kunstbauten
Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Ausgabe 1996
- [20] EKS-Publikation No. 43
Empfehlungen für die Bemessung und Konstruktion von ermüdungsbeanspruchten Stahlbauten
EKS, Technische Kommission 6 - Ermüdung, 1987
- [21] JSSC Technical Report No. 32
Fatigue Design Recommendations for Steel Structures
Japanese Society of Steel Construction JCCS, 1995
- [22] Nordic Committee for Building Structures (NKB)
Recommendation for Loading and Safety Regulations for Structural Design
NKB Report No. 35, 1978 & NKB Report No. 55, 1987
- [23] SIA 161
Stahlbauten
Norm, Ausgabe 1990, korrigierter Nachdruck 1996, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein

- [24] AASHTO
Standard Specifications of Highway Bridges
American Association of State Highway and Transportation Officials, 14th Edition, 1989
- [25] BS 7910
Guide on methods for assessing the acceptability of flaws in metallic structures
British Standard Institution, BSI, 1999

9.2 Stegatmen

- [26] Toprac, A. A.:
Fatigue Strength of Full Size Hybrid Plate Girders – A Progress Report
Proceedings of National Engineering Conference of American Institute of Steel Construction, April 1963
- [27] Lew, H. S., Toprac, A. A.:
Fatigue Strength of Hybrid Plate Girders under Constant Moment
Highway Research Record, No. 167, 1967
- [28] Vinh, J. A., Toprac, A. A.:
Study on Fatigue of Hybrid Pate Girders under Constant Moment
Research Report 96-3, Centre for Highway Research, University of Texas, Austin, 1969
- [29] Toprac, A. A., Natarajan, M.:
Fatigue Strength of Hybrid Plate Girders
Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, April 1971, pp. 1203-1225
- [30] Mueller, J. A., Yen, B. T. :
Girder Web Boundary Stresses and Fatigue
Welding Research Council Bulletin, No. 127, January 1968, pp. 1-22
- [31] Yen, B. T. :
Design Recommendations for Bridge Plate Girders
Lehigh University, Fritz Engineering Laboratory, Report No. 327.6, June 1969
- [32] Vincent, G. S.:
Tentative Criteria for Load Factor Design of Steel Highway Bridges
American Iron and Steel Institute, Bulletin No. 15, March 1969
- [33] Patterson, P. J., Corrado, J. A., Huang, J. S., Yen, B. T.:
Fatigue and Static Tests of Two Welded Plate Girders
Welding Research Council Bulletin, No.155, 1970, pp. 1-18
- [34] Maeda, Y.:
Ultimate Static Strength and Fatigue Behaviour of Longitudinally Stiffened Plate Girders in Bending
IABSE Proceedings, Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, Colloquium London, 1971, pp. 269-282
- [35] Maeda, Y. :
Fatigue Cracks of Deep Thin-Walled Plate Girders
Proceedings of Bridge Engineering, Transportation Research Journal, Vol. 1, September 1978, pp. 120-128

- [36] Maeda, Y., Okura, I., Kobashi, K.:
Formulation of Out-of-Plane Deformation of Rectangular Plates in Compression
Technology Reports of the Osaka University, No. 1624, 1981, pp. 333-342
- [37] Maeda, Y., Okura, I., Yoshii, M.:
Finite Out-of-Plane Behaviour of Rectangular Plates in Shear
Technology Reports of the Osaka University, Vol. 32, No. 1647, 1982, pp. 143-150
- [38] Maeda, Y., Okura, I.:
Influence of Initial Deflection of Plate Girder Webs on Fatigue Crack Initiation
Engineering Structures, Vol. 5, January 1983
- [39] Maeda, Y., Okura, I.:
Fatigue Strength of Plate Girder in Bending Considering Out-of-Plane Deformation of Web
Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 1, No. 2, October 1984, pp. 35-45
- [40] Okura, I., Maeda, Y.:
Analysis of Deformation-Induced Fatigue of Thin-Walled Plate Girder in Shear
Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 2, No. 2, October 1985, pp. 131-138
- [41] Maeda, Y., Okura, I., Hirano, H.:
Formulation of Finite Out-of-Plane Deformation of Rectangular Plate in Shear
Technology Reports of the Osaka University, Vol. 35, No. 1793, 1985, pp. 91-100
- [42] Okura, I., Yen, B. T., Fisher, S. W.:
Fatigue of Thin-Walled Plate Girders
Structural Engineering International, Volume 3, Number 1, 1993, pp. 39-44
- [43] Juhas, P.:
Automation of Fatigue Tests of Steel Plate Girders
Scientific Society of Mechanical Engineers, 8th Congress on Material Testing, Budapest, 1982, pp. 762-766
- [44] Juhas, P.:
Lateral Web Deflections of Steel Plate Girders
Design Limit States of Steel Structures 1983/84, An International Correspondence Conference, Technical University of Brno, Slowakei
- [45] Davies, A. W., Roberts, T. M., Evans, H. R., Bennett, R. J. H.:
Fatigue of Slender Web Plates Subjected to Combined Membrane and Secondary Bending Stresses
Journal of Constructional Steel Research 30, 1994, pp. 85-101
- [46] Roberts, T. M., Davies, A. W., Škaloud, M., Zörnerová, M.:
Fatigue Resistance Design of Slender Webs Subjected to Plate Breathing
International Colloquium, Stability of Steel Structures, Budapest, Hungary, September 1995
- [47] Roberts, T. M., Davies, A. W., Bennett, R. J. H.:
Fatigue Shear Strength of Slender Web Plates
Journal of Structural Engineering, October 1995, pp. 1396-1401

- [48] Roberts, T. M.:
Analysis of Geometric Fatigue Stresses in Slender Web Plates
Journal of Constructional Steel Research, Vol. 37, No. 1, 1996, pp.33-45
- [49] Osman, M. H.:
Fatigue of slender webs induced by plate breathing
PhD-Thesis, Cardiff University of Wales, School of Engineering, 1996
- [50] Roberts, T. M., Osman, M. H., Škaloud, M., Zornerová, M.:
Residual Shear Strength of Fatigue Cracked Slender Web Panels
Thin-Walled Structures Vol. 24, 1996, pp. 157-172
- [51] Roberts, T.M., Davies, A.W., Osman, M. H., Škaloud, M.:
Fatigue Assessment of Slender Steel Web Plates Subjected to Repeated Shear Buckling
Proceedings of the Institution of Civil Engineers Structures and Buildings, November 1997,
pp. 468-476
- [52] Davies, A. W., Roberts, T. M.:
Numerical Studies of Fatigue Induced by Breathing of Slender Web Plates
Thin-Walled Structures Vol. 25, No. 4, 1996, pp. 319-333
- [53] Davies, A. W., Roberts, T. M.:
Finite Element Studies of Fatigue Induced by Breathing of Slender Web Plates
PD-Vol. 73, Third Biennial Joint Conference on Engineering Systems Design and Analysis,
ESDA, Vol. 1, Montpellier, France, July 1996
- [54] Costa, J., Mirambell, E., Roberts, T. M.:
Numerical Studies of Fatigue Induced by Breathing of Slender Web Plates
PD-Vol. 73, Third Biennial Joint Conference on Engineering Systems Design and Analysis,
ESDA, Vol. 1, Montpellier, France, July 1996
- [55] Roberts, T. M., Škaloud, M.:
Experimental and Theoretical Studies of Fatigue Induced By Plate Breathing
PD-Vol. 73, Third Biennial Joint Conference on Engineering Systems Design and Analysis,
ESDA, Vol. 1, Montpellier, France, July 1996
- [56] Škaloud, M., Zörnerová, M., Brož, P.:
Interaction of Buckling and Cumulative Damage in Breathing Webs
Proceedings of the 3th International Conference on “Coupled Instabilities in Metal
Structures”, Lisbon, 2000
- [57] Škaloud, M.:
**Interaction of Breathing with the Cumulation of Damage in the Webs of Steel Plate
Girders**
Thin-Walled Structures 20, 1994, pp. 83-95
- [58] Škaloud, M.:
**Ermüdungsverhalten von Stahlträgern mit schlanken Stegblechen unter wechselnder
Belastung**
Stahlbau 68 (1999), Heft 1, S. 3-8

- [59] Škaloud, M., Zörnerova, M.:
Erosion of the post-buckled reserve of strength of thin-walled structures due to the cumulative damage
Proceedings of the Third International Conference of Thin-Walled Structures, Elsevier Science Ltd., Krakau, 2001, pp. 137-144
- [60] Remadi, A.:
Étude théorique et expérimentale du risque de fatigue à la fissuration âme-semelle de poutres métallique à âme élancée
Thèse de Doctorat, I.N.S.A. de Rennes, France, Juin 1995
- [61] Remadi, A., Aribert, J. M., Raoul, J.:
Secondary Bending Stresses Due to Out-Of-Plane Displacement of Slender Web Panels Subject to a Bending Moment
International Colloquium, Stability of Steel Structures, Budapest, Hungary, September 1995, pp. 277-284
- [62] Aribert, J. M., Remadi, A., Raoul, J.:
Parametric Study by FEM on Breathing of Steel Slender Webs
PD-Vol. 73, Third Biennial Joint Conference on Engineering Systems Design and Analysis, ESDA, Vol. 1, Montpellier, France, July 1996
- [63] Duchêne, Y., Maquoi, R.:
Secondary Bending Stresses due to Out-of-Plane Displacement of Slender Web Panels Subjected to Shear
International Colloquium on Stability of Steel Structure, Budapest, Hungary, September 1995, pp. 267-274
- [64] Duchêne, Y.:
Étude par voie analytique et numérique des effets de la respiration des âmes élancées sur la résistance ultime des poutres métalliques à âme pleine ou en caisson
Thèse Doctorat, MSM, Université de Liège, Liège, 1998
- [65] Duchêne, Y., Maquoi, R.:
Fatigue Strength to Plate Breathing of Slender Plate Girder Subject to Shear
Proceedings of the 2th World Conference on "Steel in Construction", San Sebastian, 1998
- [66] Maquoi, R., Škaloud, M.:
Stability of plates and plated structures, General report
Journal of Constructional Steel Research, Vol. 55, No. 1-3, 2000, pp. 45-68
- [67] Zhitao, H.:
Influence of Web Buckling on Fatigue Life of Thin-Walled Columns
Doctoral Thesis, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm, TRITA-BKN. Bulletin 13, 1994
- [68] Ndogmo, J. R. L.:
Zur Sicherheit und zur wirtschaftlichen Verstärkung ausgebeulter Stegbleche von Vollwandträgerbrücken unter Berücksichtigung der Ermüdung
Dissertation, TU München, Berichte aus den Konstruktiven Ingenieurbau, 7/97
- [69] Ndogmo, J. R. L.:
Ermüdungsverhalten schlanker Stegbleche von Vollwandträgerbrücken: Stegatmen
Stahlbau 70 (2001), Heft 5, S. 352-356

- [70] Kuhlmann, U., Spiegelhalder, U.:
Ermüdungsversuche an vier geschweißten Stahlträgern mit schlanken Stegen infolge Stegatmung
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Versuchsbericht, November 1999 (Nr. 1999-27X)
- [71] Škaloud, M., Zörnerova, M., Kuhlmann, U., Spiegelhalder, U.:
Prague and Stuttgart experimental research on web breathing
Proceedings of the International Conference „Eurosteel“, Prag, 1999
- [72] Hansson, M., Larsson, A.:
Web breathing of the Nordre Älv Bridge – A fatigue problem for railway bridge with steel arches
Division of Steel and Timber Structures, No. S99:6, Chalmers University of Technology, 1999
- [73] Pfarr, S.:
Beulverhalten eingespannter Rechteckplatten mit Anfangsverformungen, Analytische Berechnung mit großen Verformungen
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Diplomarbeit, 1997
- [74] Spiegelhalder, U.:
Zur Materialermüdung infolge Stegatmen
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Dissertation, März 2000 (Nr. 2000-2)
- [75] Kuhlmann, U., Günther, H.-P.:
Zum Nachweis der Ermüdungsfestigkeit geschweißter Stahlträger mit schlanken Stegen
Forschungsbericht 5/1999, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, DASt, 1999
- [76] Kuhlmann, U., Spiegelhalder, U., Günther, H.-P.:
Derivation of a new web breathing formula
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Background document, November 2000 (Nr. 2000-32X)
- [77] Kuhlmann, U., Günther, H.-P.:
Web breathing as a fatigue problem in bridge design
In: Zarás, J., Kowal-Michalska, K., Rhodes, J. (Eds.): Proceedings of the Third International Conference on Thin-Walled Structures, Krakau, Elsevier, 2001, pp. 129-136
- [78] Crocetti, R.:
Fatigue Failure due to Web Breathing of Full-Scale Slender-I-Girder Subjected to Combined Action of Bending and Shear
Proceedings of the International Conference „Steel Structures of the 2000’s“, Turkey, September 2000, pp. 287-292
- [79] Crocetti, R.:
On some Fatigue Problems Related to Steel Bridges
PhD-Thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 2001
- [80] Kuhlmann, U., Spiegelhalder, U., Günther, H.-P.:
Minutes of the Web Breathing Meeting in Stuttgart on 16/06/2000
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, August 2000

- [81] Kuhlmann, U., Günther, H.-P.:
Minutes of the Web Breathing Meeting in Stuttgart on 05/01/2001
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, April 2001

9.3 Verkehrsbelastung

- [82] von Becker, P.:
Die Verkehrs- und Belastungsentwicklung bis zum Jahr 2000
Straßen- und Tiefbau 42, 1988
- [83] Nather, F.:
Entwicklung der Lastannahmen für Straßenbrücken
VBI-Seminar, München, März 1993
- [84] Schütz, K. G.:
Verkehrslasten für die Bemessung von Straßenbrücken
Bauingenieur 66 (1991), S. 363-373
- [85] Nather, F.:
Erfahrungen mit der Sanierung und Verstärkung stählerner Straßenbrücken
Baukultur 5, 1990
- [86] Mahue, P.:
Cracks in Steel Orthotropic Decks
Proceedings of Bridge Management, London, 1990, pp. 663-643
- [87] Geißler, K.:
Beitrag zur probabilistischen Berechnung der Restnutzungsdauer stählerner Brücken
Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Tragwerke und Baustoffe, TU Dresden, 1995
- [88] Bailey, S., Bez, R.:
Traffic load models for bridge evaluation
Bridge management 2, Thomas Telford, London, 1993, pp. 428-434
- [89] Sedlacek, G., Jaquemoud, J.:
Herleitung eines Lastmodells für den Betriebsfestigkeitsnachweis von Straßenbrücken
Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 430, 1984
- [90] König, G., Gerhardt, H.C.:
Verkehrslastmodell für Straßenbrücken
Bauingenieur 60 (1985), S. 405-409
- [91] Puche, M., Gerhardt, H.C.:
Absicherung eines Verkehrslastmodells durch Messungen von Spannstahldehnungen
Bauingenieur 61 (1986), S. 79-81
- [92] Krämer, W., Pohl, S.:
Der Ermüdungsnachweis in dem Standard TGL 13460/01
Ausgabe 1984 – Grundlagen und Erläuterungen, Die Straße 24, Heft 9, 1984
- [93] Graße, W., Müller, S., Geißler, K.:
Abschätzung der Tragfähigkeit bestehender Brückenbauwerke bezüglich Straßenverkehrslasten
Abschlußbericht, BAST, Bergisch-Gladbach, 1999

- [94] Mensinger, M.:
Zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln im Verbundbau
Dissertation, Universität Kaiserslautern, Verlag Mainz, 2000
- [95] Bruls, A., Jacob, B., Sedlacek, G.:
Traffic Data of the European Countries
Final draft, European Code, Working group „Traffic loads on bridges“, 1989
- [96] Bruls, A., Beales, C., Bignonnet, A., Caramelli, S., Croce, P., Froli, R., Jacob, B., Kolstein, M. H., Lehrke, H. P., Poleur, E.:
Measurements and Interpretation of Dynamic Loads on Bridges
Synthesis Report – Phase 3, Commission of the European Communities, Brussels, 1991
- [97] Bruls, A.:
Calibration of load model for fatigue calculation
IABSE-Workshop: Remaining fatigue life of steel structures, Lausanne, 1990
- [98] Kolstein, M. H., Bruls, A.:
Eurocode 3 Part 2 – Steel bridges – Design of orthotropic steel decks
Final report, EUR 18866 EN, European Commission, 1999
- [99] Merzenich, G.:
Entwicklung eines europäischen Verkehrslastmodells für die Bemessung von Straßenbrücken
Dissertation, Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH-Aachen, 1994
- [100] Pohl, S.:
Definition von charakteristischen Werten für Straßenverkehrslastmodelle auf der Basis der Fahrzeuge sowie Fraktilwert der Lasten des Eurocode 1 - Modells
Interner Forschungsbericht Bundesanstalt für Straßenwesen, 1993
- [101] Geißler, K.:
Verkehrslastmodell für den Ermüdungsnachweis bestehender Brücken
mündliche Informationen, 2000
- [102] UIC Merkblatt 776-1E:
Bei der Berechnung von Eisenbahnbrücken zu berücksichtigende Lasten
Internationaler Eisenbahnverband, 1979
- [103] ERRI-Bericht D 192/RR5, Abschlußbericht:
Lastbild für die Berechnung der Tragwerke der internationalen Strecken
Utrecht, 1998
- [104] Quoos, V., Fila, R.:
Vorschlag für das neue Lastbild des Internationalen Eisenbahnverbandes, UIC
Stahlbau 67 (1998), Heft 8, S. 642-650
- [105] Deutsche Bahn AG:
Fiktive Verkehrslastmodelle für Haupt- und Nebenstrecken
unveröffentlicht, 1999
- [106] Drosner, S.:
Beitrag zur Berechnung dynamischer Beanspruchung von Brücken unter Verkehrslasten
Schriftenreihe Stahlbau, Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen, Heft 16, 1989

- [107] Frenzel, B.:
Bestimmung von Kombinationsbeiwerten und –regeln für Einwirkungen auf Brücken
Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 715, 1996
- [108] Bogath, J., Bergmeister, K.:
Dynamische Simulation von Brückenbauwerken unter nicht ruhender Belastung
Bauingenieur 74 (1999), S. 270-277
- [109] Gauthier, P.:
Berechnung von Schnittkraftkollektiven für Straßenbrücken
Diplomarbeit, Lehrstuhl für Stahlbau der TU Dresden, 1990
- [110] Müller, C.:
Programmsystem zur Ermittlung von Beanspruchungsspektren im Brückenbau
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Seminararbeit, Juni 2000
(Nr. 2000-10X)

9.4 Vorverformungen

- [111] Eggert, H.:
Kommentierte Stahlbauregelwerke, DIN 18800 Teil 3
Stahlbaukalender 2000, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2000
- [112] Carlsen, C. A., Czujko, J.
The specification of post-welding distortion tolerances for stiffened plates in compression
The Structural Engineer, No. 5, Vol. 56A, May 1978, pp. 133-141
- [113] Chatterjee, S.
- in Discussion on [112]
The Structural Engineer, Vol. 57A, No. 10, 1979, pp. 336-341
- [114] Fischer, M., Grube, R., Rieger, H., Wenk, P.:
Messung der Vorverformungen von beulgefährdeten Stahlblechen mit und ohne Steifen
Bericht aus dem Fachgebiet Stahlbau, Mitteilung Nr. 6, Konstruktiver Ingenieurbau,
Universität Dortmund, Dezember 1989
- [115] Antoniou, A. C.
On the maximum deflection of plating in newly built ships
Journal of Ship Research, Vol. 24, No. 1, 1980, pp. 31-39
- [116] Massonet, Ch., Janss, J.
State of Art Report on Tolerances in Steel Plated Structures
Design of Steel Bridges, ed. by K.C. Rokey, London 1981, pp. 83-117
- [117] Komatsu, S., Niwa, Y., Watanabe, E.
Statistical Study on Imperfections of Steel Webs
Proc. ASCE, J. Struct. Eng., Vol. 109, No. 2, 1983, pp. 419-438
- [118] Schmidt, H., Kocabiyek, U.
Einheitsabweichungen geschweißter Blechkonstruktionen des Stahlbaus
Forschungsberichte H 37, Fachbereich Bauwesen, Universität Essen, 1986
- [119] Rangelov, N.
A Theoretical Approach to the Limiting of Initial Imperfections in Steel Plates
Stahlbau 61 (1992), Heft 5, S. 151-156

- [120] Braham, M., Maquoi, R., Rangelov, N., Richard, C.
L'influence des défauts de planéité de l'âme des profilés reconstitués soudés sur leur résistance en flexion et compression
Construction Métallique, n° 1, 1995, pp. 3-28
- [121] **Pre-erection measurements of initial imperfections of the panels of a composite box girder bridge**
Doc. of W.G. „Tolerances de Fabrication“, CRIF, Brussels, February 1979
- [122] Chatterjee, S.:
Summary of the measurement of imperfections
Doc. of Commission 8, W.G. 3 of ECCS, 1978
- [123] Lebek, D.E.:
Evaluation and results of measurements on two bridges in West Germany
Research Project FA.11.204 by DAST, July 1978

9.5 Ermüdungsfestigkeit

9.5.1 Allgemein

- [124] Seeger, T.:
Grundlagen der Betriebsfestigkeitsnachweise
Stahlbau Handbuch Teil 1 B, Stahlbau Verlagsgesellschaft mbH, Köln, 1996
- [125] Haibach, E.:
Die Schwingfestigkeit von Schweißverbindungen aus der Sicht einer örtlichen Beanspruchungsmessung
Laboratorium für Betriebsfestigkeit, Darmstadt, Bericht FB-77, 1968
- [126] Haibach, E.:
Modifizierte lineare Schadensakkumulations-Hypothese zur Berücksichtigung des Dauerfestigkeitsabfalls mit fortschreitender Schädigung
Technische Mitteilungen des Laboratoriums für Betriebsfestigkeit, Darmstadt, TM Nr. 50/70, 1970
- [127] Oliver, R., Ritter, W.:
Wöhlerlinienkatalog für Schweißverbindungen aus Baustählen
DVS Bericht Nr. 56, Deutscher Verband für Schweißtechnik, Düsseldorf, 1979-85
- [128] Hobbacher, A.:
Empfehlungen zur Schwingfestigkeit von Schweißverbindungen
IIW-Doc. XIII-1539-96/XV-845-96, International Institute of Welding, 1996
- [129] Niemi, E.:
Recommendations concerning stress determination for fatigue analysis of welded components
IIW Doc. XIII-1458-92/XV-797-92, International Institute of Welding, 1992
- [130] Packer, J., Zhao, X.-L., Van Vingerd, A. M.:
Recommended Fatigue Design Procedure for Welded Hollow Section Joints
IIW/IIS, Doc. XIII-1772-99 and XV-1021-99, International Institute of Welding, 1999

- [131] Zhao, X.-L., Herion, S., Packer, J. A., Puthli, S., Sedlacek, G., Wardenier, J., Weynand, K., van Wingerde, A. M., Yeomans, N. F.:
Design guide for circular and rectangular hollow section welded joints under fatigue loading
Construction with hollow steel section CIDECT, TÜV Verlag GmbH, Köln 2001
- [132] Kunz, P.:
Probabilistisches Verfahren zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit bestehender Brücken aus Stahl
Dissertation, Thèse No. 1023, EPFL, 1992
- [133] Tanner, P., Hirt, M. A.:
Überlegungen zur Restlebensdauer schweißeisener Brücken am Beispiel der Basler Wettsteinbrücke
Stahlbau 60 (1991), Heft. 7, S. 211-219
- [134] Hirt, M. A., Bez, R.:
Stahlbau, Grundbegriffe und Bemessungsverfahren
Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1998
- [135] Peeker, E.:
Extended Numerical Modelling of Fatigue Behaviour
PhD-Thesis, Thèse No. 1617, EPFL, 1997
- [136] Jo, J.-B.:
Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit von Bauteilen aus Stahl mit Hilfe des Kerbgrundkonzeptes und der Bruchmechanik
Dissertation, Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH-Aachen, April 1991
- [137] Dahl, W., Reinhold, P.:
Experimentelle Ermittlung und rechnerische Überprüfung der Dauerfestigkeit praxisnah hergestellter Laserstrahlschweißverbindungen verschiedener Geometrien
Forschungsbericht P 262, Studiengesellschaft Stahlanwendung e. V., August 1996
- [138] Brozzetti, J., Hirt, M. A., Ryan, I., Sedlacek, G., Smith, I. F. C.:
Background Documentation
Eurocode 3, Chapter 9 – Document 9.01, Background Information on Fatigue Design Rules, Statistical Evaluation, First Draft (V.1), December 1989
- [139] Dowling, P. J., Ghavami, K.:
Fatigue Performance of Welded Joints in Closed-Section Structures
Journal of Pipelines, 5 (1986), pp. 289-299
- [140] Iida, K.:
Effects of Fillet Shape Parameters on Bending Fatigue Strength of Transverse Fillet Welded Joints
Department of Naval Architecture, University of Tokyo, Report No. 9033, July 1982
- [141] Petershagen, H., Krohn, A.:
Einfluß von Einbrandkerben auf die Festigkeit automatisch geschweißter Kehlnähte
Institut für Schiffbau der Universität Hamburg, Bericht Nr. 395, März 1980

- [142] Örjasaeter, O., Drågen, A., Haagensen, P. J., Lian, B., Gunleiksrud, Å.:
Effect of Plate Thickness on the Fatigue Properties of Low Carbon Micro-Alloyed Steel
Steel in Marine Structures, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, 1987,
pp. 315-355
- [143] Berge, S., Eide, O. I., Astrup, O., Palm, S., Wastberg, S., Gunleiksrud, Å., Lian, B.:
Effect of Plate Thickness in Fatigue of Welded Joints in Air and in Sea Water
Steel in Marine Structures, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, 1987,
pp. 799-809
- [144] Booth, G.S.:
The Effect of Thickness on the Fatigue Strength of Plate Welded Joints
Paper TS 3, Int. Conf. Steel in Marine Structures, Delft, 1987
- [145] Mohaupt, U. H., Burns, D. J., Kalbfleisch, J. G., Vosikovski, O., Bell, R.:
Fatigue Crack Development, Thickness and Corrosion Effects in Welded Plate to Plate Joints
Paper TS 3, Int. Conf. Steel in Marine Structures, Delft, 1987
- [146] Miki, C., Mori, T., Tuda, S., Sakamoto, K.:
Retrofitting Fatigue-Cracked Joints by TIG Arc Remelting
Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 4, No. 1, April 1987, pp. 85-93
- [147] Chlormann, U., Seeger, T.:
Rainflow-HCM, Ein Zählverfahren für Betriebsfestigkeitsnachweise auf werkstoffmechanischer Grundlage
Stahlbau 3 (1986) Heft 3, S. 65-71

9.5.2 Kerbgrundkonzept

- [148] Fricke, W.; Petershagen, H.:
Anwendung örtlicher Konzepte auf die Betriebsfestigkeit schiffsbaulicher Schweißkonstruktionen
Expert 91, Berechnung, Gestaltung und Fertigung von Schweißverbindungen im Zeitalter der Expertensysteme, DVS-Bericht 133, Deutscher Verlag für Schweißtechnik, 1992, S. 89-93
- [149] Lawrence, F. V., Mattos, R. J., Burk, J. D.:
Estimation of fatigue initiation life of a weld
ASTM STP 384, American Society for Testing and Materials, 1978, pp. 134-158
- [150] Köttgen, V. B., Oliver, R., Seeger, T.:
Schwingfestigkeitsanalyse für Schweißverbindungen auf der Grundlage örtlicher Beanspruchungen
Expert 91, Berechnung, Gestaltung und Fertigung von Schweißverbindungen im Zeitalter der Expertensysteme, DVS-Bericht 133, Deutscher Verlag für Schweißtechnik, 1992, S. 75-84
- [151] Martin, J. F., Topper, T. H., Sinclair, G. M.:
Computer based simulation of cyclic stress-strain behaviour with application to fatigue
Material Research and Standards, MTRSA, Vol. 11, No. 2, 1971

- [152] Jahnsdale, H. R., Topper, T. H.:
Cyclic-Stress-Strain Behaviour – Analysis, Experimentation, and Fatigue Prediction
ASTM STP 519, American Society for Testing and Materials, 1973, pp. 246 ff.
- [153] Plummer, F. B.:
Cyclic Plasticity and Structural Energy Dissipation
PhD-Thesis, Theoretical and Applied Mechanics, University of Illinois, Urbana, Ill., 1973
- [154] Ramberg, W., Osgood, W. R.:
Description of stress-strain curves by three parameters
Technical Note, No. 902, NACA, 1943
- [155] Neuber, H.:
Theory of Stress Concentration for Shear Strained Prismatic Bodies with arbitrary Non-linear Stress-Strain Law
ASME, Journal of Appl. Mech., Vol. 26, No. 4, 1961, pp. 544-550
- [156] Neuber, H.:
Über die Berücksichtigung der Spannungskonzentration bei Festigkeitsberechnungen
Konstruktion im Maschinen-, Apparate- und Gerätebau, Heft 7, 1968, S. 245-251
- [157] Peterson, R. E.:
Stress concentration factors
John Wiley & Sons, New York, 1977
- [158] Lawrence, F. V., Ho, N. J.:
Constant amplitude an variable load history fatigue test results and predictions for cruciform and lap welds
Elsevier Science Publisher B.V., Vol. 1 (1), 1984, pp. 3-21
- [159] Neuber, H.:
Kerbspannungslehre, Theorie der Spannungskonzentration, genaue Berechnung der Festigkeit
3. Auflage, Springer, Berlin, 1985
- [160] Topper, T. H., Wetzel, R. M., Morrow, J. D.:
Neuber's Rule Applied to Fatigue of Notched Specimens
JMLSA 4, 1969, pp. 200-209
- [161] Amstutz, H., Seeger, T.:
Fließkurven elastisch-plastisch beanspruchter Kreisscheiben nach der FE-Methode
Bericht FD-1/1977, Fachgebiet für Werkstoffmechanik, TH Darmstadt, 1977
- [162] Seeger, T., Heuler, P.:
Generalised application of Neuber's rule
Journal Test. Eval. 8, 1980, pp. 199-204
- [163] Molski, K., Glinka, G.:
A Method of Elastic-Plastic Stress and Strain Calculation at a Notch
Material Science Engineering, Vol. 50, No. 2, 1981, pp. 93-100
- [164] Glinka, G.:
Calculation of Inelastic Notch-Tip Strain-Stress Histories under Cyclic Loading
Engineering Fracture Mechanics, 1985

- [165] Dalferth, O.:
Ermittlung der Anrißlebensdauer biegebeanspruchter Kehlnähte nach dem Kerbgrundkonzept
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Diplomarbeit, Januar 1999
- [166] Bergmann, J., Seeger, T., Weisberger, D. Sippel., K. O.:
The sensitivity of the local approach of input data in the fatigue service life prediction of aircraft components
DVM Vorträge des Internationalen Symposiums über Kurzzeit-Schwingfestigkeit und elasto-plastisches Werkstoffverhalten, Stuttgart, 1997, S. 301-317
- [167] Köttgen, V. B., Oliver, R., Seeger, T.:
The Influence of plate thickness on fatigue strength of welded joints, A comparison of experiments with prediction by fatigue notch factors
Steel in Marine Structures, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, 1987
- [168] Manson, S. S.:
Behaviour of Metals under Conditions of Thermal Stress
National Advisory Commission on Aeronautics, Report 1170, Cleveland, Lwes Flight Propulsion Laboratory, 1954
- [169] Coffin, L. F.:
A Study of the Effects of Cyclic Thermal Stress on a Ductile Metal
Transactions of the American Society of Mechanical Engineers, 1954, pp. 931-950
- [170] Morrow, J. D.:
Cyclic Plastic Strain Energy and Fatigue of Metals
ASTM STP 378, American Society for Testing and Materials, 1965, pp. 45-87
- [171] Klee, S.:
Das zyklische Spannungs- Dehnungs- und Bruchverhalten verschiedener Stähle
Dissertation, Konstruktiver Ingenieurbau der TH Darmstadt, 1973
- [172] Boller, C., Seeger, T.:
Materials Data for Cyclic Loading
Band 1-5, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, 1987
- [173] Bäumel, A., Seeger, T.:
Materials Data for Cyclic Loading
Supplement 1, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, 1990
- [174] Radaj, D.:
Gestaltung und Berechnung von Schweißkonstruktionen - Ermüdungsfestigkeit
Fachbuchreihe Schweißtechnik, Band 82, DVS, Düsseldorf, 1985
- [175] Morrow, J. D.:
Fatigue Properties of Metals
Fatigue Design Handbook, Section 3.2, Soc. of Automotive Eng., 1968
- [176] Smith, K. N., Watson, P., Topper, T. H.:
A Stress-Strain Function of Mean Stress Effects on Fatigue Life by Use of Damage Parameters
Int. Journal of Fatigue, 8 (3), 1986, pp. 119-126

- [177] Wohlfahrt, H., Nitschke-Pagel, T., Kaßner, M.:
Schweißbedingte Eigenspannungen – Entstehung und Erfassung, Auswirkungen und Bewertung
DVS-Bericht: Fortschritte bei der Berechnung und Konstruktion geschweißter Bauteile,
Braunschweig, 1997
- [178] Lawrence, F. V., Burk, J. D., Yung, J. Y.:
Influence of Residual Stress on the Predicted Fatigue Life of Weldments
ASTM STP 776, American Society for Testing and Materials, 1982, pp. 33-43
- [179] Reemsnyder, H. S.:
Evaluating the Effect of Residual Stress on Notched Fatigue Resistance
In: F. Sheratt, J.B. Sturgeon, Hrsg., Materials, Experimentation and Design in Fatigue,
Proceedings of Fatigue 1981, pp. 273-295, Society of Environmental Engineers, 1985
- [180] Palmgren, A.:
Die Lebensdauer von Kugellagern
Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Band 68, Nr. 14, 1924, pp. 339-341
- [181] Miner, M. A.:
Cumulative Damage in Fatigue
Journal of Applied Mechanics, Vol. 12, No. 3, 1945, pp. 159-164

9.5.2.1 Kerbformzahlen

- [182] Rainer, G.:
Berechnung von Spannungen in Schweißverbindungen mit der Methode der Finiten Elemente
Dissertation Fachbereich Maschinenbau, TH Darmstadt, 1978
- [183] Nishida, M.:
Stress concentration
Tokyo Morikita Pub. Co., 1967
- [184] Makhnenko, V. I., Mosenkis, R. Y.:
Calculating the coefficient of concentration of stresses in welded joints with butt and fillet welds
Automatic Welding, August 1985, pp. 10-16
- [185] Shron, L. B.:
Research in the effects of the geometrical parameters of T and lap welded joints on the concentration of stresses in them and the development of a procedure for their evaluation
Author's Review of Dissertation for the Degree of Candidate of Technical Sciences,
Sverdlovsk, 1983
- [186] Frey, H.:
Kerbwirkungszahlen zweiseitiger Quersteifenanschlüsse unterschiedlicher Beanspruchungsverhältnisse
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Seminararbeit, September 1999
(Nr. 1999-23X)

9.5.3 Bruchmechanik

9.5.3.1 Grundlagen

- [187] Blumenauer, H., Pusch, G.:
Technische Bruchmechanik
3. stark überarbeitete Auflage, Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig, 1993
- [188] Schwalbe, K.-H.:
Bruchmechanik metallischer Werkstoffe
Carl Hanser Verlag München – Wien, 1993
- [189] Gurney, T.R.:
Fatigue of welded structures
Cambridge, University Press, 1979
- [190] Gross, D.:
Bruchmechanik
2. Auflage, Springer Verlag, 1996
- [191] Irwin, G. R.:
Analysis of stresses and strains near the end of a crack transversing a plate
Journal of Applied Mechanics, 24, 1957, pp. 361
- [192] Paris, P. C., Erdogan, F. A.:
A Critical Analysis of Crack Propagation Laws
Transaction, ASME Series D, Vol. 85, 1963, pp. 528-534
- [193] Paris, P. C., Gomez, M. P., Anderson, W. E.:
A Rational Analytic Theory of Fatigue
The Trend Engineering, Vol. 13, No. 7, 1961
- [194] Erdogan, F. A., Ratwani, M.:
Fatigue and fracture of cylindrical shells containing a circumferential crack
International Journal of Fracture Mechanics 6 (1970), pp. 77-92
- [195] Forman, R. G., Kearney, V. E., Engle, R. M.:
Numerical analysis of crack propagation in cyclic loads structures
Trans. ASME, J. of Basic Engineering ASME, Serie 89, 1967, pp. 459 ff.
- [196] Dugdale, D. S.:
Yielding of Steel Sheets Containing Slits
J. Mech. Phy. Solids, 8, 1960, pp. 100-108
- [197] Hanel, J. J.:
Rißfortschreitung in ein- und mehrstufig schwingbelasteten Scheiben mit besonderer Berücksichtigung des partiellen Rißschließens
Veröff. Institut für Stahlbau, TH Darmstadt, H 27, 1975
- [198] Elber, W.:
Fatigue crack closure under cyclic tension
Engineering Fracture Mechanics 2, (1970), pp. 37-45

- [199] Savaidis, G.:
Berechnung der Bauteilanrißlebensdauer bei mehrachsigen proportionalen Beanspruchungen
Veröff. des Inst. f. Stahlbau und Werkstoffmechanik, TH Darmstadt, Heft 54, 1995
- [200] Abdel-Raouf, H., Topper, T. H., Plumtree, A.:
A Description of Short Fatigue Crack Behaviour Based on Surface Strain Redistribution
Low Cycle Fatigue and Elastic-Plastic Behaviour of Materials, Elsevier Applied Science, 1992, pp. 496-501
- [201] Milne, I., Ainsworth, R. A., Dowling, A. R., Stuart, T. A.:
Assessment of the integrity of structures containing defects
CEGB-Report R/HR6-Revision 3, Oct. 1987
- [202] Wallin, K.:
Methodology for Selecting Charpy Toughness Criteria for Thin High Strength Steels
Part 1, 2 and 3, Jernkontorets Forskning, Nr. 4013/89, VTT Manufacturing Technology, Espoo, 1994
- [203] Hensen, W.:
Grundlagen für die Beurteilung der Weiterverwendung alter Stahlbrücken
Dissertation RWTH Aachen, 1992
- [204] Pusch, G. u. a.:
Neue Hütte 31 (1986) 5, S. 161
- [205] Fischer, J. W.:
Fatigue and Fracture in Steel Bridges
John Wiley & Sons, 1984
- [206] Kiss, K., Dunai, L., Szatmári, I.:
Fatigue Crack Growth Simulation in Orthotropic Highway Bridges
Proc. to Eurosteel Conference, Prague, 1999
- [207] Cremona, C., Likic, M.:
Failure Risk Assessment of Welded Joints in Composite Bridges
Proceedings of the Int. Conf. on Safety, Risk, Reliability-Trends in Engineering, Malta, 2001, pp. 315-320

9.5.3.2 Probabilistische Bruchmechanik

- [208] Nussbaumer, A.:
The Specific Case of Fatigue as a Time Dependent Effect and its Influence on Inspection Planning and Bridge Safety
Short Course on the Safety of Existing Bridges, ICOM & MCS, EPFL, Lausanne, June 1998, pp. 81-103
- [209] Snijder, H. H., Gijsbers, F. B. J., Dijkstra, O. D., Ter Avest, F. J.:
Probabilistic Fracture Mechanics of Fatigue and Brittle Fracture in Tubular Joints
Paper TS 56, Int. Conf. Steel in Marine Structures, Delft, Published by Elsevier Science Publishers, 1987, pp. 927-939

- [210] Bergez, D., Lebas, G., Samier, P.:
Probabilistic Approach of Crack Growth and Instability
Paper TS 57, Int. Conf. Steel in Marine Structures, Delft, Published by Elsevier Science Publishers, 1987, pp. 941-949
- [211] Bouyssy, V.:
Zur probabilistischen Lebensdauervorhersage von Meeresplattformen
Dissertation, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, 6/96, TU München, 1996
- [212] Yazdani, N., Albrecht, P.:
Probabilistic Fracture Mechanics Application to Highway Bridges
Engineering Fracture Mechanics, Vol. 37, No. 5, 1990, pp. 969-985
- [213] Engevik, K. M., Moan, T.:
Probabilistic Analysis of the Uncertainty in the Fatigue Capacity of Welded Joints
Engineering Fracture Mechanics, Vol. 18, No. 4, 1983, pp. 743-762
- [214] Zhao, Z., Haldar, A., Breen, F. L.:
Fatigue-Reliability Evaluation of Steel Bridges
Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 5, 1994, pp. 1608-1623
- [215] Bosch, M.:
Rechnerische Überprüfung der Ermüdungsfestigkeit biegebeanspruchter Kehlnähte
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Diplomarbeit, August 1999 (Nr. 1999-19X)

9.5.3.3 Spannungsintensitätsfaktor Y

- [216] Murakami, Y.:
Stress Intensity Factors Handbook
Pergamon Press, Oxford, 1987
- [217] Tada, H., Paris, P., Irwin, G.:
The Stress Analysis of Cracks Handbook
Del. Research Corporation, St. Louis, 1985
- [218] Isida, I., Noguchi, H., Yoshida, T.:
Tension and Bending of Finite Thickness Plates with a Semi-Elliptical Crack
International Journal of Fracture, Vol. 26 (1984), pp. 157-188
- [219] Newmann, J. C., Raju, I. S.:
An Empirical Stress-Intensity Factor for the Surface Crack
Engineering Fracture Mechanics, Oxford 14, 1981, pp. 185-192
- [220] Albrecht, P., Yamada, K.:
Rapid Calculation of Stress Intensity Factors
Journal of Structural Division, Vol. 103, No. ST2, Feb. 1977, pp. 377-389
- [221] Yamada, K., Hirt, M. A.:
Fatigue Crack Propagation From Fillet Weld Toes
Journal of Structural Division, Vol. 108, No. ST7, July 1982, pp. 1526-1540

9.5.3.4 Korrekturfaktor M_k

- [222] Pang, H. L. J:
A Review of Stress Intensity Factors for a Semi-Elliptical Surface Crack in a Plate and Filled Welded Joint
TWI Journal, Vol. 2, No. 4, 1993, pp. 376-385
- [223] Hobbacher, A.:
Stress Intensity Factors of Welded Joints
Engineering Fracture Mechanics, Vol. 46, No. 2, 1993, pp. 173-182
- [224] Kohn, T.:
Untersuchung zur Riausbreitung in Kehlnten von schlanken Trägern unter Anwendung der linear elastischen Bruchmechanik
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Diplomarbeit, Oktober 1998
- [225] Smith, I. J:
Stress Intensity Factor for Toe Defects in Single-Sided Transverse Attachments of Varying Thickness made with fully penetrating Welds
IIW-Doc. No XIII-1175-85, International Institute of Welding, 1985
- [226] Bowness, D., Lee, M. M. K.:
Prediction of weld toe magnification factors for semi-elliptical cracks in T-butt joints
International Journal of Fatigue 22, 2000, pp. 369 - 387

9.5.3.5 Rißkonfiguration

- [227] Smith, I. F. C, Smith, R. A.:
Defects and Crack Shape Developments in Fillet Welded Joints
Fatigue of Engineering Materials and Structures, Vol. 5., 1982, No. 2, S. 151-165
- [228] Bell, R., Vosikovsky, O., Burns, D. J., Mohaupt, U. H.:
A Fracture Mechanics Model for Life Prediction of Welded Plate Joints
Steel Marine Structures, Edited by Noorhoek and de Back, Proc. 3rd Int. ECSC Offshore Conf., S. 901-910, Delft, NL, Amsterdam, 1987
- [229] Tomica, V., Slavik, J.:
Effect of Inspection on Fatigue Life of Existing Orthotropic Steel Bridge Decks
European Workshop, Thin-Walled Structures, Edited by Rykaluk, Pasternak, Krzywowa-Kreisau, Poland, 1996, pp. 169-174
- [230] Eide, O. I, Berge, S.:
Fracture Mechanics Analysis of Welded Girders in Fatigue
Ibid 21
- [231] Fischer, J. W., Albrecht, P., et al.:
Fatigue Strength of Steel Beams with Welded Stiffeners and Attachments
NCHRP Report 147, 1974
- [232] Yamada, Y., Nagatsu, S., Mitsugi, Y.:
Evaluation of Scatter of Fatigue Life of Welded Details using Fracture Mechanics
Department of Civil Engineering, Nagoya University, 1989

- [233] Sedlacek, G., Kühn, B., Höhler, S., Dahl, W., Langenberg, P., Brozzetti, J.:
**Background document © to the ECCS-Starter Draft for prEN 1993 Part 1.10,
Chapter: Choice of fracture toughness to avoid brittle fracture**
Institute of Steel Construction, RWTH-Aachen, January 2001

9.6 Bemessung von Brücken

9.6.1 Allgemein

- [234] Lonsinger, R.:
**Entwicklung eines Programmsystems zur Vorbemessung von Verbundbrücken
unterschiedlicher Abmessungen**
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Diplomarbeit, Juni 2000
(Nr. 2000-15X)
- [235] Nather, F.:
Verbundbrücken – Stand der Technik – Perspektiven für die Zukunft
Stahlbau 59 (1990), Heft 10, S. 289-299
- [236] Albrecht, G., Albert, M., Ibach, H. D.:
Straßenbrücken in Stahl-Beton-Verbundbauweise
Dokumentation des BMV, Abteilung Straßenbau, Bonn, 1997
- [237] Kuhlmann, U.:
Perspektiven im Verbundbrückenbau
Stahlbau 65 (1996), Heft 10, S. 331-337
- [238] Schmackpfeffer, H.:
Typenentwürfe für Brücken in Stahlverbundbauweise im mittleren Stützweitenbereich
Stahlbau 68 (1999), Heft 4, S. 264-276
- [239] Kuhlmann, U., et al.:
Entwerfen und Konstruieren im Brückenbau
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Vorlesungsmanuskript, 2000
- [240] Brozzetti, J.:
Design development of steel-concrete composite bridges in France
Stahlbau 68 (1999), Heft 11, S. 899-907
- [241] Collin, P., Johansson, B.:
Wettbewerbsfähige Brücken in Verbundbauweise
Stahlbau 68 (1999), Heft 11, S. 908-918
- [242] Sattler, K.:
Theorie der Verbundkonstruktionen
Band I und II, Verlag Wilhelm Ernst&Sohn, Berlin, 1959
- [243] Hanswille, G.:
Eurocode 4 Teil 2 - Verbundbrücken
Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 778, Herausgegeben vom
Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, 1999
- [244] Empfehlungen des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen:
Ermüdungssicheres Konstruieren von orthotropen Platten für Straßenbrücken
Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Ausgabe 2000

9.6.2 Beulnachweis

- [245] Günther, H.-P.:
Gegenüberstellung gegenwärtiger und zukünftiger Nachweise von ausgesteiften Platten
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Diplomarbeit, Januar 1997
- [246] Seitz, M.:
Untersuchungen zur Anwendung des Eurocode 3 Teil 1.5
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Diplomarbeit, Januar 1998
- [247] Kuhlmann, U., Detzel, A.:
Regelungen für schlanke Bauteile nach Eurocode 3 Teil 1-5 mit Beispielen
In: Kuhlmann, U., Novák, B. (Hrsg.): Neue Regel im Brückenbau, Tagungsband,
Universität Stuttgart, Juli 2001
- [248] Nodogmo, J.:
Beulnachweis bei Verbundbrücken nach ENV 1993 Teil 1.5
Stahlbau 69 (2000), Heft 7, S. 523-527
- [249] Basler, K.:
Strength of Plate Girders under Combined Bending and Shear
Proc. ASCE, 87, (ST7), October 1961, pp. 181-197

9.7 Sicherheitsbetrachtungen

- [250] Spaethe, G.:
Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen
Springer Verlag Wien - New York, 2. Auflage, 1992
- [251] Schneider, J.:
Introduction to Safety and Reliability of Structures
Structural Engineering Documents 5, IABSE, 1997
- [252] Schuëller, G.:
Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken
Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1981
- [253] Marek, P., Gustar, M., Anagnos, T.:
Simulation-Based Reliability Assessment
CRC Press Boca Raton, New York, London, Tokyo, 1996
- [254] Graße, W.:
Zuverlässigkeitstheorie im Stahlbau
In: Bauen Mit Stahl, Dokumentation 651, Neues aus Forschung, Entwicklung und Normung,
Deutscher Stahlbautag 1998
- [255] Ditlevsen, O.; Madsen, H. O.:
Structural Reliability Methods
Wiley, 1999
- [256] Reppermund, K.:
Konzepte zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit bei Ermüdungsbeanspruchung
Berichte zur Zuverlässigkeit der Bauwerke, TU München, Heft 64, 1981

- [257] Geißler, K., Flederer, H., Rodemann, J., Leihkauf, S., Lieberwirth, P.:
Beispiele der Anwendung der Zuverlässigkeitstheorie im Stahlbau
Stahlbau 68 (1999), Heft 4, S. 302-314
- [258] Hirt, M. A., Brühwiller, E., et. al.:
Short course on safety of existing bridges
ICOM & MCS, EPFL, Lausanne, June 1998
- [259] The Committee on Fatigue and Fracture Reliability
Fatigue Reliability: Variable Amplitude Loading
Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. St1, 1982, pp. 47-69
- [260] Fiessler, B., Hawranek, R., Rackwitz, R.:
Numerische Methoden probabilistischer Bemessungsverfahren und Sicherheitsnachweise
Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, TU München, Heft 14, 1976
- [261] Agerskov, H.:
Fatigue in steel structures under random loading
Journal of Constructional Steel Research 53 (2000), pp. 283-305
- [262] Committee on Fatigue and Fracture Reliability:
Fatigue Reliability, Variable Amplitude Loading
Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. St1, Jan 1982, pp. 47-69
- [263] Sedlacek, G., Bild, J., Jo, J.-B.:
Background Documentation 9.02, Eurocode 3, Chapter 9
Institute of Steel Construction, RWTH-Aachen, April 1989
- [264] Vrouwenvelder, T.:
JCSS Probabilistic Model Code
Sicherheit und Risiko im Bauwesen, TU Darmstadt, Darmstädter Statik Seminar 2000
- [265] Enevoldsen, I.
Probabilistic -Based Assessment of Bridges
16th Congress of IABSE, Lucerne, 2000

9.8 Programmsysteme

- [266] **ANSYS Rev. 5.5**
ANSYS Inc., Southpointe, Technology Drive, Canonsburg, PA 15317
- [267] **BEASY**
Boundary Element Analysis System, Fatigue and Crack Growth
Massachusetts, USA, 2001
- [268] **FORM**
First Order Reliability Method
Manual, RCP GmbH, München, 1988

Anhang

A Verkehrslastmodelle

A.1 Straßenbrücken

Tabelle A-1: Ermüdungslastmodell 2 für Straßenbrücken
nach Eurocode 1, Teil 3 [8]

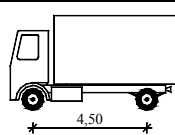
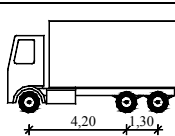
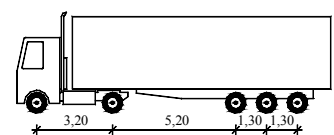
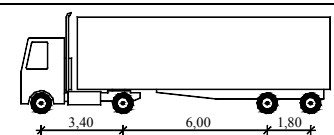
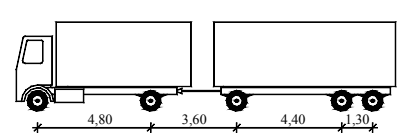
Lkw – Typ			
	Lkw-Silhouette	Achsabstand [m]	Achlast [kN]
1		4,50	90 190
2		4,20 1,30	80 140 140
3		3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120
4		3,40 6,00 1,80	90 190 140 140
5		4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110

Tabelle A-2: Ermüdungslastmodell 4 für Straßenbrücken nach Eurocode 1, Teil 3 [8]

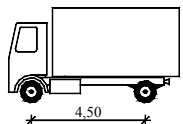
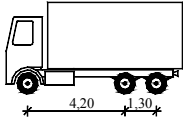
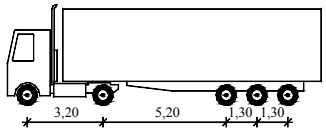
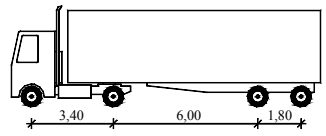
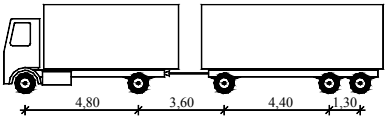
Lkw – Typ			Verkehrsart		
			Langstrecke	Mittelstrecke	Kurzstrecke
Lkw-Silhouette	Achsabstand [m]	Achlast [kN]	Auftrittswahrscheinlichkeit [%]		
1 	4,50	70 130	20,0	50,0	80,0
2 	4,20 1,30	70 120 120	5,0	5,0	5,0
3 	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	40,0	20,0	5,0
4 	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	25,0	15,0	5,0
5 	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	10,0	5,0

Tabelle A-3: Lkw-Lastmodell „Kurzstreckenverkehr“ nach POHL [100]

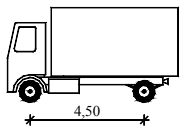
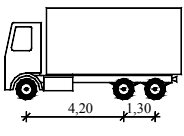
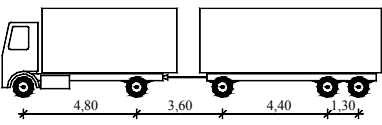
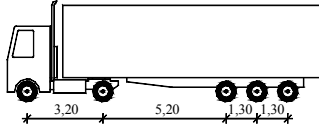
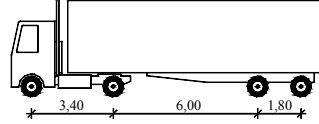
LKW – Typ	Geometrie und Lastverteilung	Auftrittens- wahrschein- lichkeit [%]	Gesamtgewicht von Fahrzeug und Ladung	
			Mittelwert [kN]	Standardabw. [kN]
Lkw 1		80,0	30 60	10 25
Fahrzeug Ladung	0,60 0,40 0,20 0,80			
Lkw 2		5,0	35 110	15 40
Fahrzeug Ladung	0,60 0,20 0,20 0,12 0,44 0,44			
LKW mit Anhänger		5,0	90 135	35 50
Fahrzeug Ladung	0,30 0,22 0,18 0,15 0,15 0,06 0,32 0,22 0,20 0,20			
Sattelzug 1		5,0	95 150	35 60
Fahrzeug Ladung	0,36 0,25 0,13 0,13 0,13 0,00 0,34 0,22 0,22 0,22			
Sattelzug 2		5,0	75 125	30 45
Fahrzeug Ladung	0,40 0,28 0,16 0,16 0,04 0,40 0,28 0,28			

Tabelle A-4: Lkw-Lastmodell „Mittelstreckenverkehr“ nach POHL [100]

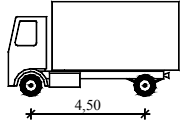
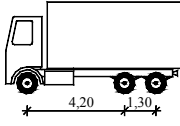
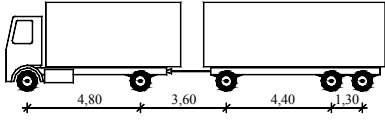
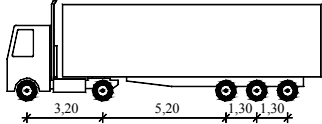
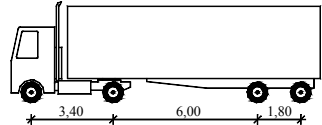
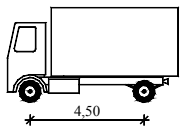
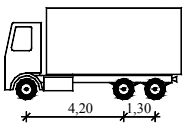
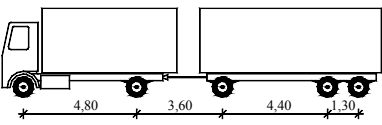
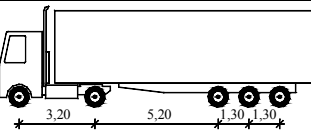
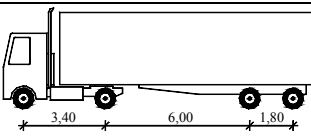
LKW – Typ	Geometrie und Lastverteilung	Auftrittswahrscheinlichkeit [%]	Gesamtgewicht von Fahrzeug und Ladung	
			Mittelwert [kN]	Standardabw. [kN]
Lkw 1		50,0		
Fahrzeug	0,60 0,40		45	20
Ladung	0,20 0,80		80	30
Lkw 2		5,0		
Fahrzeug	0,60 0,20 0,20		45	20
Ladung	0,12 0,44 0,44		150	60
LKW mit Anhänger		10,0		
Fahrzeug	0,30 0,22 0,18 0,15 0,15		105	40
Ladung	0,06 0,32 0,22 0,20 0,20		160	65
Sattelzug 1		20,0		
Fahrzeug	0,36 0,25 0,13 0,13 0,13		110	40
Ladung	0,00 0,34 0,22 0,22 0,22		180	70
Sattelzug 2		15,0		
Fahrzeug	0,40 0,28 0,16 0,16		90	35
Ladung	0,04 0,40 0,28 0,28		150	60

Tabelle A-5: Lkw-Lastmodell „Langstreckenverkehr“ nach POHL [100]

LKW – Typ	Geometrie und Lastverteilung	Auftrittens- wahrschein- lichkeit [%]	Gesamtgewicht von Fahrzeug und Ladung	
			Mittelwert [kN]	Standardabw. [kN]
Lkw 1		20,0	50	20
Fahrzeug Ladung	0,60 0,40 0,20 0,80			
Lkw 2		5,0	50	20
Fahrzeug Ladung	0,60 0,20 0,20 0,12 0,44 0,44			
LKW mit Anhänger		10,0	135	50
Fahrzeug Ladung	0,30 0,22 0,18 0,15 0,15 0,06 0,32 0,22 0,20 0,20			
Sattelzug 1		40,0	135	50
Fahrzeug Ladung	0,36 0,25 0,13 0,13 0,13 0,00 0,34 0,22 0,22 0,22			
Sattelzug 2		25,0	110	40
Fahrzeug Ladung	0,40 0,28 0,16 0,16 0,04 0,40 0,28 0,28			

A.2 Eisenbahnbrücken

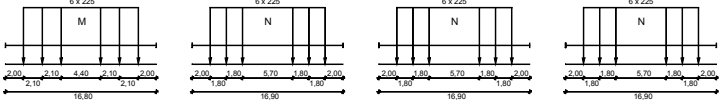
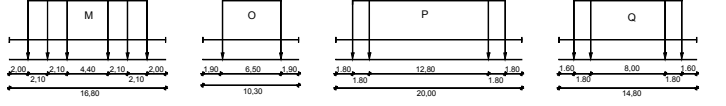
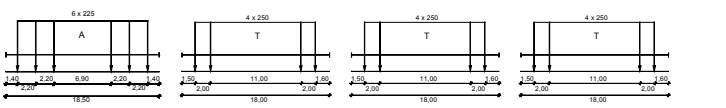
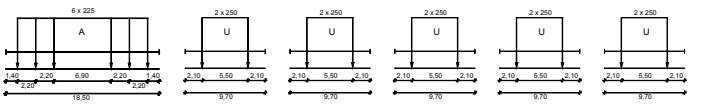
A.2.1 Standardmischverkehr

Tabelle A-6: Eisenbahn-Lastmodell nach Eurocode 1, Teil 3 [8]

Typenzug Tonnage	Geometrie und Lastbild	Auftretenswahrscheinlichkeit
Typ 1: Lokgezogener Personenzug 663 [t]	<p>Zugkomposition: A-B-B-B-B-B-B-B-B-B-B</p>	17,9%
Typ 2: Lokgezogener Personenzug 530 [t]	<p>Zugkomposition: C-D-D-D-D-D-D-D-D-D</p>	17,9%
Typ 3: Schnellfahrender Triebwagenzug 940 [t]	<p>Zugkomposition: E-F-F-F-F-F-F-F-F-F-F-F-F</p>	7,5%
Typ 4: Schnellfahrender Triebwagenzug 510 [t]	<p>Zugkomposition: H-I-J-J-J-J-J-J-K-L</p>	7,5%
Typ 5: Lokgezogener Güterzug 2160 [t]	<p>Zugkomposition: M-N-N-N-N-N-N-N-N-N-N-N-N</p>	10,4%
Typ 6: Lokgezogener Güterzug 1431 [t]	<p>Zugkomposition: M-O-O-P-O-Q-Q-O-P-P-P-O-O-Q-Q-O-P-Q-O-O-Q-Q-P</p>	17,9%
Typ 7: Lokgezogener Güterzug 1053 [t]	<p>Zugkomposition: A-R-R-R-R-R-R-R-R-R</p>	11,9%
Typ 8: Lokgezogener Güterzug 1053 [t]	<p>Zugkomposition: A-S-S-S-S-S-S-S-S-S-S-S-S-S-S</p>	9,0%

A.2.2 Schwerverkehr

Tabelle A-7: Eisenbahn-Lastmodell nach Eurocode 1, Teil 3 [8]

Typenzug Tonnage	Geometrie und Lastbild	Auftrittswahr- scheinlichkeit
Typ 5: Lokgezogener Güterzug 2160 [t]	 <p>Zugkomposition: M-N-N-N-N-N-N-N-N-N-N-N-N</p>	11,7%
Typ 6: Lokgezogener Güterzug 1431 [t]	 <p>Zugkomposition: M-O-O-P-O-Q-Q-O-P-P-P-O-O-Q-Q-O-P-Q-O-O-Q-Q-P</p>	25,5%
Typ 11: Lokgezogener Güterzug 1135 [t]	 <p>Zugkomposition: A-T-T-T-T-T-T-T-T-T</p>	31,4%
Typ 12: Lokgezogener Güterzug 1135 [t]	 <p>Zugkomposition: A-U-U-U-U-U-U-U-U-U-U-U-U-U-U-U-U-U-U</p>	31,4%

B Ermüdungsfestigkeit

B.1 Statistische Auswertung von Ermüdungsversuchen

B.1.1 Vorgehensweise bei einer ausreichenden Anzahl von Versuchsergebnissen [138]

a) Berechnung der Mittelwertkurve für Geradengleichung (B-1) mit Hilfe der linearen Regression auf der Basis der logarithmischen Daten:

$$y = b + mx \quad (\text{B-1})$$

mit $y = \log N$ (B-2)

$$x = \log \Delta\sigma \quad (\text{B-3})$$

$$b = \log a \quad (\text{B-4})$$

Der Achsenabschnitt b und die Steigung m berechnen sich für n Versuchswerte zu:

$$m = \frac{n \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{n \sum x_i^2 - \left(\sum x_i \right)^2} \quad (\text{B-5})$$

$$b = \frac{1}{n} \left(\sum y_i - m \sum x_i \right) \quad (\text{B-6})$$

Der Mittelwert x_m ist definiert bei $N_c = 2 \cdot 10^6$ Lastwechseln:

$$x_m = \log \Delta\sigma_m = \frac{y_m - b}{m} \quad (\text{B-7})$$

mit $y_m = \log N_c = \log 2.000.000$ (B-8)

b) Berechnung der Standardabweichung s

Für die Standardabweichung s gilt:

$$s = \sqrt{\frac{S_{yy} - mS_{xy}}{n - 2}} \quad (\text{B-9})$$

mit $S_{yy} = \sum y_i^2 - \frac{1}{n} \left(\sum y_i \right)^2$ (B-10)

$$S_{xy} = \sum x_i y_i - \frac{1}{n} \left(\sum x_i \sum y_i \right) \quad (\text{B-11})$$

c) Berechnung der unteren Vertrauensgrenze x_k

Die untere Vertrauensgrenze der 95%-Überlebenswahrscheinlichkeit y_k bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln liefert Gleichung

$$y_k = y_m - k \cdot s \quad (\text{B-12})$$

Entsprechend ergibt sich der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$ durch Gleichung (B-13)

$$x_k = \log \Delta\sigma_C = \frac{1}{m}(y_k - b) \quad (\text{B-13})$$

Neben der Standardabweichung s dient der Korrekturfaktor k zur Berücksichtigung weiterer Einflüsse wie Abweichungen von der angenommenen Verteilung oder Unterschiede zwischen der Verteilung der Stichprobe und dem gesamten Datensatz.

$$k = t_{(0,95,n-2)} \cdot \sqrt{f} \quad (\text{B-14})$$

Es wird angenommen, daß sich die Häufigkeitsverteilung für die Anzahl von $n \leq 30$ Versuchen wie eine Student-Verteilung verhält. $t_{(0,95,n-2)}$ ist der Wert der Studentverteilung für eine Überlebenswahrscheinlichkeit von 95% bei $n-2$ Freiheitsgrade. mit:

$$f = 1 + \frac{1}{n} + \frac{\left(x_m - \frac{1}{n} \sum_n x_i\right)^2}{S_{xx}} \quad (\text{B-15})$$

$$S_{xx} = \sum_n x_i^2 - \frac{1}{n} \left(\sum_n x_i\right)^2 \quad (\text{B-16})$$

d) Berechnung des charakteristischen Wertes der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$

$$\Delta\sigma_C = 10^{x_k} \quad (\text{B-17})$$

B.1.2 Vorgehensweise bei Vorgabe einer einheitlichen Steigung m

Falls die Anzahl von Versuchsergebnissen $n < 12-15$ ist, oder falls die Daten nicht ausreichend verteilt sind um m korrekt zu bestimmen, empfiehlt es sich einen festen Wert von m vorzugeben. Bei Schweißverbindungen empfiehlt sich der Wert von $m = 3$.

a) Berechnung der Mittelwertkurve für Geradengleichung (B-1) mit Hilfe der linearen Regression unter Vorgabe der Steigung $m = 3$

$$b = \frac{1}{n} \left(\sum_n y_i - m \sum_n x_i \right) \quad (\text{B-18})$$

$$x_m = \log \Delta\sigma_m = \frac{y_m - b}{m} \quad (\text{B-19})$$

$$y_m = \log N_C = \log 2.000.000 \quad (\text{B-20})$$

b) Für die Standardabweichung s gilt:

$$s^2 = \frac{1}{n-2} \sum_n (y_i - b - m \cdot x_i)^2 \quad (\text{B-21})$$

c) Berechnung der unteren Vertrauensgrenze y_k und x_k

$$y_k = y_m - k \cdot s \quad (\text{B-22})$$

$$x_k = \log \Delta\sigma_c = \frac{1}{m} (y_k - b) \quad (\text{B-23})$$

Abweichend zu dem in [138] beschriebenen Verfahren wird der Korrekturfaktor nach [128] bestimmt:

$$k = \frac{t_{(0,875,n-1)}}{\sqrt{n}} + \phi_{(0,95)} \cdot \sqrt{\frac{n-1}{\chi_{(0,125,n-1)}^2}} \quad (\text{B-24})$$

mit t Wert der Student-Verteilung, für eine einseitige Verteilung von 0,875 oder einer zweiseitigen Verteilung von 0,75 bei $n-1$ Freiheitsgraden.

ϕ Verteilungsfunktion der Gauss-Normalverteilung für eine Überlebenswahrscheinlichkeit von 95%, entspricht einem Wert von 1,645.

χ^2 Chi-Quadrat, für eine Wahrscheinlichkeit von 0,125 bei $n-1$ Freiheitsgraden.

Die Chi-Quadrat-Korrektur deckt eine mögliche Abweichung der Versuchsdaten von der angenommenen Gauss-Normalverteilung ab. Wenn anhand anderer Versuchsdaten Informationen über die Verteilung vorliegen, oder wenn eine große Anzahl von Datenpaaren zur Verfügung steht, kann auf diese Korrektur verzichtet werden.

B.2 Kerbformzahlen K_t

Tabelle B-1: Kerbformzahlen für Quersteifenanschlüsse unter Zugbeanspruchung

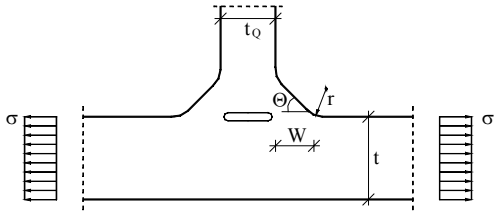
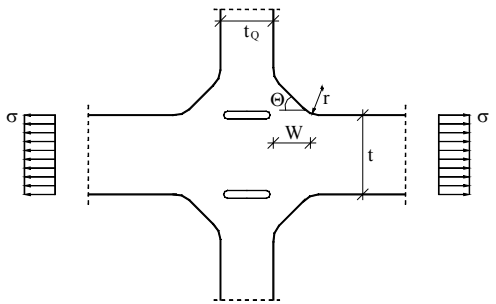
Quersteife, Zug	
SHRON [185]	
	<u>Gültigkeitsbereich:</u> $0,02 < r/t < 0,2$ $0,5 < W/t < 1,2$ $30^\circ < \Theta < 60^\circ \hat{=} \pi/6 < \Theta < \pi/3$
$K_t = 1 + \frac{2 \cdot W}{\sqrt{\left[\left(\frac{2 \cdot W}{t} + 1 \right)^2 + 1,6 \right] \cdot r}} \cdot \sin \Theta$	
MAKHNENKO [184]	
	<u>Gültigkeitsbereich:</u> $0,04 < r/t < 0,1$ $0,5 < W/t < 1,2$ $30^\circ < \Theta < 80^\circ \hat{=} \pi/6 < \Theta < 0,62 \cdot \pi$
$K_t = 1 + \frac{1 - e^{-0,9 \cdot \Theta \cdot \sqrt{\frac{W}{t} + 1}}}{1 - e^{-0,45 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W}{t} + 1}}} \cdot \left[\frac{1}{2,8 \cdot \left(\frac{2 \cdot W}{t} + 1 \right) - 2} \cdot \frac{W}{r} \right]^{0,65}$	

Tabelle B-2: Kerbformzahlen für Quersteifenanschlüsse unter Biegebeanspruchung

Quersteife, Biegung	
NISHIDA [183]	
	Gültigkeitsbereich: $0,04 < r/t < 0,2$ $0,5 < W/t < 1,2$ $30^\circ < \Theta < 80^\circ \hat{=} \pi/6 < \Theta < 0,62 \cdot \pi$
$K_t = 1 + \frac{1 - e^{-0,9 \cdot \Theta \cdot \sqrt{\frac{t}{2 \cdot W} + 1}}}{1 - e^{-0,45 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{t}{2 \cdot W} + 1}}} \cdot \left[\frac{0,13 + 0,65 \cdot \left(1 - \frac{r}{t}\right)^4}{\left(\frac{r}{t}\right)^{\frac{1}{3}}} \right] \cdot \tanh \left[\frac{\left(\frac{2 \cdot W}{t}\right)^{\frac{1}{4}}}{1 - \frac{r}{t}} \right]$	
NISHIDA [183]	
	Gültigkeitsbereich: $0,04 < r/t < 0,2$ $0,5 < W/t < 1,0$ $30^\circ < \Theta < 45^\circ \hat{=} \frac{\pi}{6} < \Theta < \frac{\pi}{4}$
$K_t = 1 + \frac{1 - e^{-0,9 \cdot \Theta \cdot \sqrt{\frac{t}{2 \cdot W} + 1}}}{1 - e^{-0,45 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{t}{2 \cdot W} + 1}}} \cdot \tanh \left[2 \cdot \left(\frac{t_Q}{t + 2 \cdot W} + \frac{r}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \cdot \tanh \left[\frac{\left(\frac{2 \cdot W}{t}\right)^{\frac{1}{4}}}{1 - \frac{r}{t}} \right] \cdot \left[\frac{0,13 + 0,65 \cdot \left(1 - \frac{r}{t}\right)^4}{\left(\frac{r}{t}\right)^{\frac{1}{3}}} \right]$	

Tabelle B-3: Kerbformzahlen den Anschluß Steg – Flansch unter Biegebeanspruchung

Anschluß Steg - Flansch, Biegung	
DALFERTH [165]	
	Gültigkeitsbereich: $0,015 \leq r/t \leq 0,1$ $W/t = 1,0$ $30^\circ \leq \Theta \leq 75^\circ \hat{=} \pi/6 \leq \Theta \leq 5\pi/12$
$K_t = (0,023 \cdot t + 1,134) \cdot \Theta^{0,0042 \cdot t + 0,031} \cdot r^{0,00007 \cdot \Theta^2 - 0,0096 \cdot \Theta - 0,0075}$	

B.3 Kerbwirkungszahl K_f

B.3.1 NEUBER [156]

Die Berücksichtigung der Mikrostützwirkung erfolgt durch eine fiktive Vergrößerung des tatsächlichen Kerbradius r der Kerbe:

$$r_{\text{fik}} = r + s \cdot r^* \quad (\text{B-25})$$

mit s Faktor der Mikrostützwirkung in Abhängigkeit der Beanspruchung und Festigkeitshypothese

r^* Ersatzstrukturlänge

Ausgehend von diesem fiktiven Kerbradius erfolgt die Bestimmung der Kerbwirkungszahl gemäß Gleichung (B-26):

$$K_f = K_t(r_{\text{fik}} = r + s \cdot r^*) \quad (\text{B-26})$$

B.3.2 PETERSON [157]

Auf der Basis von Versuchsergebnissen gibt PETERSON folgende Näherungsformel für die Größe der Kerbwirkungszahl an:

$$K_f = 1 + \frac{K_t - 1}{1 + \frac{a_p}{r}} \quad (\text{B-27})$$

mit a_p Materialkonstante in Abhängigkeit der Zugfestigkeit

B.3.3 RADAJ [174]

Für die Berücksichtigung der Mikrostützwirkung bei Schweißverbindungen schlägt RADAJ, basierend auf dem Konzept von NEUBER vor, den realen Kerbradius konservativ zu $r = 0$ anzusetzen. Unter Zugrundelegung von $s = 2,5$ und $r^* = 0,4$ mm ergibt sich so der fiktive Kerbradius zu:

$$r_{\text{fik}} = r + s \cdot r^* = 0 + 0,4 \text{ mm} \cdot 2,5 = 1,0 \text{ mm} \quad (\text{B-28})$$

Diese Annahme wird damit begründet, daß im ungünstigsten Fall („Worst Case“) der tatsächliche Kerbradius $r = 0$ ist.

B.3.4 LAWRENCE [149], [158]

Die Bestimmung von K_f erfolgt unter Zuhilfenahme der Formel von PETERSON. Der reale Kerbradius wird ebenfalls ungünstig zu $r \rightarrow 0$ angenommen. Entsprechend ergibt sich nach Gleichung (B-27) der größtmögliche K_f -Wert bei einem Radius von $r \approx a_p$.

B.3.5 Vergleich der Ansätze

Bild B-1 zeigt zusammenfassend einen Vergleich der unterschiedlichen Ansätze für die Kerbwirkungszahl K_f in Relation zur Kerbformzahl K_t und in Abhängigkeit des Kerbradius r .

Bei den Vorschlägen von RADAJ und LAWRENCE für Schweißverbindungen handelt es sich um „Worst-Case-Konzepte“, bei denen der Kerbradius konservativ abgeschätzt wird. Als Konsequenz ergibt sich unabhängig von der Größe des tatsächlich vorhandenen Kerbradius ein konstanter Wert für K_f . Die Ansätze von NEUBER und PETERSON ergeben für geringe Kerbradien deutlich unterschiedliche Ergebnisse. NEUBER's Formel zeigt für kleiner werdende Kerbradien ein kontinuierliches Wachstum mit einem lokalen Maximum bei $r = 0$. Die Formel von PETERSON hingegen besitzt ein lokales Maximum bei $r \approx a_p$ und ein lokales Minimum bei $r = 0$.

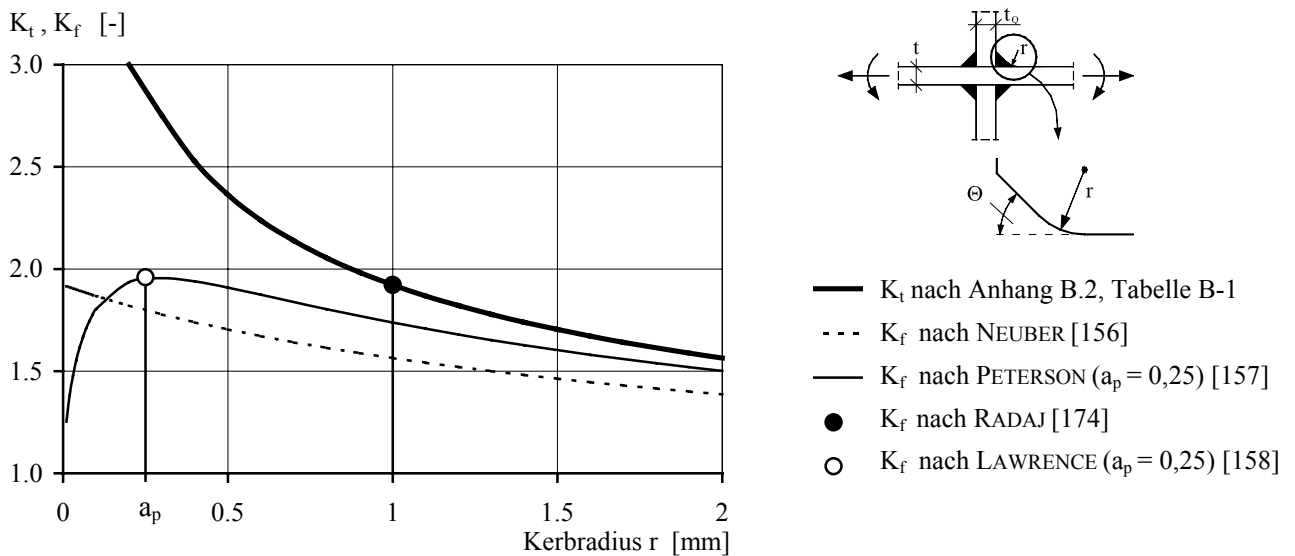


Bild B-1: Unterschiedliche Ansätze für die Kerbwirkungszahl K_f

B.4 Werkstoffkennwerte der Rißwachstumsgleichung

Tabelle B-4: Zusammenstellung von C und m-Werten nach [225]

1	Literatur	m	C
2	BOKALRUD/CARLSEN	3,10	$1,12 \cdot 10^{-13}$
3	HANEL	3,33	$1,37 \cdot 10^{-13}$
4	HIRT	3,00	$2,18 \cdot 10^{-13}$
5	FISCHER	3,00	$2,18 \cdot 10^{-13}$
6	HOBBACHER	3,00	$2,00 \cdot 10^{-13}$
7	Literatur	$C = f(m)$	$C = f(3)$
8	GURNEY	$C = 1,32 \cdot 10^{-4} \cdot 895^{-m}$	$1,84 \cdot 10^{-13}$
9	TANAKA	$C = 1,70 \cdot 10^{-4} \cdot 1015^{-m}$	$1,62 \cdot 10^{-13}$
10	KOBAYADHI	$C = 2,72 \cdot 10^{-4} \cdot 1129^{-m}$	$1,84 \cdot 10^{-13}$
11	HOBBACHER	$C = 2,16 \cdot 10^{-4} \cdot 977^{-m}$	$1,89 \cdot 10^{-13}$
12	TOTH	$C = 1,72 \cdot 10^{-4} \cdot 977^{-m}$	$1,84 \cdot 10^{-13}$

B.5 Korrekturfunktionen Y

Tabelle B-5: Korrekturfunktion Y, halbelliptischer Oberflächenriß unter Zugbeanspruchung

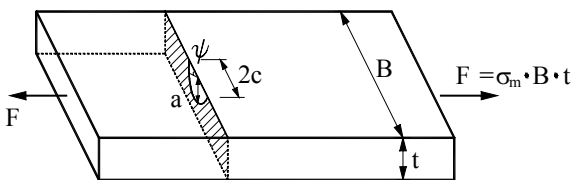
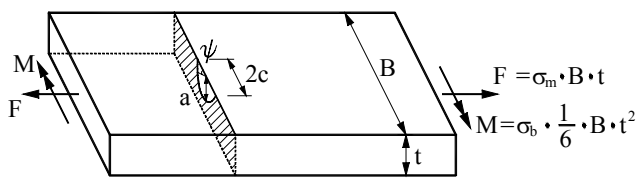
Halbelliptischer Riß, Zug	
NEWMAN und RAJU [220]	
	Gültigkeitsbereich: $0 \leq a/c \leq 1$ $2c/b \leq 0,5$ $0 < \psi < \pi$
$Y = \frac{F_s}{\sqrt{Q}}$ $F_s = \left[M_1 + M_2 \cdot \left(\frac{a}{t} \right)^2 + M_3 \cdot \left(\frac{a}{t} \right)^4 \right] \cdot g \cdot f_\psi \cdot f_w$ $Q = 1 + 1,464 \cdot \left(\frac{a}{c} \right)^{1,65}$ $M_1 = 1,13 - 0,09 \cdot \frac{a}{c}$ $M_2 = -0,54 + \frac{0,89}{0,2 + \frac{a}{c}}$ $M_3 = 0,5 - \frac{1}{0,69 + \frac{a}{c}} + 14 \cdot \left(1 - \frac{a}{c} \right)^{24}$ $g = 1 + \left[0,1 + 0,35 \left(\frac{a}{t} \right)^2 \right] \cdot (1 - \sin \psi)^2$ $f_\psi = \left[\left(\frac{a}{c} \right)^2 \cdot \cos^2 \psi + \sin^2 \psi \right]^{\frac{1}{4}}$ $f_w = \frac{1}{\cos \left(\frac{\pi \cdot c}{B} \cdot \sqrt{\frac{a}{t}} \right)}$	

Tabelle B-6: Korrekturfunktion Y, halbelliptischer Oberflächenriß unter Zug und Biegung

Halbelliptischer Riß, Zug und Biegung	
NEWMAN und RAJU [220]	
	Gültigkeitsbereich: $0 \leq a/t \leq 1$ $0 \leq a/c \leq 1$ $2a/B \leq 0,5$ $0 \leq \psi \leq \pi$
$Y_M = \frac{F_s}{\sqrt{\Phi}}$ $Y_b = M^* \cdot \frac{F_s}{\sqrt{\Phi}}$ $\Phi = 1 + 1,464 \cdot \left(\frac{a}{c}\right)^{1,65}$ $F_s = \left[M_1 + M_2 \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^2 + M_3 \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^4 \right] \cdot M_4 \cdot M_5 \cdot M_6$ $M_1 = 1,13 - 0,09 \left(\frac{a}{c}\right) \qquad M_4 = 1 + \left[0,1 + 0,35 \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^2 \right] \cdot (1 - \sin \psi)^2$ $M_2 = \frac{0,89}{0,2 + \left(\frac{a}{c}\right)} - 0,54 \qquad M_5 = \left[\sin^2 \psi + \left(\frac{a}{c}\right)^2 \cdot \cos^2 \psi \right]^{0,25}$ $M_3 = 0,5 - \frac{1}{0,65 + \left(\frac{a}{c}\right)} + 14 \cdot \left(1 - \frac{a}{c}\right)^{24} \qquad M_6 = \left[\sec \left(\pi \cdot \frac{c}{B} \cdot \sqrt{\frac{a}{t}} \right) \right]^{0,5}$ $M^* = M_1^* + (M_2^* - M_1^*) \cdot \sin^p \psi$ $M_1^* = 1 - 0,34 \cdot \frac{a}{t} - 0,11 \cdot \frac{a}{c} \cdot \frac{a}{t}$ $M_2^* = 1 - \left(1,22 + 0,12 \cdot \frac{a}{c} \right) \cdot \frac{a}{t} + \left[0,55 - 1,05 \cdot \left(\frac{a}{c}\right)^{0,75} + 0,47 \cdot \left(\frac{a}{c}\right)^{1,5} \right] \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^2$ $p = 0,2 + \frac{a}{c} + 0,6 \cdot \frac{a}{t}$	

B.6 Korrekturfunktionen M_k

Tabelle B-7: Korrekturfunktion M_k , Quersteifenanschluß unter Zugbeanspruchung

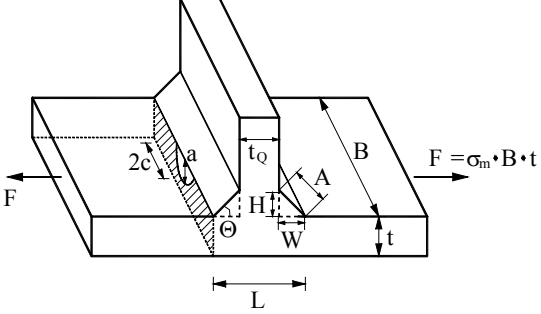
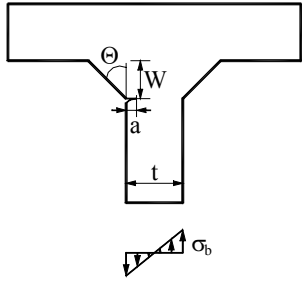
Quersteife, Zug	
HOBBACHER [224]	
	Gültigkeitsbereich: $0,2 \leq \frac{H}{t} \leq 1,0$ $0,2 \leq \frac{t_Q}{t} \leq 4,0$ $0,2 \leq \frac{W}{t} \leq 1,0$ $0,175 \leq \frac{A}{t} \leq 0,72$ $15^\circ \leq \Theta \leq 60^\circ \cong \frac{\pi}{12} \leq \Theta \leq \frac{\pi}{3}$
$M_k = C \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^k$ und $M_k \geq 1,0$ $C = 0,8068 + 0,1554 \cdot \frac{H}{t} + 0,0429 \cdot \left(\frac{H}{t}\right)^2 + 0,0794 \cdot \frac{W}{t}$ $k = -0,1993 - 0,1839 \cdot \frac{H}{t} + 0,0495 \cdot \left(\frac{H}{t}\right)^2 + 0,0815 \cdot \frac{W}{t}$	

Tabelle B-8: Korrekturfunktion M_k , Anschluß Steg – Flansch unter Biegebeanspruchung

Anschluß Steg – Flansch, Biegung	
KOHN [225]	
	Gültigkeitsbereich: $0,005 \leq \frac{a}{t} \leq 0,8$ $\frac{a}{c} \rightarrow \infty$ $\frac{W}{t} = 1,0$ $30^\circ \leq \Theta \leq 60^\circ \cong \frac{\pi}{6} \leq \Theta \leq \frac{\pi}{3}$
$M_k = c \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^k$ und $M_k \geq 1,0$ $c = 0,585$ $k = 24,55 \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^3 - 12,95 \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^2 + 1,34 \cdot \left(\frac{a}{t}\right) - 0,273$	

C Ergebnisse der Parameterstudien

C.1 Straßenbrücken

C.1.1 Verbundbrücken

Tabelle C-1: Ergebnisse der Parameterstudien an einfeldrigen Straßenverbundbrücken VSE

VSE			L = 20 m		L = 40 m		L = 60 m	
α	n_x - n_y	e_0	EA	FM, $\psi = -2$	EA	FM, $\psi = -2$	EA	FM, $\psi = -2$
1,0	1 - 1	a/250	100,2	162,0	141,9	300,0	180,6	300,0
		a/100		142,5				
	1 - 2	a/250	75,1	121,5	124,7	240,2	174,1	300,0
		a/100						
	2 - 1	a/250	74,9	120,2	124,3	207,9	173,4	285,0
		a/100				160,3		159,5
	ULS	EC 3	65,1	123,3	102,3	228,0	132,6	300,0
		DIN	-	119,0	-	200,0	-	227,0
1,5	1 - 1	a/250	91,3	160,3	131,2	300,0	161,5	300,0
		a/100		140,9		269,3		
	1 - 2	a/250	80,2	114,2	122,4	246,6	159,0	300,0
		1/100				190,6		
	ULS	EC 3	61,0	116,9	97,6	217,0	125,5	300,0
		DIN	-	114,0	-	196,0	-	215,0
2,0	1 - 1	a/250	100,1	160,2	130,9	300,0	199,8	300,0
		a/100		141,6				
	1 - 2	a/250	89,3	120,6	122,1	300,0	158,4	300,0
		a/100				199,5		
	1 - 3	a/250	89,4	120,0	120,4	291,8	152,3	300,0
		a/100				224,4		
	ULS	EC 3	59,2	114,1	94,9	205,7	122,6	300,0
		DIN	-	111,0	-	191,0	-	203,0

EA = Endauflager, FM = Feldmitte

Tabelle C-2: Ergebnisse der Parameterstudien an zweifeldrigen Straßenverbundbrücken VSZ

VSZ			L = 20 m			L = 40 m			L = 60 m		
α	n_x - n_y	e_0	EA	FM $\psi = -2$	ZA $\psi = -1$	EA	FM $\psi = -2$	ZA $\psi = -1$	EA	FM $\psi = -2$	ZA $\psi = -1$
1,0	1 - 1	a/250	104,8	166,4	94,7	151,8	300,0	134,7	194,5	300,0	162,2
		a/100		143,5		132,5	252,7		191,2	300,0	161,7
	1 - 2	a/250	74,6	128,2	84,8	128,1	238,1	122,3	187,1	300,0	172,1
		a/100					164,9		164,9	168,9	273,1
	2 - 1	a/250	74,3	124,3	82,7	127,9	231,7	124,4	185,8	300,0	167,3
		a/100					163,2		163,2	164,6	225,0
	ULS	EC 3	68,8	128,1	59,4	112,2	251,0	83,0	149,0	300,0	107,0
		DIN	-	122,0	-	-	215,0	-	-	253,0	-
1,5	1 - 1	a/250	100,1	161,6	91,0	140,7	300,0	125,2	176,5	300,0	15,8
		a/100		141,1		128,2	260,2		173,2	300,0	157,6
	1 - 2	a/250	71,2	120,3	85,1	127,6	245,9	122,8	171,2	300,0	158,0
		a/100					191,0		191,0	161,2	300,0
	ULS	EC 3	64,2	126,5	55,9	106,3	227,0	78,0	141,1	300,0	101,0
		DIN	-	120,0	-	-	204,0	-	-	242,0	-
2,0	1 - 1	a/250	100,9	167,4	91,5	158,2	300,0	124,9	202,3	300,0	158,7
		a/100		142,0		143,7	270,4		193,7	300,0	147,1
	1 - 2	a/250	89,4	120,7	83,9	129,1	243,1	120,5	163,4	300,0	143,1
		a/100					175,0		175,0	159,5	300,0
	1 - 3	a/250	89,9	120,1	84,1	129,9	278,0	120,6	166,2	300,0	143,2
		a/100					216,2		216,2	161,2	300,0
	ULS	EC 3	62,4	123,6	52,5	103,9	221,1	75,1	137,7	300,0	97,0
		DIN	-	117,0	-	-	199,0	-	-	237,0	-

EA = Endauflager, FM = Feldmitte, ZA = Zwischenaufleger

C.1.2 Stahlbrücken

Tabelle C-3: Ergebnisse der Parameterstudien an einfeldrigen Straßenbrücken aus Stahl SSE

VSE			L = 20 m		L = 40 m		L = 60 m	
α	$n_x - n_y$	e_0	EA	FM, $\psi = -2$	EA	FM, $\psi = -2$	EA	FM, $\psi = -2$
1,0	1 - 1	a/250	117,5	155,1	171,4	300,0	228,1	300,0
		a/100		140,5	160,5	223,9	213,6	300,0
	1 - 2	a/250	77,9	121,1	133,6	228,1	212,7	300,0
		a/100				157,9	181,6	248,1
	2 - 1	a/250	78,3	120,1	132,9	200,3	211,5	278,0
		a/100				157,2	180,2	201,7
ULS	EC 3	75,6	132,3	127,9	243,2	172,3	300,0	
	DIN	-	121,0	-	200,0	-	233,0	
1,5	1 - 1	a/250	110,7	152,3	162,0	300,0	207,2	300,0
		a/100		140,5	150,5	237,3	196,8	300,0
	1 - 2	a/250	87,8	112,3	140,8	242,0	198,8	300,0
		a/100				140,0	173,8	182,1
	ULS	EC 3	69,8	125,1	121,1	229,2	162,6	300,0
		DIN	-	115,0	-	191,0	-	223,0
2,0	1 - 1	a/250	112,7	151,7	163,6	300,0	221,5	300,0
		a/100		139,8	153,9	253,7	198,6	300,0
	1 - 2	a/250	94,7	120,3	143,2	269,6	193,1	300,0
		a/100				140,5	192,1	183,5
	1 - 3	a/250	99,1	114,3	147,4	271,3	193,8	300,0
		a/100				141,3	196,5	185,1
	ULS	EC 3	67,7	120,7	118,3	223,2	158,7	300,0
		DIN	-	111,0	-	185,0	-	216,0

EA = Endauflager, FM = Feldmitte

Tabelle C-4: Ergebnisse der Parameterstudien an zweifeldrigen Straßenbrücken aus Stahl SSZ

SSZ			L = 20 m			L = 40 m			L = 60 m		
α	$n_x - n_y$	e_0	EA	FM $\psi = -2$	ZA $\psi = -1$	EA	FM $\psi = -2$	ZA $\psi = -1$	EA	FM $\psi = -2$	ZA $\psi = -1$
1,0	1 - 1	a/250	120,1	145,1	110,3	183,8	300,0	163,7	238,4	300,0	188,3
		a/100		140,1		164,2	245,4	151,4	224,2	300,0	180,7
	1 - 2	a/250	79,7	121,3	75,7	130,8	225,6	147,3	221,9	300,0	162,5
		a/100					156,1	140,7	183,2	246,1	145,1
	2 - 1	a/250	78,2	120,3	78,7	130,2	203,2	142,3	229,7	281,7	163,9
		a/100					159,2	140,3	208,1	210,5	146,3
ULS	EC 3	77,7	130,5	70,6	137,5	250,8	116,3	187,2	300,0	142,1	
	DIN	-	121,0	-	-	205,0	-	-	257,0	-	
1,5	1 - 1	a/250	114,1	141,6	105,5	171,1	297,5	158,5	221,7	300,0	186,7
		a/100		140,1		154,4	247,2	148,9	206,8	300,0	182,3
	1 - 2	a/250	87,5	115,6	88,2	141,6	242,1	144,3	210,4	300,0	176,9
		a/100					140,2	180,8	140,8	189,6	200,6
	ULS	EC 3	72,6	123,2	65,8	130,1	235,9	110,3	176,6	300,0	134,7
		DIN	-	114,0	-	-	193,0	-	-	243,0	-
2,0	1 - 1	a/250	123,8	158,8	128,9	171,6	298,1	171,2	232,7	300,0	192,3
		a/100		141,1		161,1	262,6	153,9	211,2	300,0	187,9
	1 - 2	a/250	99,1	137,3	98,7	149,7	279,0	165,5	227,5	300,0	175,2
		a/100				111,8	141,0	194,1	142,9	198,3	300,0
	1 - 3	a/250	107,9	137,2	99,0	178,3	265,6	168,6	209,5	300,0	170,6
		a/100				110,7	151,9	198,1	143,8	199,8	300,0
	ULS	EC 3	70,6	120,6	63,9	127,0	230,2	104,7	172,2	300,0	129,7
		DIN	-	110,0	-	-	187,0	-	-	236,0	-

EA = Endauflager, FM = Feldmitte, ZA = Zwischenaufleger

C.2 Eisenbahnbrücken

C.2.1 Verbundbrücken

Tabelle C-5: Ergebnisse der Parameterstudien an einfeldrigen Eisenbahnverbundbrücken VBE

VBE			L = 20 m		L = 40 m		L = 60 m	
α	$n_x - n_y$	e_0	EA	FM, $\psi = -2$	EA	FM, $\psi = -2$	EA	FM, $\psi = -2$
1,0	1 - 1	a/250	124,4	161,7	191,4	300,0	238,3	300,0
		a/100		144,1	189,4	249,4	234,1	277,8
	1 - 2	a/250	120,4	123,3	182,8	288,1	235,6	295,2
		a/100		167,2	223,8	219,4	248,5	
	2 - 1	a/250	120,7	122,2	186,8	265,3	234,4	262,1
		a/100		171,4	191,9	220,6	240,9	
ULS	EC 3	98,6	259,0	159,0	300,0	201,9	300,0	
	DIN	-	229,0	-	300,0	-	300,0	
1,5	1 - 1	a/250	108,7	135,1	172,6	289,7	211,6	300,0
		a/100		171,5	208,3	206,1	261,3	
	1 - 2	a/250	107,6	120,2	170,3	238,6	208,8	257,0
		a/100		162,6	198,2	195,2	228,5	
	ULS	EC 3	93,3	249,0	150,2	300,0	190,4	300,0
		DIN	-	216,0	-	290,0	-	300,0
2,0	1 - 1	a/250	107,9	141,1	170,7	250,2	208,6	300,0
		a/100		165,8	204,3	201,5	269,5	
	1 - 2	a/250	106,5	121,6	165,1	234,1	197,2	258,4
		a/100		158,5	198,1	191,9	219,7	
	1 - 3	a/250	106,2	120,3	169,3	227,4	198,4	249,5
		a/100		161,2	196,5	192,3	216,0	
ULS	EC 3	91,3	245,0	146,6	300,0	185,6	300,0	
	DIN	-	210,0	-	284,0	-	300,0	

EA = Endauflager, FM = Feldmitte

Tabelle C-6: Ergebnisse der Parameterstudien an zweifeldrigen Eisenbahnverbundbrücken VBZ

VBZ			L = 20 m			L = 40 m			L = 60 m		
α	$n_x - n_y$	e_0	EA	FM $\psi = -2$	ZA $\psi = -1$	EA	FM $\psi = -2$	ZA $\psi = -1$	EA	FM $\psi = -2$	ZA $\psi = -1$
1,0	1 - 1	a/250	131,7	187,8	123,0	207,9	300,0	175,2	269,1	300,0	204,8
		a/100		152,4		200,6	255,8	173,1	261,3	287,5	201,2
	1 - 2	a/250	121,0	135,8	117,2	196,9	293,7	174,3	249,1	293,2	220,1
		a/100		134,9		176,5	226,9	169,8	232,4	239,7	213,6
	2 - 1	a/250	121,6	134,3	118,1	201,7	286,3	174,6	252,0	271,4	206,5
		a/100		134,2		181,7	195,9	171,8	234,7	253,2	201,0
ULS	EC 3	110,9	275,0	88,9	178,2	300,0	140,5	228,5	300,0	170,9	
	DIN	-	231,0	-	-	300,0	-	-	300,0	-	
1,5	1 - 1	a/250	119,4	136,6	99,7	195,4	300,0	169,4	245,3	300,0	179,4
		a/100		135,8		194,7	215,5	159,4	239,6	261,1	164,3
	1 - 2	a/250	110,3	121,8	95,6	193,4	243,0	168,6	236,4	264,0	167,2
		a/100		186,4		212,0	165,0	230,5	240,0	162,5	
	ULS	EC 3	105,2	262,0	83,1	168,2	300,0	132,9	215,2	300,0	166,2
		DIN	-	217,0	-	-	299,0	-	-	300,0	-
2,0	1 - 1	a/250	117,3	141,3	112,1	192,7	267,9	163,2	251,7	300,0	200,7
		a/100		138,6		188,3	224,4	159,6	243,3	264,2	193,2
	1 - 2	a/250	114,8	129,7	110,9	175,7	241,4	155,1	235,1	271,3	189,5
		a/100		171,1		205,9	154,2	229,8	245,7	181,7	
	1 - 3	a/250	113,7	130,3	109,9	178,3	238,5	155,4	231,7	258,6	192,5
		a/100		172,9		203,4	153,8	224,6	236,2	180,3	
ULS	EC 3	102,7	255,0	80,8	164,1	300,0	129,9	209,8	300,0	161,4	
	DIN	-	211,0	-	-	291,0	-	-	300,0	-	

EA = Endauflager, FM = Feldmitte, ZA = Zwischenaufleger

C.2.2 Stahlbrücken

Tabelle C-7: Ergebnisse der Parameterstudien an einfeldrigen Eisenbahnbrücken aus Stahl SBE

SBE			L = 20 m		L = 40 m		L = 60 m	
α	$n_x - n_y$	e_0	EA	FM, $\psi = -2$	EA	FM, $\psi = -2$	EA	FM, $\psi = -2$
1,0	1 - 1	a/250	129,6	166,5	204,2	300,0	262,4	300,0
		a/100		144,7	197,8	238,5	257,3	290,2
	1 - 2	a/250	120,8	125,9	193,9	282,1	246,8	281,9
		a/100			173,4	221,7	229,1	234,7
	2 - 1	a/250	121,3	121,9	199,1	234,6	249,8	273,4
		a/100			180,4	189,2	233,4	215,8
ULS	EC 3	107,6	265,0	175,5	300,0	224,5	300,0	
	DIN	-	219,0	-	287,0	-	300,0	
1,5	1 - 1	a/250	117,5	136,5	188,3	278,1	229,7	292,2
		a/100			187,5	200,0	217,4	237,1
	1 - 2	a/250	108,3	121,3	185,9	230,6	226,3	254,5
		a/100			175,6	198,1	214,5	212,3
	ULS	EC 3	102,1	251,0	165,6	300,0	211,5	300,0
		DIN	-	207,0	-	272,0	-	300,0
2,0	1 - 1	a/250	115,9	155,7	186,9	242,7	244,9	295,1
		a/100		137,1	181,3	202,3	221,5	254,3
	1 - 2	a/250	110,7	123,1	184,5	231,8	233,1	253,7
		a/100			169,2	200,8	215,4	223,1
	1 - 3	a/250	109,3	121,5	179,4	218,3	229,7	251,3
		a/100			171,3	193,7	212,3	224,1
ULS	EC 3	99,8	243,0	161,6	300,0	204,1	300,0	
	DIN	-	201,0	-	261,0	-	300,0	

EA = Endauflager, FM = Feldmitte

Tabelle C-8: Ergebnisse der Parameterstudien an zweifeldrigen Eisenbahnbrücken aus Stahl SBZ

SBZ			L = 20 m			L = 40 m			L = 60 m		
α	$n_x - n_y$	e_0	EA	FM $\psi = -2$	ZA $\psi = -1$	EA	FM $\psi = -2$	ZA $\psi = -1$	EA	FM $\psi = -2$	ZA $\psi = -1$
1,0	1 - 1	a/250	136,4	190,8	127,4	222,8	291,2	192,7	271,5	300,0	206,3
		a/100	136,2	153,3		211,5	250,7	180,9	267,3	283,4	202,4
	1 - 2	a/250	121,3	143,4	119,3	207,8	286,6	182,8	259,9	291,1	194,1
		a/100		138,2		197,2	226,5	178,4	241,2	235,5	177,2
	2 - 1	a/250	122,0	141,2	119,8	213,4	281,9	171,4	263,6	266,3	200,8
		a/100		137,6		201,8	203,3	159,8	247,3	246,9	191,4
ULS	EC 3	119,3	281,0	95,6	195,0	300,0	154,0	249,4	300,0	175,3	
	DIN	-	230,0	-	-	300,0	-	-	300,0	-	
1,5	1 - 1	a/250	126,8	149,1	117,3	201,3	283,4	174,1	247,7	283,2	199,5
		a/100		141,6		195,7	210,3	172,8	243,2	239,1	173,7
	1 - 2	a/250	118,7	124,3	108,2	195,4	238,1	173,0	245,8	258,6	172,1
		a/100		184,4		209,8	168,6	235,9	224,9	171,6	
	ULS	EC 3	113,0	270,0	90,0	183,1	300,0	145,6	234,7	300,0	170,1
		DIN	-	217,0	-	-	294,0	-	-	300,0	-
2,0	1 - 1	a/250	125,2	151,2	119,2	200,1	261,7	181,6	258,3	300,0	212,3
		a/100		146,3		194,3	213,6	176,2	233,5	261,2	197,8
	1 - 2	a/250	119,2	145,8	117,3	196,6	239,0	170,1	247,2	270,1	198,1
		a/100		138,2		190,8	205,5	167,2	236,2	240,9	191,3
	1 - 3	a/250	118,3	136,7	111,7	193,5	233,1	168,5	245,2	254,7	191,2
		a/100		134,2		188,3	199,6	166,7	232,6	231,4	187,2
ULS	EC 3	110,5	262,0	88,1	179,4	300,0	142,1	228,6	300,0	164,7	
	DIN	-	211,0	-	-	287,0	-	-	300,0	-	

EA = Endauflager, FM = Feldmitte, ZA = Zwischenaflager

D Bemessungsbeispiel

Am Beispiel einer Straßenverbundbrücke sollen bestehende Regeln und Vorschläge zum Stegatten verglichen werden. Die Betrachtungen beschränken sich auf zwei Beulfelder am Auflager und in Feldmitte des Brückensystems VSE-40, vgl. Bild D-1. Als Grundlage des Vergleichs wird getrennt für die einzelnen Regeln und Vorschläge die maximale Stegblechschlankheit ermittelt, bei deren Einhaltung der Nachweis der Stegattung als erfüllt betrachtet werden kann.

Tabelle D-1 enthält eine Zusammenstellung der Beanspruchungen. Für beide Beulfelder sind getrennt für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS), den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) unter dem Ansatz der häufigen Lastkombination sowie dem Eigengewicht die Schnittgrößen bzw. Spannungen angegeben.

Als Material wird ein S 355 zugrunde gelegt.

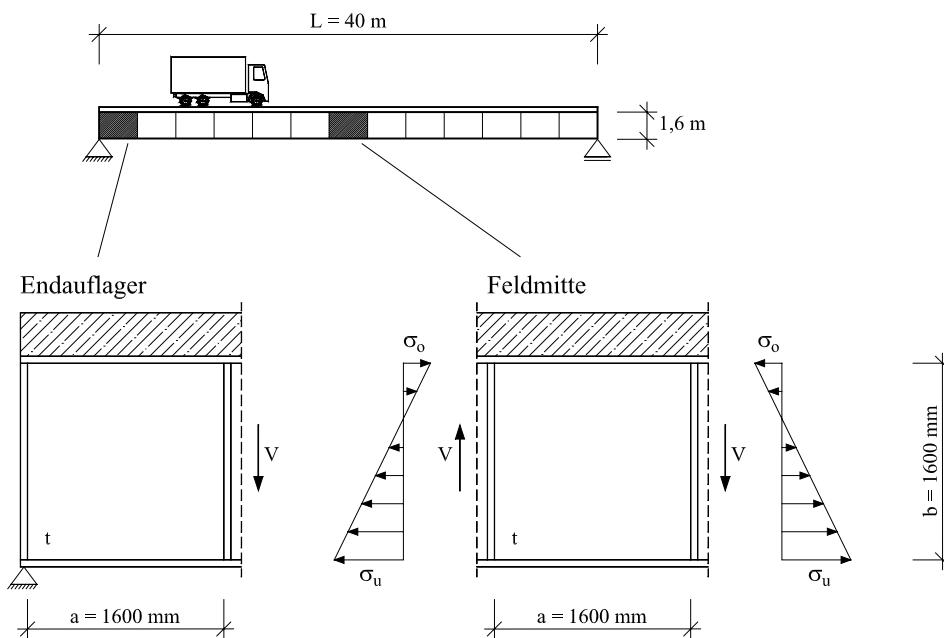


Bild D-1: Referenzsystem und Beulfelder für den Vergleich

Tabelle D-1: Zusammenstellung der Beanspruchungen

	Endauflager	Feldmitte		
	V [kN]	σ_o [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	V [kN]
Eigengewicht ($\gamma_F = 1,0$)	1265	-83	117	0
ULS	3484	-111	297	673
SLS	1989	-88	174	298

Lebenslauf

Name: Hans-Peter Günther

Geburtsdatum: 10.02.1971

Geburtsort: Alpirsbach

1977 - 1987 Grund- und Realschule, Bildungszentrum Sulzbergschule, Alpirsbach

1987 - 1990 Technisches Gymnasium, Heinrich-Schickart-Schule, Freudenstadt

Mai 1990 Abitur

1990 - 1991 Wehrdienst in Dornstadt bei Ulm und in Cottbus

1991 - 1997 Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Stuttgart und der University of Calgary, Canada

April 1997 Abschluß 'Diplom-Ingenieur'

1993 - 1994 Studentische Hilfskraft am Institut für Mechanik

1995 - 1997 Studentische Hilfskraft am Institut für Konstruktion und Entwurf

1997 - 2001 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktion und Entwurf