

Zur Materialermüdung infolge Stegattung

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

vorgelegt von

Ulrike Spiegelhalder

aus Leonberg

Hauptberichter: Professorin Dr.-Ing. U. Kuhlmann

Mitberichter: Professor Dr.-Ing. R. Maquoi

Professor DSc., Hon.DSc., PhD., FEng. M. Škaloud

Tag der mündlichen Prüfung: 21. Januar 2000

Institut für Konstruktion und Entwurf I der Universität Stuttgart

2000

Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf I; Nr. 2000-2

Ulrike Spiegelhalder Zur Materialermüdung infolge Stegatemung

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

Redaktion Dipl.-Ing. Hans-Peter Günther

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Konstruktion und Entwurf I (ehemals Institut für Stahlbau und Holzbau) der Universität Stuttgart.

Frau Professorin Dr.-Ing. U. Kuhlmann, Direktorin des Instituts für Konstruktion und Entwurf I der Universität Stuttgart, danke ich sehr herzlich für ihre intensive Unterstützung und ihr Engagement bei der Anfertigung der Arbeit, der Durchführung der Versuche sowie für die Übernahme des Hauptberichtes.

Mein aufrichtiger Dank gilt auch Herrn Professor DSc., Hon.DSc., PhD., FEng. Miroslav Škaloud, Direktor des Instituts für theoretische und angewandte Mechanik der Tschechischen Akademie der Wissenschaften in Prag sowie Herrn Professor Dr.-Ing. René Maquoi, Direktor des Instituts Mécanique des matériaux - Stabilité des constructions - Mécanique des structures der Universität Liège für die fruchtbare Zusammenarbeit und die freundliche Unterstützung während der Bearbeitung und anschließend für die kritische Durchsicht der Arbeit und die Übernahme der Mitberichte.

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 I der Universität Stuttgart für die Anregungen und gute Zusammenarbeit. Ich wünsche allen viel Erfolg für ihren weiteren Lebensweg.

Ein ganz besonderer Dank gilt meinem Mann und unserer Rasselbande für ihre Geduld und Toleranz.

Leonberg, im Oktober 1999

Ulrike Spiegelhalder

Inhaltsverzeichnis

Bezeichnungen	X
1 Einführung	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Geschichtliche Entwicklung	3
1.2.1 Lineare Theorie der Plattenbiegung.....	3
1.2.2 Nichtlineare Theorie der Plattenbiegung.....	4
1.2.3 Traglasttheorien	6
1.2.4 Stegattung	8
1.3 Vorgehensweise	10
2 Tragfähigkeit beulgefährdeter Bauteile	12
2.1 Tragverhalten einer Platte	12
2.2 Linear elastische Beulspannungen	13
2.3 Traglasttheorien	14
2.3.1 Allgemeines.....	14
2.3.2 Konzept der wirksamen Breiten	15
2.3.3 Zugfeldtheorie	17
2.4 Nachweis gegen Stegatten nach Eurocode 3 Teil 2 und Teil 6.....	21
3 Anfangsverformungen beulgefährdeter Bauteile	23
3.1 Einfluß der Anfangsverformungen	23
3.2 Schweißverzug	23
3.2.1 Allgemeines.....	23
3.2.2 Stegverformungen	24
3.2.3 Richten.....	25
3.3 Grenzwerte der Fertigungstoleranzen	25
3.3.1 Fertigungstoleranzen in Normen und Richtlinien	25
3.3.2 Vorschläge für Fertigungstoleranzen in der Literatur.....	27
3.4 Gemessene Verformungen bei Versuchskörpern.....	29
3.5 Anfangsverformungen in theoretischen Untersuchungen zum Stegattung.....	32
3.5.1 Ansatz von MAEDA/OKURA, REMADI, DUCHÊNE.....	32
3.5.2 Ansatz von ROBERTS	32
3.6 Folgerungen.....	33
4 Ermüdungsfestigkeit	34
4.1 Definition der Ermüdungsfestigkeitskurve nach Eurocode 3	34
4.2 Auswertung nach der Hintergrundinformation /156/.....	35
4.3 Einfluß des Materialverhaltens auf die Ermüdungsfestigkeit	37
4.3.1 Fließgrenze	37
4.3.2 Eigenspannungen.....	37
4.4 Ermüdungsfestigkeit von Kehlnähten	38
4.4.1 Geometrie der Naht	38
4.4.2 Konstruktionsdetail und Beanspruchung.....	38

4.5	Auswertung von Versuchsergebnissen.....	41
4.5.1	Vorgehensweise.....	41
4.5.2	Versuche an Detailproben.....	42
4.5.3	Trägerversuche.....	46
4.5.4	Vergleich der Trägerversuche mit den Detailproben.....	48
4.5.5	Gemeinsame Auswertung.....	48
4.6	Klassifizierung der Ermüdungsrisse.....	49
4.6.1	Allgemeines.....	49
4.6.2	Rißtypen 2 und 3.....	50
4.6.3	Rißtypen 1, 4, 5 und 6.....	51
4.6.4	Anrißstellen in realen Trägern.....	52
5	Eigene Ermüdungsversuche an geschweißten Trägern	53
5.1	Allgemeines.....	53
5.2	Form der Träger.....	53
5.3	Abmessungen der Träger.....	54
5.4	Beanspruchungen.....	55
5.5	Materialkennwerte.....	56
5.6	Die Tragfähigkeit der Versuchsträger im Normenvergleich.....	56
5.7	Versuchsaufbau.....	59
5.8	Verformung der Stegbleche.....	59
5.8.1	Meßeinrichtung.....	59
5.8.2	Vorverformungen.....	60
5.8.3	Verformung infolge der Belastung.....	61
5.9	Ermüdungsrisse.....	61
5.9.1	Rißprüfung.....	61
5.9.2	Wachstumsverhalten der Risse.....	62
5.10	Rißstillstand.....	62
5.11	Tragverhalten der gerissenen Träger.....	63
5.12	Versagen der Träger.....	64
5.13	Auswertung der Rißbilder.....	65
5.14	FE-Berechnungen der Versuchsträger.....	67
5.14.1	Modellierung.....	67
5.14.2	Vergleich Messung – Rechnung.....	67
5.14.2.1	Allgemeines.....	67
5.14.2.2	Vergleich der Stegverformung.....	68
5.14.2.3	Vergleich der Spannungen am Stegrand.....	69
5.14.2.4	Eingeprägte horizontale Verformung des Steges.....	70
5.14.3	Spannungsschwingbreite an den Anrißstellen.....	71
5.14.4	Ideale Vorverformung.....	71
5.15	Ergebnisse der Trägerversuche.....	73
6	Bewertung und Vergleich der vorhandenen Berechnungsansätze.....	74
6.1	Grundlagen.....	74
6.1.1	Allgemeines.....	74
6.1.2	Ansatz der Vorverformungen.....	74
6.1.3	Ansatz der Schnittgrößen und der Spannungen.....	74
6.1.4	Darstellung der sekundären Biegespannung.....	76

6.1.5	Ansatz der Ermüdungsfestigkeit.....	77
6.1.6	Abminderungsfaktor k und bezogene Schlankheit \bar{I}	79
6.1.7	Erläuterung der $k - \bar{I}$ -Diagramme.....	81
6.2	Reine Biegung.....	82
6.2.1	Tragverhalten bei reiner Biegung	82
6.2.2	Einfluß auf das Ermüdungsverhalten	85
6.2.3	Ansatz von MAEDA/OKURA	86
6.2.3.1	Analytische Grundlage.....	86
6.2.3.2	FE-Untersuchungen	87
6.2.3.3	Berechnung der sekundären Biegespannungen.....	88
6.2.3.4	Ansatz der Ermüdungsfestigkeit	89
6.2.3.5	Bemessungsvorschlag	90
6.2.3.6	Abminderungsfaktor k	91
6.2.4	Ansatz von DUBAS	92
6.2.4.1	Berechnungsgrundlagen.....	92
6.2.4.2	Berechnung der sekundären Biegespannungen.....	92
6.2.4.3	Bemessungsvorschlag	94
6.2.5	Ansatz von REMADI/ARIBERT/RAOUL	94
6.2.5.1	Berechnungsgrundlage.....	94
6.2.5.2	FE-Berechnungen.....	94
6.2.5.3	Berechnung der sekundären Biegespannungen.....	95
6.2.5.4	Bemessungsvorschlag	96
6.2.5.5	Abminderungsfaktor k	97
6.2.6	Ansatz von DE VILLE DE GOYET.....	98
6.2.7	Ansatz von DUCHÊNE.....	99
6.2.7.1	Analytische Grundlage.....	99
6.2.7.2	FE-Untersuchungen	100
6.2.7.3	Berechnung der sekundären Biegespannungen.....	100
6.2.7.4	Ansatz der Ermüdungsfestigkeit	101
6.2.7.5	Bemessungsvorschlag	102
6.2.7.6	Abminderungsfaktor k	103
6.3	Querkraft	104
6.3.1	Einfluß der Querkraft	104
6.3.2	Tragverhalten bei Querkraft	104
6.3.3	Ansatz von MAEDA/OKURA	106
6.3.3.1	Analytische Grundlage.....	106
6.3.3.2	FE-Untersuchungen	107
6.3.3.3	Berechnung der sekundären Biegespannungen.....	108
6.3.3.4	Ansatz der Ermüdungsfestigkeit	110
6.3.3.5	Bemessungsvorschlag	110
6.3.3.6	Abminderungsfaktor k	111
6.3.4	Ansatz von ROBERTS	112
6.3.4.1	Berechnungsgrundlage.....	112
6.3.4.2	Berechnung der sekundären Biegespannungen.....	113
6.3.4.3	Ansatz der Ermüdungsfestigkeit, Bemessungskriterium	116
6.3.4.4	Abminderungsfaktor k	116
6.3.5	Ansatz von DUCHÊNE.....	118

6.3.5.1	Analytische Grundlage	118
6.3.5.2	FE-Untersuchungen.....	119
6.3.5.3	Ansatz der Vorverformung.....	119
6.3.5.4	Berechnung der sekundären Biegespannungen.....	120
6.3.5.5	Ansatz der Ermüdungsfestigkeit	122
6.3.5.6	Bemessungsvorschlag	123
6.3.5.7	Abminderungsfaktor k	124
6.4	Reiner Druck	126
6.5	Lastkombinationen	126
6.5.1	Allgemeines	126
6.5.2	Tragverhalten bei reiner Biegung mit Querkraft.....	126
6.5.3	Einwirkungen mit unterschiedlicher zeitlicher Änderung.....	128
6.6	Träger ohne Zwischensteifen	128
7	Detaillierter analytischer Berechnungsansatz.....	129
7.1	Allgemeines.....	129
7.2	Die Grundgleichungen	129
7.2.1	Differentialgleichungen von MARGUERRE	129
7.2.2	Verformungsansatz w	130
7.2.3	Spannungsfunktion $F = F_0 + F_1$	130
7.3	Lösung der Differentialgleichungen von MARGUERRE.....	131
7.3.1	GALERKIN'sche Gleichung.....	131
7.3.2	Integrale aus F_0	133
7.3.3	Integrale aus $\Delta\Delta w$	134
7.3.4	Integrale aus F_1	135
7.3.5	Lösung des Gleichungssystems	136
7.4	Normalspannungsfreie horizontale Ränder.....	137
7.4.1	Spannungsfunktion F_2	137
7.4.2	Integrale aus F_2	138
7.5	Dehnsteifigkeit der Flansche	139
7.6	Berechnung der Spannungen.....	140
7.7	Berechnungsergebnisse	140
8	Eigene numerische Untersuchungen.....	142
8.1	Kritik und Verbesserungen.....	142
8.2	Berechnungsansatz	142
8.2.1	System und Modell	142
8.2.2	Schlankheit b	143
8.2.3	Anfangsimperfektionen	144
8.2.4	Elemente	144
8.2.5	Materialverhalten.....	145
8.2.6	Belastung	145
8.3	Berechnung der Spannung an den Stegrändern.....	146
8.3.1	Berechnung durch Integration.....	146
8.3.2	Berechnung aus den Knotenkräften.....	147
8.4	Vergleich des Rechenmodells	148
8.5	Steifigkeit der Ränder.....	150
8.5.1	Einfluß der Biegesteifigkeit und Dehnsteifigkeit	150

8.5.2	Ansatz der Biegesteifigkeit.....	151
8.5.3	Ansatz der Dehnsteifigkeit	152
8.5.4	Einfluß der Torsionssteifigkeit	153
8.6	Variation der Parameter	156
8.7	Darstellung der Ergebnisse der FE-Berechnung	157
8.7.1	Last-Verformungsverhalten	157
8.7.2	Randspannung \mathbf{s}_\perp	158
8.8	Materialermüdung	158
8.8.1	Ermittlung der maßgebenden Spannungen $\max \mathbf{s}_0$ und $\max \mathbf{t}_0$	158
8.8.1.1	Wahl der Parameter \mathbf{b} und R	158
8.8.1.2	Erweiterung der Suchfunktion	159
8.8.1.3	Charakteristischer Wert der Ermüdungsfestigkeit	159
8.8.1.4	Maßgebende Randspannung	160
8.8.2	Abminderungsfaktor \mathbf{k}	161
8.8.2.1	Elimination von R	161
8.8.2.2	Einfluß der Anfangsauslenkung e_0/t	162
8.8.2.3	Ansatz der Anfangsauslenkung e_0/t	163
8.8.2.4	Ansatz von \mathbf{j}	165
8.9	Darstellung der Ergebnisse der Parameteruntersuchungen	165
8.9.1	Erläuterungen	165
8.9.2	Bemessungsdiagramme ($\mathbf{k} - \bar{I}$ -Diagramme).....	168
8.10	Deutung der $\mathbf{k} - \bar{I}$ -Diagramme	171
8.10.1	Allgemeine Beobachtungen.....	171
8.10.2	Einfluß der Vorverformung	171
8.10.3	Reine Biegung	172
8.10.4	Reine Querkraft	172
8.10.5	Biegung mit Querkraft.....	173
8.10.6	Einleitung großer Einzellasten (Rißtypen 5 und 6)	174
8.11	Vergleich mit Versuchsergebnissen	174
8.12	Theoretischer Ansatz der Vorverformungen und Herstellungstoleranzen	177
8.13	Beurteilung der Stegatmenformel des Eurocode 3.....	177
8.14	Ausnutzung überkritischer Tragreserven	178
9	Zusammenfassung und Ausblick	179
9.1	Zusammenfassung	179
9.2	Ausblick	179
10	Literaturverzeichnis	181
10.1	Publikationen	181
10.1.1	Geschichtliche Entwicklung	181
10.1.2	Grenztraglast.....	183
10.1.3	Stegatmen	186
10.1.4	Schweißverzug	193
10.1.5	Materialermüdung	194
10.2	Normen, Regelwerke, Richtlinien.....	195
10.3	Programmsysteme und Handbücher.....	196

Anhang

A Tabellen	1
A1 Meßwerte der Vorverformung e_0/t	1
A2 Versuchsergebnisse zur Ermüdungsfestigkeit	4
A3 Versuchsergebnisse zur Rißentwicklung	6
A4 $k - \bar{I}$ -Linien	11
B Versuchsträger	14
C Last-Verformungsverhalten	18
D Schädigende Randspannungen s_{\perp}	30
E $k - \bar{I}$-Linien	59

Bezeichnungen

Häufig verwendete Formelzeichen und Symbole

a	Länge
A	Querschnittsfläche
b	Breite
D	Plattensteifigkeit: $D = \frac{Et^3}{12(1-n^2)}$
e	Verformung
e_0	Vorverformung
E	Elastizitätsmodul: $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$
f_y	Streckgrenze
G	Schubmodul
h	Höhe
I	Trägheitsmoment
k_σ, k_τ	Beulwerte
K_t	Kerbformzahl
m	Steigung der Ermüdungsfestigkeitskurve
m, n	Anzahl der Halbwellen
M	Biegemoment
N	Normalkraft
N	Lastspielzahl
P	Last
R	Spannungsverhältnis
t	Dicke
V	Querkraft
w	Verformungsfunktion
W	Widerstandsmoment
x, y, z	Koordinaten
a	Seitenverhältnis
b	Schlankheit
Ds	Spannungsschwingbreite der Normalspannungen
Dt	Spannungsschwingbreite der Schubspannungen
e	Dehnung
F	Spannungsfunktion
g	Teilsicherheitsbeiwert
j	Beiwert zu den Herstellungstoleranzen
k	Abminderungsfaktor
\bar{I}	bezogene Schlankheit
n	Querkontraktionszahl: $n = 0,3$
s	Normalspannung
s_e	Eulerspannung: $s_e = \frac{p^2 \cdot E}{12(1-n^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2$
t	Schubspannung
y	Verhältnis der Längsspannungen an den Gurträndern

s_0	Normalspannung aus dem Schnittmoment
t_0	Schubspannung aus der Querkraft
V_0	Einzellast

Häufig verwendete Indizes

b	Biegung
c	Druck (compression)
cr	Verzweigungslast
C	charakteristischer Wert
E	Eigenspannung
e, eL	eingespannt, eingespannte Längsränder
eff	effektiv
el	elastisch
f	Flansch
g	gelenkig
m	Membran
m	Mittelwert
o	Größtwert
P	Platte
pl	plastisch
s	Steg
t	Zug (tension)
t	Torsion
u	Bruchzustand (u ltimate limit state)
u	Kleinstwert
x	x-Richtung
y	y-Richtung
1	1. Hauptspannung
\perp	senkrecht
\parallel	parallel

Operatoren

∇	Operator für partielle Ableitung
Δ	Laplace-Operator: $\Delta = \frac{\nabla^2}{\nabla x^2} + \frac{\nabla^2}{\nabla x \nabla y} + \frac{\nabla^2}{\nabla x^2}$
$\Delta\Delta$	Ableitungsoperator: $\Delta\Delta = \frac{\nabla^4}{\nabla x^4} + 2 \frac{\nabla^4}{\nabla x^2 \nabla y^2} + \frac{\nabla^4}{\nabla x^4}$

Nicht aufgeführte Bezeichnungen sind im Text erläutert.

1 Einführung

1.1 Problemstellung

Man hat schon sehr früh erkannt, daß schlanke Bleche bereits bei geringen Lasten ausbeulen, ohne jedoch zu versagen. Die weit über der kritischen Beullast liegende Grenztragfähigkeit bewirkt große *überkritische Tragreserven*.

Im Flugzeugbau werden die überkritischen Tragreserven von dünnen Blechen seit jeher planmäßig ausgenutzt. Nur so sind die erforderlichen extrem leichten Konstruktionen möglich. Im Stahlbau dagegen kommen vorzugsweise gedrungene Bleche zum Einsatz, die auf der Basis der linear elastischen Beulspannungen bemessen werden.

Da die Grenztragfähigkeit von gedrungeenen Blechen nur unwesentlich über der kritischen Beullast liegt, ist dieses Vorgehen durchaus vertretbar. Unter der Vorstellung, daß im Stahlbau nur gedrungene Konstruktionen üblich sind, entstand 1979 die DAST-Richtlinie 012. Sie ist zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch die Bemessungsgrundlage für Stahlbrücken in Deutschland. In dem Vorwort der Richtlinie heißt es, daß „der Verzicht auf überkritische Reserven für den Stahlbau i.a. ohne Bedeutung“ ist. Als einziges kleines Zugeständnis an die überkritischen Tragreserven wurden gegenüber dem den Nachweis der Grenztragfähigkeit kleinere Sicherheiten gefordert.

Mittlerweile haben sich die Bedingungen bei der Herstellung, Fertigung und Montage jedoch grundlegend gewandelt. Die Fortschritte in der Walz-, Schweiß- und Hebetchnik haben dazu geführt, daß in fast allen Gebieten des Stahlbaus die früher üblichen Fachwerkstrukturen durch große Vollwandquerschnitte aus dünnwandigen, ebenen Blechen verdrängt werden.

Parallel dazu sind in den letzten Jahren eine Reihe von Traglasttheorien entwickelt worden, die überkritische Tragreserven von schlanken Platten ausnutzen. Sie sind in neuere Vorschriften und Regelwerke des Stahlbaus aufgenommen worden und finden im Hochbau bereits Anwendung. Sie ermöglichen extrem leichte und wirtschaftliche Vollwandkonstruktionen mit keinen oder nur wenigen aussteifenden Elementen. Ein wichtiger Anwendungsbereich sind die sogenannten *Träger mit schlanken Stegen*.

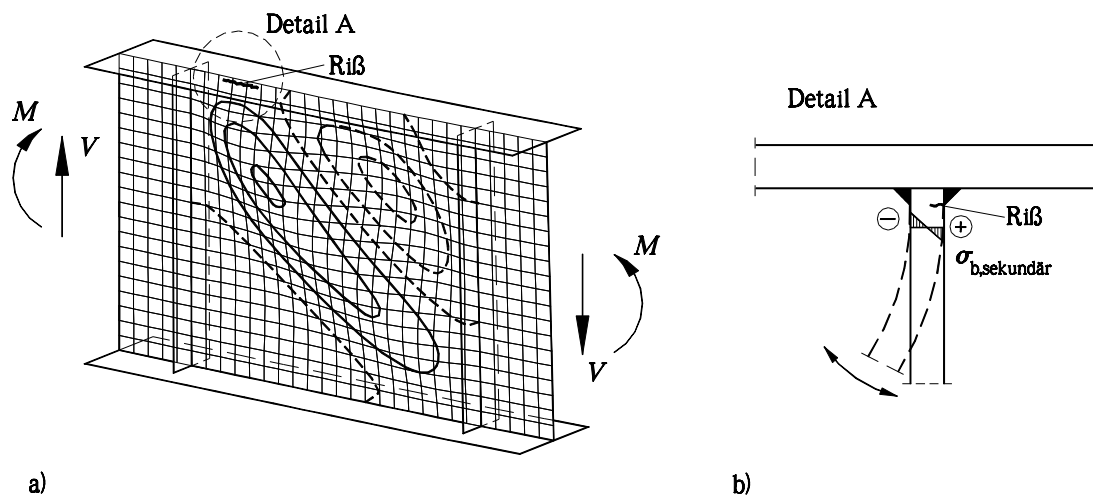


Bild 1-1: a) Verformung des Steges aus der Ebene, b) sekundäre Biegespannungen

Die Trägerstege werden im überkritischen Tragbereich beansprucht. Dabei entstehen relativ große Verformungen aus der Stegebene. Bild 1-1 a) zeigt die Beulverformung eines Trägersteges unter der Wirkung von Biegung und Querkraft.

Die Verformungen der von den Gurten und Steifen begrenzten Stegfelder sind bei häufig wiederholter Belastung gut wahrnehmbar. Bei Trägerversuchen führte die Beobachtung zu der Bezeichnung *Stegatmen* oder *Stegatmung* (englisch web-breathing). Bei geschweißten Trägern entstehen infolge der Stegatmung Ermüdungsrisse an den Schweißnähten der Stegfelder. Sie können bei fortschreitendem Rißwachstum zum Versagen führen.

Die Ermüdungsrisse werden durch unplanmäßige Biegespannungen entlang der Stegränder verursacht. Die Stegränder sind durch die Schweißnähte starr mit den Gurten und Steifen verbunden und infolgedessen eingespannt. Verformt sich der Steg unter der Belastung aus seiner Ebene heraus, entstehen an den Stegrändern Einspannmomente, die die sogenannten *sekundären Biegespannungen* bewirken. Diese Spannungen sind vergleichbar mit den Zwängungsspannungen in den Knotenpunkten eines Fachwerks.

Bild 1-1 b) zeigt die Verformung des Steges, den Verlauf der sekundären Biegespannungen und die Rißbildung auf der Biegezugseite des Steges. Die Biegespannungen können sehr große Werte annehmen. In Versuchen wurden Werte gemessen, die ein Mehrfaches der planmäßigen Membranspannungen aus der Haupttragwirkung betragen.

Die sekundären Biegespannungen beeinflussen die statische Grenztraglast nur unwesentlich. Erreichen die Spannungen die Fließgrenze des Materials, bilden sich kleine, örtliche Fließbereiche, die zu keinem Tragfähigkeitsverlust führen. Unter häufig wiederholter Belastung hingegen können bei ausreichend großer Schwingbreite und bei ausreichender Anzahl von Lastwechseln Ermüdungsrisse entstehen.

Die Stegatmung ist ein echtes Ermüdungsproblem. Bei der Anwendung von überkritischen Bemessungsregeln für Brücken und andere Tragwerke unter häufig wiederholter Belastung muß daher neben der statischen Grenztragfähigkeit auch die Materialermüdung nachgewiesen werden.

Der Nachweis der Materialermüdung erfolgt in modernen Stahlbaunormen an Hand von normierten Kerbspannungslinien, den sogenannten Ermüdungsfestigkeits- oder S-N-Kurven. Sie liefern die ertragbare Ermüdungsfestigkeit, die mit der vorhandenen Spannungsschwingbreite verglichen wird. Da jedoch für diesen Nachweis notwendige Angaben sowohl auf der Einwirkungsseite als auch auf der Widerstandsseite fehlen, gibt es gegenwärtig keine Bemessungsregel zur Stegatmung, die auf der Materialermüdung basiert.

Als wichtige Grundlage fehlt auf der Widerstandsseite eine abgesicherte Ermüdungsfestigkeitskurve. Auf der Einwirkungsseite ist der Ansatz der Vorverformungen unklar. Die Vorverformungen ergeben sich unvermeidbar aus dem Schweißverzug bei der Fertigung und sind eine Zufallsgröße mit sehr großen Streuungen. Für die Berechnung nach der Theorie II. Ordnung werden definierte Ersatz-Vorverformungen benötigt, ähnlich den normierten Vorkrümmungen und Vorverdrehungen von Trägern und Stützen in Stabtragwerken. Da die ungünstigste Vorverformung nicht sicher vorausgesagt werden kann, sind mehrere Berechnungsansätze notwendig.

Die Berechnung der maßgebenden, sekundären Biegespannungen ist damit mit einem äußerst großen Rechenaufwand verbunden. Daher sind für einen möglichst weiten Anwendungsbereich einfache Bemessungshilfen unerlässlich. In dieser Arbeit werden solche

Bemessungshilfen aus experimentellen und theoretischen Untersuchungen des Ermüdungsverhaltens von Trägern mit schlanken Stegen abgeleitet. Behandelt werden reine Querkraft, reine Biegung und die Kombination aus Querkraft mit Biegung.

Es wurden eigene Ermüdungsversuche an vier großen Stahlträgern mit schlanken Stegen durchgeführt. Die Versuche lieferten wichtige Ergebnisse zum Trag- und Ermüdungsverhalten von Trägern mit schlanken Stegen, die in die theoretischen Untersuchungen einbezogen werden.

Die theoretischen Untersuchungen beinhalten die Auswertung von vorliegenden Berechnungsmodellen sowie weiterführende eigene Berechnungen und die Auswertung der Berechnungsergebnisse. Hierbei wurde besonders der Einfluß der Vorverformungen berücksichtigt. Die Ermüdungsfestigkeit wird gemäß dem aktuellen Kenntnisstand angesetzt. Auf dieser Basis sind praxisgerechte Bemessungshilfen ausgearbeitet, die rißfreie, schlanke Bauteile unter häufig wiederholter Belastung ermöglichen. Die Parameter der dabei entwickelten Auswerteprogramme sind variabel, so daß die Auswertungen einfach an unterschiedliche Vorgaben angepaßt werden können.

1.2 Geschichtliche Entwicklung

1.2.1 Lineare Theorie der Plattenbiegung

Beulen ebener Platten ist eine Kombination von Scheiben- und Plattentragwirkung. Die mathematische Lösung des Beulproblems ist daher eng mit der Lösung der auf Biegung beanspruchten Platte verbunden. Die durch Biegung verformte Platte läßt sich mathematisch mit einer linearen, partiellen Differentialgleichung 4. Ordnung ausdrücken. Da Beulen ein Stabilitätsproblem ist, ergibt sich die kritische Beulspannung durch das Auffinden der Verzweigungslast. Die Entwicklung der linearen Plattenbiegung ist z.B. in /22/ bis /25/ beschrieben.

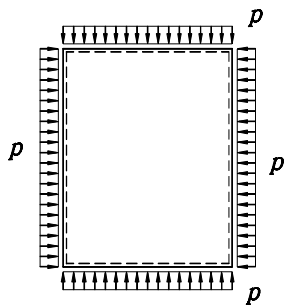


Bild 1-2: Navier Platte

Der Brückenbauingenieur NAVIER (1785-1836) gilt als der Begründer der modernen Elastizitätstheorie und Wegbereiter der Theorie der Plattenbiegung. Er stellte die Differentialgleichung der verformten Platte auf und fand 1823 die richtige Gleichung für die ausgebeulte Rechteckplatte unter zweiachsigem Druck /1/ (Bild 1-2):

KIRCHHOFF (1824-1887) begründete durch eine widerspruchsfreie Ableitung die Theorie der Plattenbiegung und bestätigte 1850 die von NAVIER gefundene lineare Differentialgleichung. Er war maßgeblich an der Weiterentwicklung beteiligt, indem er die nichtlinearen Terme bei großen Verformungen untersuchte und

neue Lösungsmethoden einführte /2/.

SAINT-VENANT lieferte 1883 für die Kombination von Scheiben- und Plattenbeanspruchung die mathematisch richtige Formulierung der Kirchhoffschen Differentialgleichung:

$$\frac{\nabla^4 w}{\nabla x^4} + 2 \frac{\nabla^4 w}{\nabla x^2 \nabla y^2} + \frac{\nabla^4 w}{\nabla y^4} = \frac{t}{D} \left(\frac{q}{t} + s_x \frac{\nabla^2 w}{\nabla x^2} + s_y \frac{\nabla^2 w}{\nabla y^2} - 2t_{xy} \frac{\nabla^2 w}{\nabla x \nabla y} \right) \quad (1-1)$$

$$\text{mit } D = \frac{Et^3}{12(1-\mathbf{n}^2)} \quad (1-2)$$

D ist die Plattensteifigkeit, \mathbf{n} die Querdehnzahl, t die Plattendicke, q eine Flächenlast senkrecht zur Mittelebene, \mathbf{s}_x , \mathbf{s}_y und \mathbf{t}_{xy} sind die Membranspannungen in der Mittelebene.

BRYAN entwickelte den Ausdruck für die Energie der verformten Platte und ermittelte als erster unter Anwendung des Energiekriteriums eine Beullast auf rein theoretischem Weg (1891) /3/.

Um die Jahrhundertwende haben die russischen Schiffsbauingenieure KRYLOV und sein Schüler BOOBNOV die Plattentheorie bedeutend weiterentwickelt. Aufgrund der Sprachbarriere blieben die Ergebnisse der westlichen Welt zunächst verborgen und es war TIMOSHENKOS Verdienst, daß die russischen Erkenntnisse auch im Westen allmählich Beachtung fanden /4/.

TIMOSHENKO machte einen sehr bedeutenden Schritt vorwärts (1910/1913), indem er die Ideen von RAYLEIGH (1877) und RITZ (1908) zur Berechnung von Stabilitätsproblemen nutzte. Er löste als erster das Beulproblem für die versteifte Platte. In über 50 Jahren schrieb er unzählige Veröffentlichungen und Bücher und lieferte viele wichtige Beiträge und Lösungen zur Plattentheorie, sowie zu allen anderen Bereichen der Elastizitätstheorie (z.B. /5/, /6/).

Ergänzend sei noch REISSNER angeführt, der 1947 eine strengere Theorie der Plattenbiegung entwickelte, in der er die Schubverformung berücksichtigte /11/.

Die Berechnung der linear elastischen Beulspannungen wurde von vielen Wissenschaftlern mit unterschiedlichen Methoden weitergeführt. Die Lösungen zu vielen Beulproblemen lassen sich in zahlreichen Büchern und Veröffentlichungen finden. Standardwerke sind die Beultafeln von KLÖPPEL, SCHEER und KLÖPPEL, MÖLLER /12/, /13/.

1.2.2 Nichtlineare Theorie der Plattenbiegung

Das tatsächliche Tragverhalten von Platten ist nichtlinear und sehr komplex. Bei der kombinierten Scheiben- und Plattentragwirkung entsteht durch die Verformung aus der Plattenebene ein zusätzlicher Membranspannungszustand, der abhängig von der Steifigkeit der Ränder das Anwachsen der Verformung hemmt. Dabei spielen Dehn-, Biege- und Torsionssteifigkeit der Ränder eine Rolle. Dieser letzte Effekt ist nicht unbedeutend und wurde erst in späteren Untersuchungen richtig behandelt. Die Entwicklung der nichtlinearen Plattentheorie ist ebenfalls in /22/ bis /25/ beschrieben.

Eine wichtige Grundlage bei der Behandlung von Beulproblemen ist die von AIRY eingeführte Spannungsfunktion F (1863).

$$\frac{\nabla^4 F}{x^4} + 2 \frac{\nabla^4 F}{x^2 y^2} + \frac{\nabla^4 F}{y^4} = 0 \quad (1-3)$$

$$\mathbf{s}_x = \frac{\nabla^2 F}{y^2}; \quad \mathbf{s}_y = \frac{\nabla^2 F}{x^2}; \quad \mathbf{t}_{xy} = \frac{\nabla^2 F}{x y} \quad (1-4)$$

F wird so gewählt, daß sowohl Bedingung (1-3) als auch die Randbedingungen des Problems erfüllt werden. Durch zweimaliges partielles Ableiten von F erhält man die

Spannungen (Gleichung (1-4)). Der Spannungszustand ist somit durch eine einzige Gleichung vollständig beschrieben.

FÖPPL untersuchte das nichtlineare Verhalten von Platten in seinem 1907 erschienenen Buch /7/. Die erste mathematische Formulierung zur Beschreibung des elastischen nichtlinearen Verhaltens von isotropen Platten gelang 1910 v. KÁRMÁN durch zwei partielle Differentialgleichungen 4. Ordnung /8/.

$$\frac{\mathbb{I}^4 \mathbf{F}}{\mathbb{I}x^4} + 2 \frac{\mathbb{I}^4 \mathbf{F}}{\mathbb{I}x^2 \mathbb{I}y^2} + \frac{\mathbb{I}^4 \mathbf{F}}{\mathbb{I}x^4} = E \left[\left(\frac{\mathbb{I}w^2}{\mathbb{I}x \mathbb{I}y} \right)^2 - \frac{\mathbb{I}^2 w}{\mathbb{I}x^2} \frac{\mathbb{I}^2 w}{\mathbb{I}y^2} \right] \quad (1-5)$$

$$\frac{\mathbb{I}^4 w}{\mathbb{I}x^4} + 2 \frac{\mathbb{I}^4 w}{\mathbb{I}x^2 \mathbb{I}y^2} + \frac{\mathbb{I}^4 w}{\mathbb{I}x^4} = \frac{t}{D} \left(\frac{q}{t} + \frac{\mathbb{I}^2 F}{\mathbb{I}y^2} \frac{\mathbb{I}^2 w}{\mathbb{I}x^2} + \frac{\mathbb{I}^2 F}{\mathbb{I}x^2} \frac{\mathbb{I}^2 w}{\mathbb{I}y^2} - 2 \frac{\mathbb{I}^2 F}{\mathbb{I}x \mathbb{I}y} \frac{\mathbb{I}^2 w}{\mathbb{I}x \mathbb{I}y} \right) \quad (1-6)$$

Gleichung (1-6) entspricht der von SAINT-VENANT aufgestellten Gleichung (1-1). Gleichung (1-5) beschreibt den noch fehlenden Zusammenhang zwischen der Auslenkung w und dem inneren Spannungszustand.

KAISER (1936) /14/ und WAY (1938) /15/ fanden die ersten Lösungen der nichtlinearen Differentialgleichungen für den Fall der Querbelastung.

Zu selben Zeit untersuchten MARGUERRE (1937) /16/ und KROMM, MARGUERRE (1937) /17/ das Tragverhalten für den Fall der Scheibenbelastung. MARGUERRE fand 1938 die Formulierung der Differentialgleichungen für eine Platte mit der Anfangsverformung w_0 /18/.

$$\frac{\mathbb{I}^4 \mathbf{F}}{\mathbb{I}x^4} + 2 \frac{\mathbb{I}^4 \mathbf{F}}{\mathbb{I}x^2 \mathbb{I}y^2} + \frac{\mathbb{I}^4 \mathbf{F}}{\mathbb{I}x^4} = \Delta \Delta \mathbf{F} = E \left[\left(\frac{\mathbb{I}(w+w_0)^2}{\mathbb{I}x \mathbb{I}y} \right)^2 - \frac{\mathbb{I}^2(w+w_0)}{\mathbb{I}x^2} \frac{\mathbb{I}^2(w+w_0)}{\mathbb{I}y^2} - \left(\frac{\mathbb{I}w_0^2}{\mathbb{I}x \mathbb{I}y} \right)^2 + \frac{\mathbb{I}^2 w_0}{\mathbb{I}x^2} \frac{\mathbb{I}^2 w_0}{\mathbb{I}y^2} \right] \quad (1-7)$$

$$\frac{\mathbb{I}^4 w}{\mathbb{I}x^4} + 2 \frac{\mathbb{I}^4 w}{\mathbb{I}x^2 \mathbb{I}y^2} + \frac{\mathbb{I}^4 w}{\mathbb{I}x^4} = \Delta \Delta w = \frac{t}{D} \left(\frac{\mathbb{I}^2 F}{\mathbb{I}y^2} \frac{\mathbb{I}^2(w+w_0)}{\mathbb{I}x^2} + \frac{\mathbb{I}^2 F}{\mathbb{I}x^2} \frac{\mathbb{I}^2(w+w_0)}{\mathbb{I}y^2} - 2 \frac{\mathbb{I}^2 F}{\mathbb{I}x \mathbb{I}y} \frac{\mathbb{I}^2(w+w_0)}{\mathbb{I}x \mathbb{I}y} \right) \quad (1-8)$$

Obwohl die Formulierung des Problems nun bekannt war, dauerte es noch einige Zeit, bis Lösungsansätze gefunden wurden. LEVY fand 1942 mit Hilfe eines doppelten Fourier-Reihen-Ansatzes etwas allgemeinere Lösungen für die Rechteckplatte unter Membranspannungen und unter Biegung, sowie der Kombination aus beidem /19/, /20/. Die Methode wurde 1946 von HU et al. für die gedrückte Platte mit Anfangsverformung erweitert /21/.

Zu der grundlegenden Lösung des Plattenproblems wurden für nicht ausgesteifte und ausgesteifte Platten zahlreiche ergänzende und weiterführende Theorien entwickelt. Insbesondere durch die beginnende Flugzeugindustrie veranlaßt, befaßte sich eine große Zahl von Wissenschaftlern mit weiterführenden Untersuchungen und Sonderproblemen, so z.B. mit dem Tragverhalten im überkritischen Bereich, mit plastischen Materialgesetzen oder mit Schwingungs- und Ermüdungsproblemen.

Heute werden die analytischen Berechnungsansätze zunehmend durch numerische Lösungen nach der Methode der Finiten Elemente verdrängt, da sie gegenüber den Handrechnungen zahlreiche Vorteile bieten.

1.2.3 Traglasttheorien

Traglasttheorien berücksichtigen die überkritischen Tragreserven. Sie basieren nicht nur auf dem Verhalten der herausgeschnittenen Platte, sondern berücksichtigen außerdem die Interaktion zwischen den einzelnen Bauteilen eines Trägers wie Steg, Gurte und Steifen. Dabei werden die strengen, mathematischen Formulierungen der Plattentheorie mittels Differentialgleichungen und deren Lösungsalgorithmen verlassen. An deren Stelle treten idealisierte Tragmodelle, die mit Versuchsergebnissen kalibriert werden.

Man unterscheidet

- das *Konzept der wirksamen Breiten* für die Biegetragfähigkeit
- *Zugfeldtheorien* für die Querkrafttragfähigkeit
- *Interaktionsmodelle* für die gemeinsame Wirkung von Biegung und Querkraft

Das *Konzept der wirksamen Breiten* beinhaltet ein anschauliches Modell für gedrückte Beulfelder. Es wird wie bereits die nichtlineare Theorie der Plattenbiegung auf v. KÁRMÁN zurückgeführt /9/, /10/ (1924, 1932). V. KÁRMÁN selbst wählte den Ausdruck mittragende Breite. Beide Bezeichnungen unterscheiden sich von der mitwirkenden Breite, die die Schubweichheit der Gurte von Biegeträgern beschreibt. (Im englischen Sprachgebrauch wird für beide Phänomene der Ausdruck effective width verwendet.)

Das Konzept wurde in den 40er Jahren entwickelt und wird im Flugzeugbau schon lange erfolgreich angewendet. Seit einigen Jahren findet es Anwendung im Stahlleichtbau, dort vor allem im Bereich der Trapezprofil-Bemessung. Die heutigen Anwendungen basieren vielfach auf dem Vorschlag von WINTER. Er verbesserte den Ansatz von v. KÁRMÁN, indem er den Einfluß von Anfangsimperfektionen und Eigenspannungen berücksichtigte /28/, /29/ (1946, 1968).

Die *Zugfeldtheorien* beinhalten Traglastmodelle für schubbeanspruchte Beulfelder.

Im Stahlbau führten die Traglastmodelle zu der Entwicklung der Trägern mit schlanken Stegen, bei deren Stegen möglichst auf Längssteifen verzichtet werden kann. An der großen Zahl von Untersuchungen und Forschungsarbeiten zur statischen Grenztraglast von Trägern mit schlanken Stegen zeigt sich die Bedeutung für den Stahlbau. Die wichtigsten Arbeiten sind hier kurz aufgelistet. Ausführliche Informationen können z.B. aus /25/, /26/ oder /27/ entnommen werden.

RODE hat bereits 1916 die Zugfeldwirkung und die große Tragfähigkeit von Vollwandträgern mit schlanken Stegen erkannt und eine Theorie dazu entwickelt, die jedoch nicht weitergeführt wurde /30/. 1929 schlug WAGNER ein Zugfeldmodell vor. Dessen Anwendung war auf den Flugzeugbau beschränkt, da es auf den dort üblichen sehr dünnen Blechen mit sehr steifen Randelementen basiert /31/.

Die weitere Entwicklung setzte erst 30 Jahre später wieder ein. Sehr umfangreiche Forschung wurde in den USA am Fritz Engineering Laboratory der Lehigh University und in Großbritannien an der Cardiff University betrieben.

Am Fritz Engineering Laboratory der Lehigh University sind die Arbeiten von BASLER, YEN, MUELLER und THÜRLIMANN zu nennen /32/ bis /38/ (1959 bis 1968). Es wurden Traglastmodelle für reine Biegung, reinen Schub und die Kombination aus Biegung mit Schub entwickelt. Das sogenannte *Basler Modell* basiert auf den in dieser Zeit üblichen Trägerabmessungen mit noch relativ weichen Flanschen. Nachfolgend in Lehigh entwickelten CHERN und OSTAPENKO das *Basler Modell* weiter /39/, /40/ (1969, 1971). Aber auch sie gehen noch von sehr weichen Flanschen aus.

Steife Flansche führen zu einer Steigerung der Tragfähigkeit. Sie ermöglichen die Umlagerung der Spannungen in größerem Umfang. Größere Bedeutung erhielten daher solche Theorien, die steife Flansche und deren Tragfähigkeitsgewinn berücksichtigen.

In Japan wurden an den Universitäten von Tokyo, Kyoto und Osaka theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Grenztraglast schlanker Träger durchgeführt. TAKEUCHI entwickelte das erste Modell, das steife Trägerflansche berücksichtigt /41/ (1964, Kyoto). FUJII et al. erweiterten das *Basler Modell* durch die Berücksichtigung steifer Flansche /42/, /43/ (Tokyo Methode, 1968, 1971). In Osaka entwickelte KOMATSU ein Traglastmodell für reinen Schub /44/ (Osaka Methode, 1971).

Der Einfluß der Flanschsteifigkeit auf die Steigung, die Breite und die Lage des Zugbandes in den Stegfeldern wurde systematisch von ŠKALOUŠ und ROCKY untersucht und in dem von ihnen entwickelten *Prague-Cardiff Modell* eingeführt. Sie führten dazu über 50 Traglastversuche zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit an I-Trägern durch /45/, /46/, /47/ (1968, 1971, 1972).

In der Fortsetzung dieser Arbeit wurde von PORTER et al. /48/ (1975) und von ROCKY et al. /49/ (1978) das *Cardiff Modell* entwickelt. Es liefert eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Dieses Modell wurde für Europa bestimmend und fand Einzug in die Regelungen des Eurocode 3 Teil 1.1 /163/ und der DAST Richtlinie 015 /162/.

Ein in den Grundzügen gleiches Modell wie das *Prague-Cardiff Modell* wurde 1973 von MELE vorgeschlagen /50/ und 1980 von MELE und PUHALI /51/ verbessert. Der Vorschlag wurde in die italienische Regelung CNR-UNI 10011 (1974) aufgenommen.

BERGFELT entwickelte eine Theorie, indem er das *Basler Modell* mit dem *Cardiff Modell* kombinierte /52/, /53/ (Göteborg Methode, 1973, 1977). Für die Reduzierung der Schubtragfähigkeit bei gleichzeitig wirkender Biegung gibt er Diagramme zur Bemessungshilfe.

In Schweden entwickelte HÖGLUND ein Modell vorzugsweise für Träger ohne Zwischenquersteifen, das die Grundlage von Eurocode 3 Teil 1.5 /165/ wurde /54/, /55/ (Stockholm Methode, 1971, 1973).

HERZOG führte Versuche an unversteiften und versteiften Trägern durch und entwickelte daraus ein Zugfeldmodell ähnlich dem *Cardiff Modell* /56/ (Aarau Methode, 1974).

VALTINAT und STEINHARDT führten Versuche durch und entwickelten ein Tragmodell, das auf den drei Mechanismen Schubfeld, Zugfeld und Rahmentragwirkung basiert /57/ (Karlsruher Methode, 1975).

Bei dem von DUBAS entwickelten Modell wird die Tragfähigkeit aus den drei Anteilen linear elastische Beullast, Flanschbiegung und Knotenblechwirkung zusammengesetzt /58/ (Züricher Modell, 1975).

In Russland sind ebenfalls Forschungsarbeiten durchgeführt worden, die im Westen jedoch nur am Rande Beachtung fanden /59/. Zugfeldmodelle für Bauteile aus Aluminium haben 1971 STEINHARDT und SCHRÖTER /60/ sowie CLARK und SHARP /61/ entwickelt. Ein Traglastmodell für Verbundträger mit schlanken Stegen gibt es von HEINEMANN /62/ (1990). Neuere Untersuchungen beschäftigen sich mit Sonderfragen wie Rahmenecken oder den Verhalten von Kastenträgern mit schlanken Stegen mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente /63/ bis /65/.

1.2.4 Stegattungung

Die Gefahr der Ermüdungsrißbildung infolge Stegattungung ist bereits seit über 30 Jahren bekannt. Die theoretische Behandlung ist jedoch äußerst kompliziert und erfordert einen großen Rechenaufwand, so daß zunächst die experimentelle Untersuchung im Vordergrund stand. Die ersten Bemessungskriterien wurden aus Ermüdungsversuchen an Vollwandträgern mit schlanken Stegen abgeleitet. Diese sind wegen der begrenzten Anzahl der Versuchsergebnisse eine einfache und grobe Abschätzung.

Genauere theoretische Berechnungsansätze der Randspannungen an den Schweißnähten sind erst in jüngerer Zeit durch den Einsatz von modernen Rechenhilfsmitteln entstanden. Eine vollständige Theorie existiert gegenwärtig nicht und somit auch keine Bemessungshilfe, die die Ermüdungsfestigkeit der Schweißnähte berücksichtigt.

An der University of Austin wurden maßgebend unter TOPRAC Hybridträger untersucht, bei denen die Trägerflansche aus einem hochfesten und der Steg aus einem niedrigfesten Stahl bestand /69/ (1963). Diese Träger beinhalten das Prinzip der Träger mit schlanken Stegen, nur wird nicht die Stegdicke, sondern die Materialfestigkeit des Steges reduziert. 1963 wurde eine Pilotstudie zur Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von Hybridträgern angesetzt /70/. Ihr folgte ein sehr umfangreiches Forschungsprogramm /71/, /72/ (1967, 1969), das 1971 in der Untersuchung von TOPRAC, NATARAJAN gipfelt, in der Ermüdungsversuche an 63 großen Hybridträgern am Structures Fatigue Laboratory der University of Austin durchgeführt wurden /73/.

Aus den Versuchsergebnissen wurden zur Verhinderung von Rißtyp 1 (s. Bild 4-16) Grenzwerte für die Stegslankheit b abgeleitet /73/.

$$b \leq \frac{3938}{\sqrt{f_y}} \quad \text{für } 100\,000 \leq N \leq 500\,000 \quad (1-9)$$

$$b \leq \frac{3150}{\sqrt{f_y}} \quad \text{für } 500\,000 < N < 2\,000\,000 \quad (1-10)$$

f_y ist in N/mm² einzusetzen, N ist die Anzahl der Lastwechsel.

YINH, TOPRAC /72/ (1969) erkannten den großen Einfluß der Vorverformungen und ergänzten die Verhinderung von Rißtyp 1 zusätzlichen mit einen Vorschlag für die Begrenzung der Vorverformung e_0/t :

$$\frac{e_0}{t} \leq 1000 \mathbf{e}_y \quad (1-11)$$

Mit $f_y = 240$ N/mm² und $E = 210\,000$ N/mm² erhält man daraus als Grenze für die Vorverformung $e_0/t \leq 1,14$.

Spätere Versuche zeigten jedoch, daß dieser Ansatz nicht ausreicht, um Risse zu verhindern.

1966 führten YEN, MUELLER Ermüdungsversuche am Fritz Engineering Laboratory der Lehigh University mit 9 großen Stahlträgern durch /76/. MUELLER, YEN lieferten 1968 eine theoretische Auswertung dazu /77/. Aus den Versuchsergebnissen von YEN, MUELLER /76/ und LEW, TOPRAC /71/ entwickelten VINCENT /80/ (1969) und YEN /78/ (1969) die nachstehenden Formeln zur Begrenzung der Stegslankheit für Vollwandträger im Brückenbau. Die Formeln wurden 1970 durch zwei weitere Ermüdungsversuche verifiziert /79/ und in die amerikanische Vorschrift AASHTO /168/ aufgenommen. Die Formeln gelten für Seitenverhältnisse $a \leq 1,5$.

$$\mathbf{b} \leq \frac{3047}{\sqrt{f_y}} \quad \text{für Träger ohne Längssteifen} \quad (1-12)$$

$$\mathbf{b} \leq \frac{6094}{\sqrt{f_y}} \quad \text{für Träger mit Längssteifen} \quad (1-13)$$

Mit f_y in N/mm². Für $f_y = 235$ N/mm² ergibt sich daraus $\mathbf{b} \leq 199$ bzw. $\mathbf{b} \leq 398$.

In denselben Zeitraum fallen auch die Untersuchungen von HALL, STALLMEYER /74/ (1964) und GOODPASTURE, STALLMEYER /75/ (1967). Sie führten an der University of Illinois Ermüdungsversuche an insgesamt 29 Trägern durch, die jedoch keine weitere Fortsetzung fanden.

An der Universität von Osaka in Japan untersuchten MEADA und OKURA das Tragverhalten von schlanken Vollwandträgern sehr eingehend. Auch hier galt das Interesse zunächst der statischen Grenztraglast /82/, /83/ (1968, 1971), wenig später folgten Versuche zum Ermüdungsverhalten /84/, /85/ (1971, 1976). Die Versuche in /84/ bildeten die Grundlage für die Festlegung der schweizerischen Norm SIA 161 /169/. Danach ist die Slankheit der Druckzone auf 100 begrenzt. MAEDA leitete außerdem Ermüdungsfestigkeitskurven ab und führte bruchmechanische Untersuchungen durch /86/ (1978). Eine sehr große Bedeutung erlangten die zwischen 1981 bis 1985 entwickelten theoretischen Berechnungsansätze /87/ bis /94/. Sie enden 1993 mit der Zusammenfassung von OKURA, YEN, FISHER /96/, die 1995 auch im deutschen Sprachraum erschien /97/.

In der Slowakei führte JUHAS eine große Versuchsserie mit 48 schlanken Vollwandträgern durch /98/ bis /101/ (1982 bis 1995). Die Träger waren zum Teil Hybridträger mit Gurten aus hochfesten Stählen. 24 Träger wurden für statische Versuche genutzt, mit den übrigen 24 Trägern wurden Ermüdungsversuche durchgeführt. Die Versuche und ihre Ergebnisse sind wegen der sehr knappen internationalen Veröffentlichungen nur wenig beachtet.

Einen weiteren theoretischen Berechnungsansatz veröffentlichte 1992 DUBAS /102/.

Seit Beginn der 90er Jahre wird in enger Zusammenarbeit der Cardiff University unter DAVIES und ROBERTS und der Academy of Science of the Czech Republic in Prag unter ŠKALOUŠ die Stegarmut überwiegend experimentell untersucht /103/ bis /116/ (1994 bis 1997). Die Versuchsträger waren überwiegend auf Schub beansprucht. Weitere Versuche sind geplant. ROBERTS entwickelte außerdem einen einfachen Berechnungsansatz für Schub.

In jüngster Zeit sind im europäischen Raum vier Dissertationen zur Stegarmut veröffentlicht worden. Sie streben alle eine rechnerische Lösung des Problems an.

ZHITAO untersuchte an der Königlichen Technischen Hochschule in Stockholm unter der Leitung von HÖGLIND Vollwandstützen mit schlanken Stegen unter reiner Druckbelastung sowohl rechnerisch als auch experimentell /129/ (1994). Die Versuchskörper waren 12 verkleinerte, geschweißte I-Stützen mit nur 1 mm dünnen Stegblechen.

REMADI untersuchte am Institut National des Sciences Appliquées in Rennes unter der Leitung von ARIBERT und mit der Unterstützung von RAOUL (SETRA) reine Biegung bei Trägern mit schlanken Stegen sowohl theoretisch als auch experimentell /118/ bis /121/ (1995-1996). In diesem Zusammenhang wurden Ermüdungsversuche wurden an zwei großen Stahlträgern durchgeführt.

DUCHÊNE behandelte unter der Leitung von MAQUOI an der Universität Liège in umfangreichen, theoretischen Untersuchungen sowohl reine Biegung als auch reinen Schub /122/ bis /128/ (1995 bis 1998). Die von ihm geplanten Ermüdungsversuche sind derzeit noch nicht abgeschlossen.

NDGMO war an der Technischen Universität München tätig. Seine Arbeit enthält eine umfassende Zusammenstellung der bisherigen Untersuchungen /130/ (1997).

Die vorliegenden Berechnungsansätze sind in Teil 6 der Arbeit dargestellt und erläutert.

1.3 Vorgehensweise

Sowohl die experimentelle als auch die theoretische Untersuchung des Ermüdungsverhaltens infolge Stegarmung sind äußerst aufwendig.

Die Trägerversuche beinhalten eine große Anzahl von Parametern. Zur Erfassung der natürlichen Streuung der Ergebnisse wäre für jede Parametervariation eine Serie aus mehreren gleichartigen Ermüdungsversuchen erforderlich. Systematische Versuchsserien sind jedoch nicht möglich. Für die Ermüdungsversuche werden großen Versuchsträger benötigt, da nur damit sinnvolle Ergebnisse erzielt werden können. Sie erfordern hohe Lasten, die nur kleine Frequenzen zulassen und zu einer langen Laufzeit der Versuche führen. Zusätzlich ist die Beobachtung und Reißprüfung durch die Größe und die gesamte Länge der Schweißnähte erschwert.

Daher ist es sinnvoll, die Versuche durch theoretischen Untersuchungen und rechnerischen Parameterstudien zu ergänzen. Eine hinreichend genaue theoretische Behandlung des Problems ist jedoch ebenfalls sehr aufwendig. Die Ergebnisse hängen oft empfindlich von den angesetzten Annahmen und Voraussetzungen ab. Hier ist in erster Linie der Einfluß der Anfangsverformungen zu nennen. Sie werden in einem eigenen Abschnitt behandelt.

Um die Einflüsse der unterschiedlichen Berechnungsmodelle feststellen zu können, ist es wichtig, die vorliegenden Ansätze und Ergebnisse miteinander zu vergleichen. Für reine Biegung und reine Querkraft liegen mittlerweile eine Reihe von Berechnungsansätzen vor. Der objektive Vergleich und die Beurteilung der einzelnen Modelle ist jedoch durch unterschiedliche Auswertungen und Darstellungen der Ergebnisse erschwert. Daher besteht ein wichtiger Teil dieser Arbeit in dem Vergleich der vorliegenden theoretischen Ansätze und Bemessungsvorschläge auf einer möglichst einheitlichen Basis.

Über die Interaktion von Biegung mit Querkraft liegen bisher nur sehr wenig Ergebnisse vor. Im Rahmen dieser Arbeit ist in einem ersten umfassenden Ansatz die Kombination von reiner Biegung mit Querkraft sowohl experimentell als auch theoretisch untersucht worden.

Die Untersuchung des Ermüdungsverhaltens erfolgt mit dem von MAEDA/OKURA entwickelten Verfahren. Da in den entsprechenden Normen für die sekundären Biegespannungen keine Ermüdungsfestigkeitskurve angegeben ist, werden passende Ermüdungsversuche angegeben und ausgewertet.

Im einzelnen hat die Arbeit folgenden Inhalt:

- In Teil 2 sind die wichtigsten Grundlagen für die Berechnung von beulgefährdeten Bauteilen angeschrieben.
- Teil 3 beinhaltet die Untersuchung der Anfangsverformungen von Platten.
- Teil 4 enthält die Grundlagen der Materialermüdung.
- In Teil 5 sind die eigenen Ermüdungsversuche beschrieben.
- Teil 6 enthält den Vergleich und die Bewertung der veröffentlichten theoretischen Ansätze für reine Biegung und für reinen Schub.
- In Teil 7 ist eine detaillierte, rein analytische Lösung aufgezeigt.
- In Teil 8 erfolgt die eigene theoretische Behandlung anhand von FE-Berechnungen.
- Teil 9 enthält eine Zusammenstellung der wichtigsten Beobachtungen und einen Ausblick auf weiterführende Untersuchungen.

2 Tragfähigkeit beulgefährdeter Bauteile

2.1 Tragverhalten einer Platte

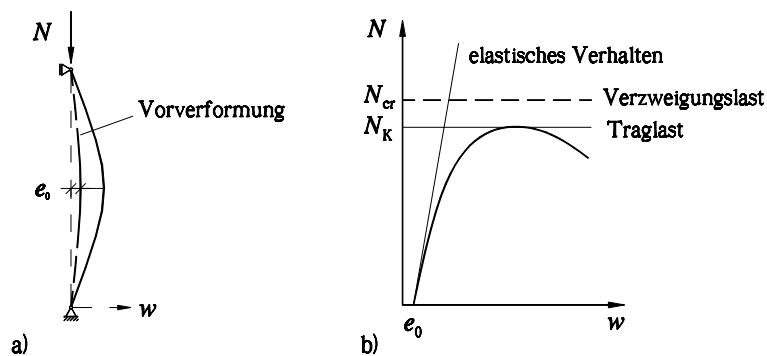


Bild 2-1: Knicken eines Druckstabes a) statisches System, b) Tragverhalten

Bild 2-1 zeigt das Tragverhalten eines zentrisch gedrückten schlanken Stabes. Der Druckstab versagt bei Beanspruchungen im Bereich der kritischen Knicklast oder Verzweigungslast N_{cr} . Aufgrund von unvermeidbaren Imperfektionen ist die Grenztraglast N_K eines schlanken Druckstabes kleiner als seine kritische Knicklast. Außer den plastischen Querschnittsreserven sind keine weiteren Systemreserven vorhanden.

Schlanken Platten hingegen besitzen große überkritische Tragreserven. Diese sind sowohl bei Druck- als auch bei Schubbeanspruchungen feststellbar. Das Tragverhalten ist sehr komplex. Es wird beeinflusst durch:

- Einwirkungen
- Schlankheit
- Randbedingungen
- Anfangsimperfektionen aus dem Schweißverzug
- Walz- und Schweißbeigenspannungen
- Streuung der Streckgrenze

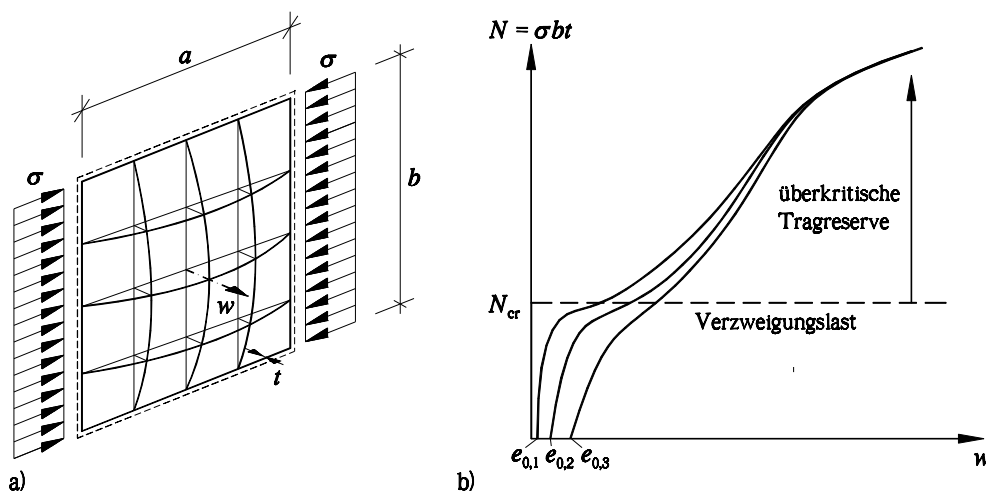


Bild 2-2: Beulen einer gedrückten Platte a) statisches System, b) Tragverhalten

Bild 2-2 zeigt schematisch das Tragverhalten einer zentrisch gedrückten schlanken Platte für drei verschiedene Anfangsverformungen $e_{0,1}$ bis $e_{0,3}$. Die Verzweigungslast $N_{cr} = \mathbf{s}_{cr}bt$ nach der linear elastischen Beultheorie ist gestrichelt eingetragen. Im Bereich der Beullast N_{cr} wachsen die Beulverformungen der Platte sehr stark an. Die Platte versagt jedoch erst bei erheblich größeren Lasten. Die Grenztraglast kann bei schlanken Platten ein Mehrfaches der linear elastischen Beullast betragen. Die Kurven nähern sich zunehmend an. Das bedeutet, daß der Einfluß der Anfangsverformung unterhalb der Beullast am größten ist und im überkritischen Tragbereich immer kleiner wird. Die Grenztraglast selbst ist nahezu unabhängig von der Anfangsverformung.

Die ersten Bemessungsrichtlinien für Platten basieren auf der linear elastischen Beultheorie. Danach sind Beanspruchungen in Bild 2-2 b) nur bis zu der gestrichelten Linie möglich. Dieser Ansatz ist bei schlanken Platten in Bezug auf die tatsächliche Tragfähigkeit sehr konservativ. Daher sind neue Berechnungsmodelle entwickelt worden, die die überkritischen Tragreserven berücksichtigen. In den nächsten zwei Abschnitten werden die Grundlagen der linear elastischen Beultheorie und die der Traglasttheorien erläutert.

2.2 Linear elastische Beulspannungen

Die linear elastischen Beultheorie kann überkritischen Tragreserven nicht erfassen. Ihr liegen folgende vereinfachende Annahmen zugrunde:

- die Platte ist bei Belastungsbeginn vollkommen eben
- die Beulverformungen aus der Plattenebene sind klein gegenüber der Plattendicke
- die Beanspruchungen wirken in der Plattenmittelebene
- der Werkstoff verhält sich ideal linear elastisch

Die linear elastischen Beulspannungen sind die Grundlage zahlreicher Berechnungs- und Bemessungsmethoden. Die Bestimmung ist ein Stabilitäts- oder Verzweigungsproblem. Bei der praktischen Anwendung erfolgt die Berechnung der Beulspannungen \mathbf{s}_{cr} und \mathbf{t}_{cr} nach den Gleichungen (2-1) und (2-2) aus der Eulerspannung \mathbf{s}_e und den Beulwerten k_σ und k_τ .

$$\mathbf{s}_{cr} = k_\sigma \mathbf{s}_e \quad (2-1)$$

$$\mathbf{t}_{cr} = k_\tau \mathbf{s}_e \quad (2-2)$$

mit
$$\mathbf{s}_e = \frac{p^2 \cdot E}{12(1-\mathbf{n}^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (2-3)$$

Für die Beulwerte k_σ und k_τ können in der Literatur zu unterschiedlichen Anwendungsfällen Tafeln und Berechnungsformeln gefunden werden. Bereits erwähnt wurden die Standardwerke von KLÖPPEL, SCHEER und KLÖPPEL, MÖLLER /12/, /13/.

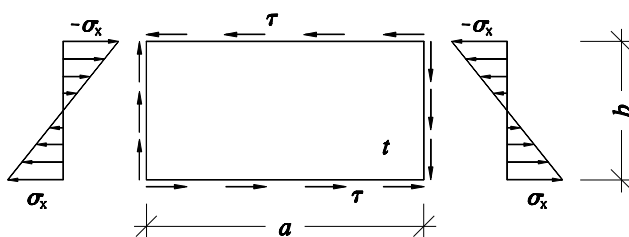


Bild 2-3: Rechteckplatte unter Biegung und Schub

In Bild 2-3 ist eine Rechteckplatte unter reiner Biegung und konstanten Randschubspannungen dargestellt. Bei gelenkiger Lagerung der Plattenränder gilt bei alleiniger Wirkung der Normalspannung \mathbf{s}_x Gleichung (2-4) für den Beulwert k_σ und bei alleiniger Wirkung der Schubspannung \mathbf{t} Gleichung (2-5) für den Beulwert k_τ .

$$k_\sigma = \begin{cases} 15,87 + \frac{1,87}{\mathbf{a}^2} + 8,6 \mathbf{a}^2 & \text{für } \mathbf{a} < \frac{2}{3} \\ 23,9 & \text{für } \mathbf{a} \geq \frac{2}{3} \end{cases} \quad (2-4)$$

$$k_\tau = \begin{cases} 4 + \frac{5,34}{\mathbf{a}^2} & \text{für } \mathbf{a} < 1 \\ 5,34 + \frac{4}{\mathbf{a}^2} & \text{für } \mathbf{a} \geq 1 \end{cases} \quad (2-5)$$

mit $\mathbf{a} = \frac{a}{b}$ (2-6)

Bei eingespannten Rändern liefert die Lösung des Verzweigungsproblems für k_τ :

$$k_{\tau,e} = \begin{cases} 5,4 + \frac{9}{\mathbf{a}^2} & \text{für } \mathbf{a} < 1 \\ 9 + \frac{5,4}{\mathbf{a}^2} & \text{für } \mathbf{a} \geq 1 \end{cases} \quad (2-7)$$

Bei der gemeinsamen Wirkung der Spannungen \mathbf{s} und \mathbf{t} erhält man aus der Lösung des Verzweigungsproblems für den Sonderfall der reinen Biegung als Interaktion die Kreisgleichung (2-8) /66/. Sie ist in Bild 2-4 graphisch dargestellt.

$$\left(\frac{\mathbf{s}_x}{\mathbf{s}_{x,cr}} \right)^2 + \left(\frac{\mathbf{t}}{\mathbf{t}_{cr}} \right)^2 \leq 1 \quad (2-8)$$

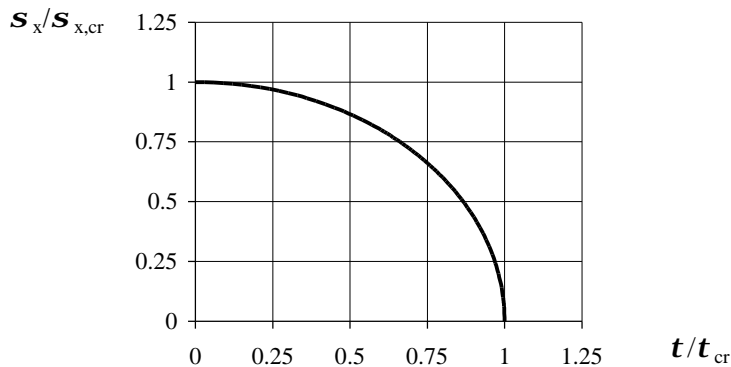


Bild 2-4: Interaktion bei reiner Biegung mit Schub

2.3 Traglasttheorien

2.3.1 Allgemeines

Die zeitlich nacheinander entstandenen nationalen und europäischen Bemessungsregeln für plattenartige Bauteile unter ruhender Belastung zeigen sehr anschaulich die zunehmende Beachtung der überkritischen Tragreserven. Nachfolgend werden die Traglastansätze des

Eurocode 3 näher erläutert. In Abschnitt 5.6 sind mit den im Rahmen dieser Arbeit angefertigten Versuchsträger Vergleiche mit weiteren Bemessungsrichtlinien dargestellt.

2.3.2 Konzept der wirksamen Breiten

Das Konzept der wirksamen Breiten beschreibt anschaulich die überkritische Tragfähigkeit druckbeanspruchter, schlanker Platten. Die überkritischen Tragreserven der Platte ergeben sich zum einen durch die Ausbildung eines räumlichen Membranspannungszustandes und zum zweiten durch die Umlagerung der Belastung. Beides ist jedoch nur bei steifen Plattenrändern in größerem Umfang möglich.

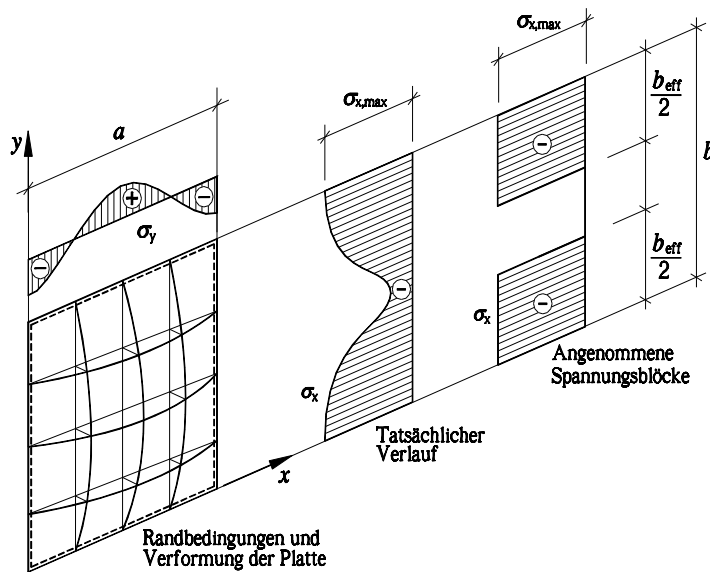


Bild 2-5: Wirksame Breite einer zentrisch gedrückten Platte

Bild 2-5 zeigt eine Platte unter reinem Druck. Der räumliche Membranspannungszustand kann sich oberhalb der Beulspannung $s_{x,cr}$ infolge der großen Beulverformungen ausbilden. Das Ausbeulen aktiviert die Dehnsteifigkeit der Platte in Querrichtung. Es entstehen die dargestellten quergerichteten Membranzugspannungen s_y , die im ausgebeulten, mittleren Bereich der Platte dem Ausbeulen entgegenwirken. Die für das Gleichgewicht erforderlichen Druckspannungen werden von den Bereichen an den Querrändern aufgebracht.

Ebenfalls durch die Verformungen bedingt, lagern sich die Längsspannungen s_x um. In Bild 2-5 ist die entstehende, ungleichförmige Verteilung der Längsspannungen s_x dargestellt. Die Fasern im ausgebeulten, mittleren Bereich der Platte beteiligen sich nur noch wenig an der Lastabtragung. Die Spannungen in den gestützten Längsrändern dagegen können bis zur Fließgrenze anwachsen.

Bei dem Konzept der wirksamen Breiten wird der tatsächliche, ungleichmäßige Spannungsverlauf durch fiktive Spannungsblöcke mit dem Größtwert $s_{x,max}$ am Plattenrand und der wirksamen Breite b_{eff} ersetzt.

V. KÁRMÁN ging davon aus, daß der Beulwert k_σ der Ersatzplatte gleich dem Beulwert k_σ der realen Platte ist. Mit diesem Ansatz ergibt sich:

$$\begin{aligned} s_{cr} &= k_{\sigma} \frac{p^2 \cdot E}{12(1-n^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \\ s_{max} &= k_{\sigma} \frac{p^2 \cdot E}{12(1-n^2)} \left(\frac{t}{b_{eff}}\right)^2 \Rightarrow \frac{s_{cr}}{s_{max}} = \left(\frac{b_{eff}}{b}\right)^2 \quad \text{bzw.} \quad \frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\frac{s_{cr}}{s_{max}}} \end{aligned} \quad (2-9)$$

Die Grenztragfähigkeit der Ersatzplatte erhält man, wenn der Größtwert s_{max} die Fließgrenze f_y erreicht. Aus Gleichung (2-9) folgt damit:

$$\frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\frac{s_{cr}}{f_y}} \quad (2-10)$$

Die rechte Seite der Gleichung (2-10) ist ein dimensionsloser Abminderungsfaktor k , der auf die vorhandene Breite b angewendet die wirksame Breite b_{eff} liefert. Der Kehrwert wird als bezogene Schlankheit \bar{I}_p bezeichnet.

$$k = \frac{b_{eff}}{b} = \frac{1}{\bar{I}_p} \quad (2-11)$$

mit
$$\bar{I}_p = \sqrt{\frac{f_y}{s_{cr}}} \quad (2-12)$$

Im Vergleich dazu ist die Verzweigungslast der linear elastischen Beultheorie durch die quadratische Hyperbelfunktion (2-11) gegeben (Eulerhyperbel).

$$k = \frac{s_{cr}}{f_y} = \frac{1}{\bar{I}_p^2} \quad (2-13)$$

Die von v. KÁRMÁN aufgestellte Beziehung (2-11) wird durch Versuche recht gut bestätigt. Die Abminderung ist jedoch auf der unsicheren Seite zu gering, was durch den Ansatz gleicher Beulwerte und durch die Vernachlässigung von geometrischen und strukturellen Imperfektionen erklärt werden kann. Eine Verbesserung, die internationale Anerkennung fand, beinhaltet die von WINTER vorgeschlagene Gleichung (2-14) zu der nach ihm benannten *Winterkurve*. Sie fand in verschiedene Normen und Richtlinien Eingang.

$$k = \frac{b_{eff}}{b} = \left(\frac{1}{\bar{I}_p} - \frac{0,22}{\bar{I}_p^2} \right) \quad (2-14)$$

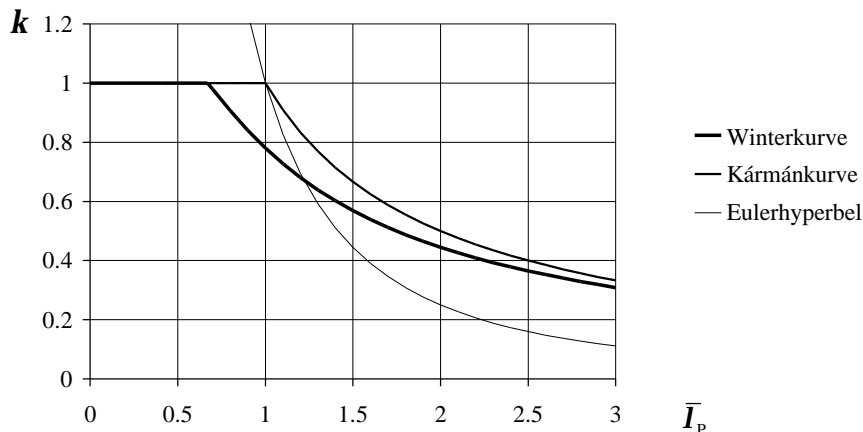


Bild 2-6: Vergleich Winterkurve, v. Kármánscher Kurve, Eulerhyperbel

Bild 2-6 veranschaulicht die Abminderungsfaktoren k nach den Gleichungen von WINTER, v. KÁRMÁN und nach der Eulerhyperbel. Die Winterkurve liegt für bezogene Schlankheiten $\bar{I}_p > 1,3$ oberhalb der Eulerhyperbel. Ab diesem Wert spielen überkritische Tragreserven eine Rolle, davor ist die Materialfestigkeit maßgebend.

Das Diagramm macht den Einfluß des Stabilitätsversagens bei großen Schlankheiten deutlich. Die Tragfähigkeit des ungeschwächten Bruttoquerschnitt beim Ansatz der Fließgrenze ist durch die Linie $k = 1$ dargestellt. Bei $\bar{I}_p = 3$ beträgt die linear elastische Beullast nur noch 1/10 der Bruttotragfähigkeit. Die Grenztraglast beträgt infolge der überkritischen Tragreserven das 3-fache der linear elastischen Beullast. Dies ist jedoch nur 1/3 der bei $k = 1$ liegenden Bruttotragfähigkeit.

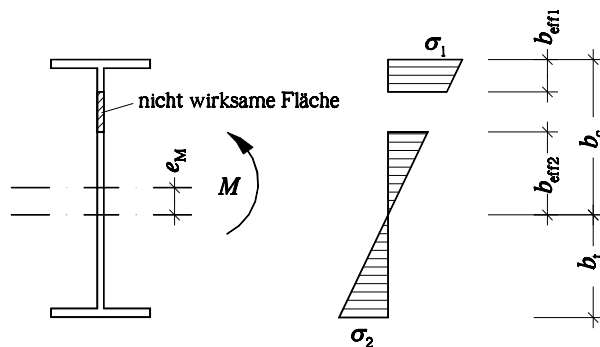


Bild 2-7: Wirksamer Querschnitt und Verlauf der Biegespannungen σ_x

Der große Vorteil des Verfahrens zeigt sich erst bei der Anwendung auf komplette Trägerquerschnitte. In Bild 2-7 ist ein I-Querschnitt dargestellt. Eine Reduzierung der Momententragfähigkeit ergibt sich lediglich durch den Ausfall der nicht wirksamen Stegfläche. Der Hauptanteil der Momententragfähigkeit wird durch die Flansche aufgebracht. Diese können unabhängig von den Beulspannungen des Steges voll bis zur Fließgrenze ausgenutzt werden (vgl. Erläuterungen zu Bild 2-14). Bei reiner Biegung gilt:

$$b_{\text{eff}} = k b_c \quad (2-15)$$

$$b_{\text{eff}2} = 0,6 b_{\text{eff}} \quad (2-16)$$

$$b_{\text{eff}1} = 0,4 b_{\text{eff}} \quad (2-17)$$

Mit k nach Gleichung (2-14). Der Versatz der Schwerachse um e_M nach unten kann vereinfachend vernachlässigt werden.

2.3.3 Zugfeldtheorie

Die Zugfeldtheorie dient zur Beschreibung der überkritischen Tragreserven von schubbeanspruchten Beulfeldern. Für Träger mit schlanken Stegen ohne Quersteifen und mit Quersteifen wurden unterschiedliche Ansätze entwickelt.

Träger mit Quersteifen

Bild 2-8 zeigt das Beulmuster eines mit Quersteifen ausgesteiften Trägers im überkritischen Zustand. Die Tragweise entspricht der eines Fachwerkträgers mit dem Stegblech als Diagonalen und den Quersteifen als Pfosten.

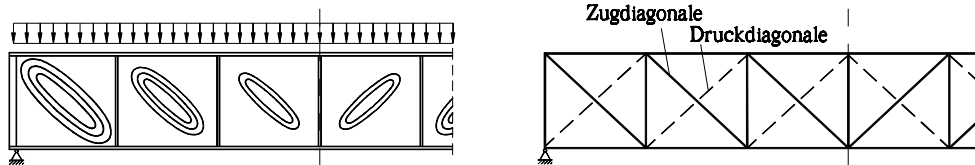


Bild 2-8: Überkritischer Tragzustand eines Trägers mit Quersteifen

In Druckdiagonalenrichtung führen bereits kleine Druckspannungen zum Ausbeulen des Stegbleches. Dabei entstehen die für hohe Schubbeanspruchung typischen Falten in Richtung der Zugdiagonalen. Die Druckdiagonale fällt aus und das Stegblech wird zum Zugfeld.

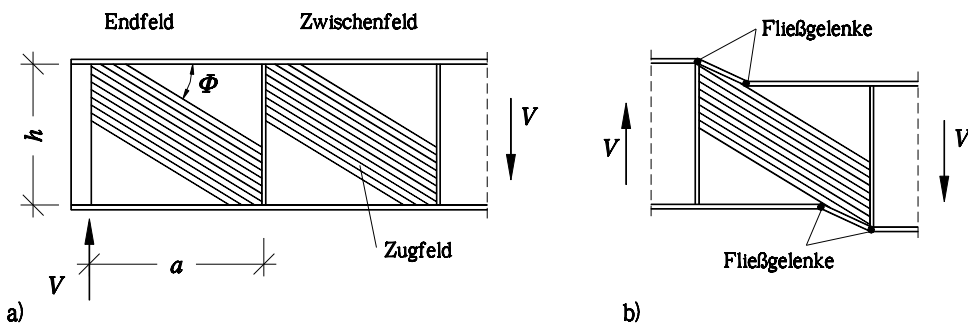


Bild 2-9: Träger mit Quersteifen: a) Ausbildung von Zugfeldern, b) Versagensmechanismus

Die Zugdiagonale ist in den Ecken an die Quersteifen und Gurte eingehängt. Aus Bild 2-9 a) wird deutlich, daß zur Verankerung des Zugfeldes im Randfeld eine steife Endquersteife notwendig ist, da hier die aussteifende Wirkung des Nachbarfeldes wegfällt. Sind die Gurte nicht vollständig ausgenutzt, beteiligen sie sich an der Querkraftabtragung. Das Versagen in Bild 2-9 b) ist gekennzeichnet durch die Ausbildung von Fließgelenken in den Gurten und das Erreichen der Fließgrenze in der Zugfelddiagonalen.

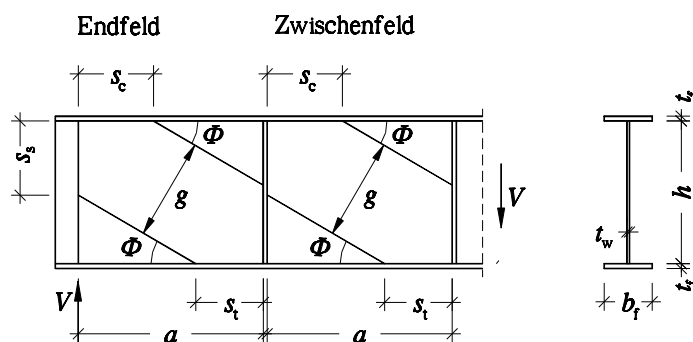


Bild 2-10: Geometrie der Zugfelder nach Eurocode 3 Teil 1.1 /163/

Die Berechnungsansätze für die Träger mit Quersteifen unterscheiden sich in den einzelnen Richtlinien geringfügig. Bild 2-10 zeigt die Geometrie des Zugfeldes nach Eurocode 3 Teil 1.1 /163/. Die Schubtragfähigkeit hängt vom Neigungswinkel Φ ab. Dieser wird zunächst näherungsweise mit $2/3Q$ abgeschätzt. Dabei ist Q der Winkel der Diagonalen. Anschließend kann die Berechnung durch zusätzliche Iterationen verbessert werden.

Träger ohne Quersteifen

Biegeträger mit unausgesteiften Stegen können nur dann überkritische Schubtragreserven entwickeln, wenn die Stege durch steife Ränder begrenzt werden. Daher sind steife Flansche sowie biegesteife Endquersteifen an den Trägerenden erforderlich. Außerdem sind an den Zwischenauflagern und den Angriffspunkten großer Einzellasten Quersteifen erforderlich. Trägerstege mit Quersteifen an diesen Stellen gelten noch als unausgesteift.

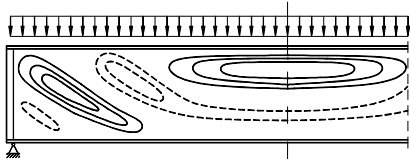


Bild 2-11: Überkritischer Tragzustand eines unausgesteiften Trägers

Bild 2-11 zeigt schematisch die Stegverformung eines unausgesteiften Trägers nach dem Überschreiten der kritischen Beulspannung. Das Beulmuster bildet sich senkrecht zu den Drucktrajektorien in Richtung der Zugtrajektorien aus. Das überkritische Tragverhalten beruht auf Spannungumlagerungen und der Ausbildung von Membranzugspannungen im Steg. Dabei bildet sich eine Längsszugkraft im Steg, die in den Flanschen als Reaktion Druckspannungen erzeugt. Die Verankerung der Längsszugkraft erfolgt an den Trägerenden durch die Endquersteife.

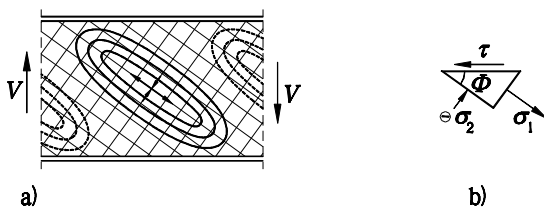


Bild 2-12: Unausgesteifter, unendlich langer Träger unter Schubbeanspruchung
a) Stegverformung und Verlauf der Trajektorien, b) Spannungszustand

Das Tragmodell des Eurocode 3 Teil 1.5 /165/ gilt für unausgesteifte und ausgesteifte Stege. Ursprünglich ist es jedoch für unausgesteifte Trägerstege entwickelt worden. Die Theorie ist in /155/ kurz beschrieben. Es wird ein unendlich langes Beulfeld mit dem in Bild 2-12 b) dargestellte Spannungszustand zugrunde gelegt. Unter der Annahme $s_2 = t_{cr}$ und unter Verwendung der v. Mises-Spannungshypothese kann die Tragspannung t_u in Abhängigkeit von der bezogenen Schlankheit \bar{I}_t ermittelt werden. Gleichung (2-18) gibt die Tragspannung t_u bezogen auf die Schubfließgrenze t_y an. Die rechte Seite der Gleichung stellt einen dimensionslosen Abminderungsfaktor k_τ für die Schubtragfähigkeit dar.

$$k_\tau = \frac{t_u}{t_y} = \frac{\sqrt[4]{3}}{\bar{I}_t} \cdot \sqrt{\sqrt{1 - \frac{1}{4 \cdot \bar{I}_t^4}} - \frac{1}{2 \cdot \sqrt{3} \cdot \bar{I}_t^2}} \quad (2-18)$$

mit $\bar{I}_t = \sqrt{\frac{t_y}{t_{cr}}}$ und $t_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$ (2-19)

In Eurocode 3 Teil 1.5 /165/ ist auf der sicheren Seite liegend und unter der Einbeziehung von Versuchsergebnissen Gleichung (2-18) für steife Endquersteifen durch Gleichung (2-20) und für weiche Endquersteifen durch Gleichung (2-21) ersetzt.

$$k_{\tau} = \begin{cases} h & \text{für } \bar{I}_p \leq \frac{0,83}{h} \\ \frac{0,83}{\bar{I}_p} & \text{für } \frac{0,83}{h} < \bar{I}_p \leq 1,08 \\ \frac{1,37}{0,7 + \bar{I}_p} & \text{für } \bar{I}_p > 1,08 \end{cases} \quad (2-20)$$

$$k_{\tau} = \begin{cases} h & \text{für } \bar{I}_p \leq \frac{0,83}{h} \\ \frac{0,83}{\bar{I}_p} & \text{für } \bar{I}_p > \frac{0,83}{h} \end{cases} \quad (2-21)$$

wobei

$$h = \begin{cases} 1,20 & \text{für S 235, S 275 und S 355} \\ 1,05 & \text{für S 420 und S 460} \end{cases} \quad (2-22)$$

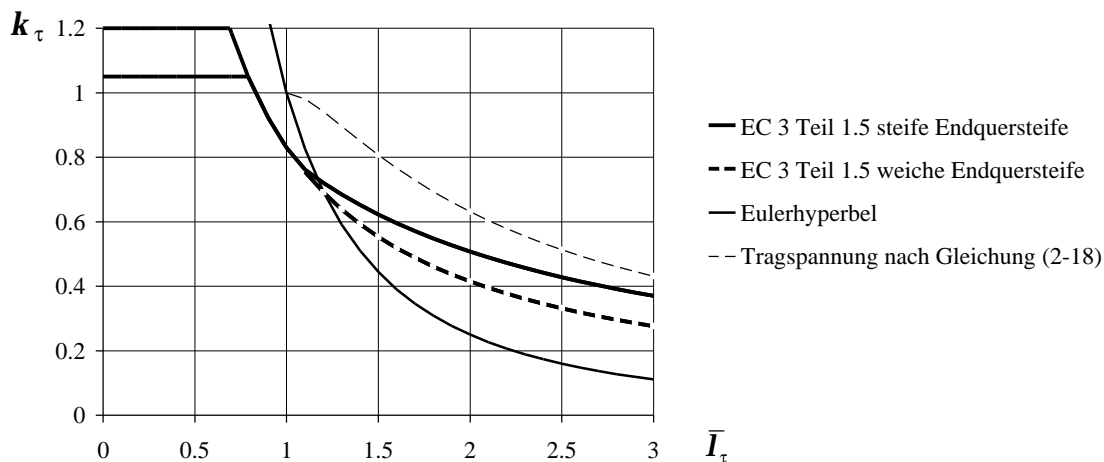


Bild 2-13: Vergleich der Schubtragfähigkeit nach Eurocode 3 Teil 1.5 /165/

Bild 2-13 zeigt die Abminderungsfaktoren k_{τ} nach Eurocode 3 Teil 1.5 /165/ über der bezogenen Schlankheit \bar{I}_t im Vergleich mit der Eulerhyperbel und mit Gleichung (2-18). Die überkritischen Tragreserven im Bereich großer Schlankheiten sind deutlich erkennbar. Die Grenztragfähigkeit beträgt bei $\bar{I}_t = 3$ etwa das 3-fache der linear elastischen Beullast und 40% der plastischen Querkrafttragfähigkeit. Da die Querkrafttragfähigkeit eines Trägers in der Hauptsache durch den Steg aufgebracht wird, ergibt sich bei großen Stegslankheiten im Unterschied zur Biegetragfähigkeit trotz der überkritischen Tragreserven eine deutliche Abminderung der Tragfähigkeit aus der Materialfestigkeit.

Im gedungen Bereich wird der tatsächlichen Schubtragfähigkeit der Baustähle Rechnung getragen. Die Grenze liegt nicht bei der v. Mises Schubspannung und $k = 1$, sondern bei $k = 1,20$ für niedrigfeste Stähle und $k = 1,05$ bei höherfesten Stählen.

Interaktion zwischen Biegemoment und Querkraft

Die Interaktionsmodelle für Biegung mit Querkraft sind in Verbindung mit der Zugfeldtheorie entwickelt worden und orientieren sich sehr stark an Versuchsergebnissen.

Die in Eurocode 3 Teil 1.1 0/163/ und Teil 1.5 /165/ verwendete Interaktion geht zurück auf BASLER /37/. Das Grenzmoment M_u und die Grenzquerkraft V_u eines Trägers brauchen bei der gemeinsamen Wirkung von Biegemoment und Querkraft nicht abgemindert werden, solange die Querkraft $V \leq 0,5V_u$ ist. Erst bei Querkraften $V > 0,5V_u$ erfolgt die Berücksichtigung gemäß Gleichung (2-23).

$$\frac{M}{M_u} + \left(1 - \frac{M_{u,f}}{M_u}\right) \left(2 \frac{V}{V_u} - 1\right)^2 \leq 1 \quad \text{für } V \geq 0,5V_u \quad (2-23)$$

Die Momententragfähigkeit von Trägern mit schlanken Stegen besteht in der Hauptsache aus dem Anteil $M_{u,f}$ der Flansche, der Steganteil ist in der Regel gering. Bei der Querkraft sind die Verhältnisse umgekehrt. Nach Eurocode 3 Teil 1.1 /163/ wird vereinfachend nur der Steganteil $V_{u,s}$ berücksichtigt, in Teil 1.5 /165/ ist auch der Flanschanteil angesetzt.

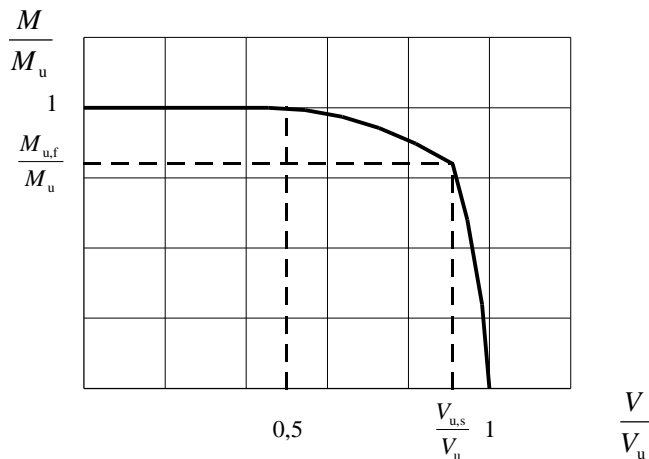


Bild 2-14: Interaktion Biegemoment - Querkraft nach Eurocode 3

Bild 2-14 zeigt schematisch die bemerkenswert füllige Interaktionskurve nach Eurocode 3 Teil 1.5 /165/. Der Flanschanteil $M_{u,f}$ kann stets voll ausgenutzt werden, es wird nur der Steganteil reduziert. Dieser Anteil ist Null bei voller Querkraftausnutzung des Steges. Ebenso stets voll erhalten bleibt der Steganteil $V_{u,s}$. Es wird lediglich der Querkraftanteil der Flansche reduziert, er ist Null bei voller Ausnutzung der Flansche durch Normalspannungen.

2.4 Nachweis gegen Stegmaten nach Eurocode 3 Teil 2 und Teil 6

Für den Nachweis gegen Ermüdungsrisse infolge Stegmaten ist in Eurocode 3 Teil 2 (Stahlbrücken) /166/ und Teil 6 (Kranbahnen) /167/ Gleichung (2-24) vorgeschlagen.

$$\left(\frac{\mathbf{s}_{x,d,ser}}{\mathbf{s}_{x,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\mathbf{t}_{d,ser}}{\mathbf{t}_{cr}}\right)^2 \leq 1,15 \quad (2-24)$$

Die Spannungen $\mathbf{s}_{x,d,ser}$ und $\mathbf{t}_{d,ser}$ werden mit der *häufigen Lastkombination* für den Gebrauchszustand (*serviceability limit state*) berechnet.

\mathbf{s}_{ocr} und \mathbf{t}_{cr} sind die linear elastischen Beulspannungen eines herausgeschnitten gedachten Beulfeldes mit gelenkig gelagerten Rändern.

Der Nachweis ist aus Gleichung (2-8) abgeleitet. Die Interaktion zwischen Biegung und Querkraft ist vereinfachend stets mit einem Kreis angesetzt. Dies gilt streng analytisch betrachtet nur für die Kombination von reiner Biegung mit Querkraft. Durch die rechte Seite von Gleichung (2-24) werden die $\sqrt{1,15} = 1,07$ -fachen linear elastischen Beulspannungen zugelassen.

Vergleiche der Stegatmenformel mit dem Grenzzustand der Tragfähigkeit finden sich in /131/. Die Stegatmenformel basiert nicht auf der Materialermüdung. Die Eignung der Formel als Nachweis der Materialermüdung bei Stegatmen ist in Abschnitt 8.13 erläutert.

3 Anfangsverformungen beulgefährdeter Bauteile

3.1 Einfluß der Anfangsverformungen

Die Anfangsverformungen der Stegbleche aus der Ebene haben einen großen Einfluß auf die Biegespannungen an den Plattenrändern und damit auf das Ermüdungsverhalten und die Lebensdauer des Bauteils. Der Einfluß der Vorverformungen ist trotz der großen Bedeutung in den bisherigen Untersuchungen zum Stegatmen nur unzureichend berücksichtigt. Für ein besseres Verständnis und im Hinblick auf eine realistische Erfassung werden die Anfangsformungen geschweißter Trägerstege in diesem Teil der Arbeit näher untersucht.

Rechnerische Parameterstudien zeigen, daß nicht nur die maximale Auslenkung eine Rolle spielt, sondern auch die Lage und die Form der Vorbeulen. Cosinusförmige Vorverformungen (horizontale Tangente) führen zu größeren Biegespannungen an den Plattenrändern als sinusförmige Vorbeulen. Beulmuster mit mehreren Halbwellen verursachen ebenfalls größere Biegespannungen als eine einzige Halbwellen. In den meisten Fällen liefert die zu der Eigenbeulform affine Vorverformung die größten Biegespannungen.

Der Ansatz der Vorverformungen muß mit den Grenzwerten für die Herstellungstoleranzen übereinstimmen, die sich aus der Fertigung und Montage ergeben und in den Richtlinien geregelt sind. Strenge Anforderungen an die Ebenheit der Bleche können einerseits größere Beanspruchbarkeiten erlauben, auf der anderen Seite erfordern sie aber auch einen erhöhten Aufwand bei der Herstellung.

3.2 Schweißverzug

3.2.1 Allgemeines

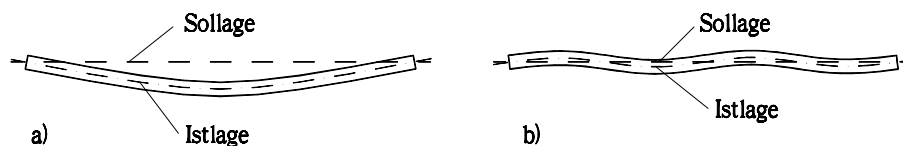


Bild 3-1: Abweichungen von Trägerachsen durch Schweißverzug

Die Anfangsverformungen entstehen in der Hauptsache durch die Schrumpfung der beim Schweißen erwärmten Nahtbereiche. Der Schweißverzug ist unvermeidbar. Durch sorgfältige Wahl der Schweißfolge können die Formabweichungen positiv beeinflusst, jedoch nicht verhindert werden.

Bild 3-1 a) zeigt schematisch die bei ungeeigneter Schweißfolge gekrümmte Stabachse eines Trägers mit großer Abweichung von der Solllage. In Bild 3-1 b) pendelt die Stabachse durch abschnittsweise wechselseitiges Schweißen um ihre Solllage, der Mittelwert der Abweichungen ist Null.

Dies ist jedoch eine Idealvorstellung. Der Zusammenbau von Konstruktionen ist häufig durch Zwangspunkte geprägt, die eine optimale Schweißfolge nicht zulassen. Außerdem beeinflussen sich räumlich zueinander stehende Bauteile gegenseitig. Was für eine Richtung sinnvoll ist, kann in einer anderen Richtung größere Verformungen verursachen.

3.2.2 Stegverformungen

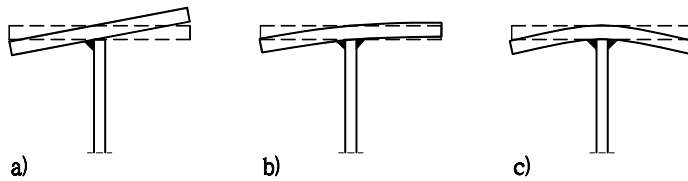


Bild 3-2: Flanschverformungen durch Schweißverzug

Die Stegverformungen geschweißter Träger entstehen durch die Längs- und Querschrumpfung der Nähte zu den Gurten und zu den Steifen.

Die Schrumpfung in Querrichtung hat auf die Stegverformungen nur einen kleinen Einfluß. Bild 3-2 zeigt die Verformungen infolge der Querschrumpfung der Doppelkehlnaht zum Trägerflansch. Der Flansch ist nicht gehalten und kann sich ohne Zwang verdrehen. In Teilbild a) verdreht sich der Flansch nach dem Schweißen der ersten Naht. Durch das Schweißen der zweiten Naht in Bild b) geht die Verdrehung wieder etwas zurück. Die Stegverformungen sind klein.

In Teilbild c) sind die Verformungen beim gleichzeitigen Schweißen beider Nähte gezeigt. Der Flansch verformt sich symmetrisch. Für den Steg ergibt sich durch das gleichzeitige Schweißen der Doppelkehlnaht keine Änderung. Man erhält also nur eine Verbesserung für den Flansch, nicht jedoch für den Steg.

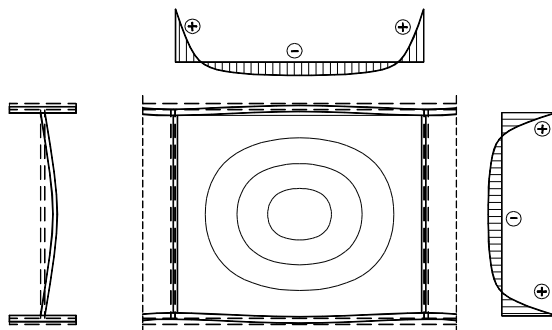


Bild 3-3: Stegbeulung durch Eigenspannungen infolge Schweißverzug

Die Hauptursache der Stegbeulen ist die Längsschrumpfung der Schweißnähte. Bild 3-3 zeigt schematisch die Eigenspannungen in dem Stegblech infolge der Längsschrumpfung und die daraus resultierende Stegbeule. Die Nähte an allen vier Stegrändern wollen sich infolge der Längsschrumpfung verkürzen. Es entsteht ein Eigenspannungszustand mit Zug entlang der Ränder und zweiachsigem Druck in Plattenmitte. Das Stegblech beult aus, wenn die Druckspannungen die Beulspannungen überschreiten. Da die Beulspannungen von schlanken Blechen klein sind, beulen diese früher und stärker aus. Die resultierende Verformung besteht aus einer einzelnen Wölbung.

Schlankste Stege werden immer infolge der Längsschrumpfung ausbeulen. Die Stegverformung kann dadurch klein gehalten werden, indem die Nahtdicke so gering wie möglich gewählt wird. Unnötig dicke Nähte führen zu größeren Schrumpfungen und zu größeren Stegbeulen.

Durch eine besondere Schweißnahtfolge oder das gleichzeitige Schweißen bei Doppelkehlnähten sind keine wesentlichen Verbesserungen zu erreichen.

Sehr große Verformungen werden durch beidseitig angeordnete Quersteifen verursacht. Die erforderlichen vier Nähte bewirken eine große Längsschrumpfung. Die Quersteifen können wegen ihrer geringen Fläche nur einen kleinen Anteil der Druckspannungen aufnehmen. Die vertikalen Nähte verkürzen sich relativ ungehindert und bewirken damit große Stegbeulen.

Einseitige Quersteifen haben keinen Vorteil. Hierbei sind zwar die Längsschrumpfungen kleiner, aber die einseitigen Nähte bewirken eine Krümmung der vertikalen Stegränder. Unterbrochene oder einseitige Nähte sind nicht zu empfehlen, da sie wesentlich größere Kerbeigenschaften und kleinere Ermüdungsfestigkeiten besitzen.

3.2.3 Richten

Wenn die Verformungen die Herstellungstoleranzen überschreiten, wird man in der Praxis versuchen, ein ausgebeultes Stegfeld durch nachträgliches Warmrichten zu glätten. Das Stegblech muß dazu an der höchsten Erhebung erwärmt werden. Beim Abkühlen schrumpfen die erwärmten Bereiche und verkleinern dabei die maximale Auslenkung.

Untersuchungen zum Einfluß des Warmrichtens auf die Stegform liegen bisher nicht vor. Es wird jedoch erforderlich sein, das Ermüdungsverhalten von gerichteten Blechen in zukünftigen Forschungsarbeiten zu klären, da hierbei zwei gegenläufige Aspekte auftreten:

- Die Nahtbereiche werden nicht erwärmt. Dadurch werden keine weiteren Zugeigen-
spannungen in den Nähten erzeugt sondern umgekehrt die Längszugspannungen in den
Nähten und die Druckspannungen im Stegblech abgebaut. Das Trag- und
Ermüdungsverhalten wird dadurch verbessert.
- Beim Warmrichten können aus der großen Beule mit einer Halbwelle mehrere kleinere
Beulen entstehen. Rechnerischen Untersuchungen zufolge sind die Biegespannungen an
den Plattenrändern beim Ansatz von mehreren Halbwelle größer als beim Ansatz von
einer Halbwelle. Dies ist auch dann der Fall, wenn der Stich der Halbwellen nur halb so
groß ist. Das Ermüdungsverhalten kann demnach auch verschlechtert werden.

Man wird jedoch davon ausgehen können, daß das Ermüdungsverhalten eines gerichteten Bauteils nicht schlechter ist, als das eines unbehandelten Bauteils mit vergleichbarer Vorverformung.

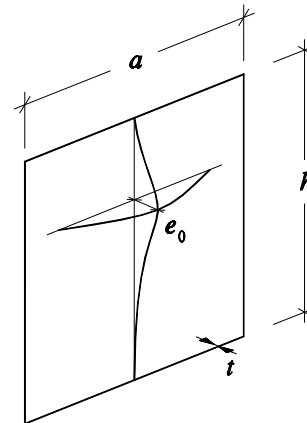
3.3 Grenzwerte der Fertigungstoleranzen

3.3.1 Fertigungstoleranzen in Normen und Richtlinien

In Normen und Richtlinien lassen sich sehr unterschiedliche Höchstwerte für die Formabweichungen von Plattenbauteilen und Steifen finden. Tabelle 3-1 enthält eine Auswahl von Grenzwerten für die Vorverformung e_0 von Platten aus der Ebene. Dabei ist zu beachten, daß die meisten Regelungen nur für ruhende Belastung gelten.

Tabelle 3-1: Grenzwerte e_0 für Platten

Norm / Richtlinie	Grenzwert
Eurocode 3 Teil 2 /166/ (Draft 1996)	$e_0 \leq \frac{\min(a, 2h)}{250}$
DIN 18 800 Teil 3 /161/ (1990)	$e_0 \leq \frac{\min(a, 2h)}{250}$
DAST Ri 012 /160/ (1979)	$e_0 \leq \frac{\min(a, h)}{250}$
AS 1250 /172/ (1980)	$e_0 \leq \frac{h}{200}$
BS 5400 /171/ (1980)	$e_0 \leq \frac{\min(a, 2h)}{165} \sqrt{\frac{f_y}{355}} \geq 3 \text{ mm}$
BS 5950 /170/ (1985)	$e_0 \leq \frac{h}{150}$
SIA 161 /169/ (1990)	$e_0 \leq \frac{h}{150}$
PrEN 1090-1 /175/ (1994)	$e_0 \leq \frac{h}{100}$
MBMA /173/ (1986)	$e_0 \leq \frac{h}{72}$
OTUA /174/ (1989)	$e_0 \leq \frac{h}{50}$
BSK /176/ (1994)	$e_0 \leq \frac{h}{200}$ für $\frac{h}{t} \leq 80$
	$e_0 \leq \frac{h^2}{16000t}$ für $80 < \frac{h}{t} < 200$
	$e_0 \leq \frac{h}{80}$ für $\frac{h}{t} \geq 200$

**Bild 3-4:** Vorverformung e_0

Bezieht man die Formeln für die Grenzwerte in Tabelle 3-1 auf die Blechdicke t , erhält man, außer für die Regelung der schwedischen Vorschrift BSK /176/, die Gleichung für eine Gerade mit der Steigung \mathbf{j} :

$$\frac{e_0}{t} = \mathbf{j} \frac{h}{t} = \mathbf{j} \mathbf{b} \quad (3-1)$$

Die schwedische Norm beinhaltet eine abschnittsweise Formulierung. Für $\mathbf{b} < 80$ und $\mathbf{b} > 200$ ist die lineare Beziehung nach Gleichung (3-1) angesetzt. Für \mathbf{b} zwischen 80 und 200 besteht ein quadratischer Zusammenhang:

$$\frac{e_0}{t} = \mathbf{j} \left(\frac{h}{t} \right)^2 = \mathbf{j} \mathbf{b}^2 \quad (3-2)$$

In Bild 3-5 sind die bezogenen Grenzwerte e_0/t für verschiedene Werte von \mathbf{j} über der Schlankheit \mathbf{b} dargestellt. Gleichzeitig sind in das Diagramm die an Hochbauträgern gemessenen Vorverformungen aus /146/ (1995) und /147/ eingetragen. Die Messungen wurden von einem Stahlbauunternehmen im europäischen Ausland beim Verlassen der Träger aus der eigenen Werkstatt durchgeführt. Es handelt sich um unausgesteifte Träger mit Endquersteifen an den Trägerenden.

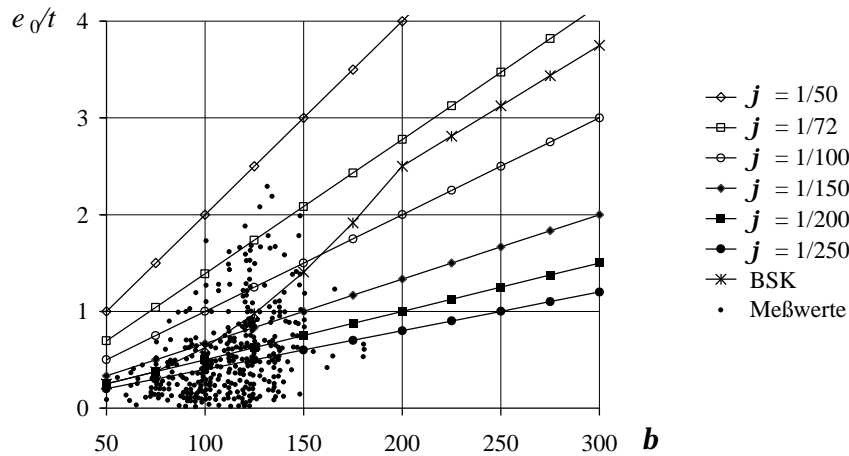


Bild 3-5: Grenzwerte der Anfangsverformung e_0/t in Normen und Richtlinien

Träger mit Zwischenquersteifen kommen in der Untersuchung nicht vor. Bei diesen führen die zusätzlichen Schweißnähte zu einem größeren Schweißverzug, gleichzeitig bewirken die Quersteifen jedoch eine höhere Beulsteifigkeit des Stegbleches. Man kann daher den Schweißverzug von Trägern mit Quersteifen nicht sicher abschätzen, denkbar ist eine ähnliche Größenordnung wie bei den gezeigten Beispielen.

Die eingetragenen Meßwerte bestätigen die grundlegende Aussage der Regelungen, daß die Anfangsverformungen mit der Schlankheit b zunehmen. Die Spanne zwischen den einzelnen Regelungen ist bemerkenswert groß. Große j -Werte führen zu steilen Geraden mit rasch anwachsenden Grenzwerten. Die schwedische Vorschrift läßt bei gedrunenen Schlankheiten nur kleine Herstellungstoleranzen zu. Für b zwischen 80 und 200 führt der quadratische Ansatz zu einer äußerst schnellen Erweiterung der Grenzwerte.

Großzügige Grenzwerte sind in den Regelungen /173/ bis /176/ gegeben. Die strengsten Grenzwerte beinhalten die deutschen Normen DASt-Richtlinie 012 /160/ und DIN 18800 Teil 3 /161/ mit der flachsten Steigung $j = 1/250$. Gegenwärtig ist dieselbe Formulierung auch für den Eurocode 3 Teil 2 /166/ vorgeschlagen. Bei der Schlankheit $b = 200$ beträgt die zulässige Vorverformung $e_0/t = 0,8$. Nach der schwedischen Norm ist mehr als der 3-fache Wert möglich.

In dem Diagramm überschreiten viele Meßwerte die Linie zu $j = 1/250$ mit weitem Abstand, insbesondere bei großen Schlankheiten. In /139/ sind Formabweichungen von gedrunenen Konstruktionen aus der Schwerindustrie untersucht. Die an Blechen gemessenen Vorbeulen sind hier klein. Sie erfüllen die strengen Forderungen der Grenzlinie $j = 1/250$ oft sogar mit großen Reserven. Das zeigt, daß bei gedrunenen Konstruktionen die Einhaltung von strengen Fertigungstoleranzen möglich ist. Bei schlanken Blechen erscheint dies ohne zusätzliche Maßnahmen bei der Herstellung nicht möglich.

3.3.2 Vorschläge für Fertigungstoleranzen in der Literatur

Untersuchungen zu Herstellungstoleranzen bei geschweißten Stahlkonstruktionen aus ebenen Blechen gibt es sowohl für den Hoch- und Brückenbau /139/ bis /146/, als auch für den Schiffsbau /136/ bis /138/. Die Untersuchungen beinhalten statistische Auswertungen von gemessenen Vorverformungen und die theoretische Untersuchung der Grenztragfähigkeit von vorverformten Platten.

Die nachfolgend aufgeführten Vorschläge sind aus der Abwägung zwischen wirtschaftlicher Fertigung und möglichen Tragfähigkeitsverlusten entwickelt worden. Die Materialermüdung infolge Stegatemung ist nicht berücksichtigt. In kurzer Form sind nur die Ergebnisse angegeben, nicht jedoch die verwendeten Meßwerte und die theoretischen Hintergründe.

CARLSEN, CZUJKO /137/ (1978) kommen aufgrund von statistischen Auswertungen und analytischen Untersuchungen auf einen linearen Zusammenhang zwischen Vorverformung und Schlankheit \mathbf{b} :

$$\frac{e_0}{t} \leq 0,016\mathbf{b} - 0,36 \quad (3-3)$$

SCHMIDT, KOCABIYEK /144/ (1986) leiten von Messungen an geschweißten Kastenstützen und Vollwandträgern eine Formel ab, die linear zur Höhe und quadratisch zur Blechdicke ist:

$$\frac{e_0}{t} \leq 0,06 \frac{h}{t \cdot t} = 0,06 \frac{\mathbf{b}}{t} \quad (3-4)$$

FAULKNER /136/ (1975) schlägt nach statistischen Auswertungen von Messungen an Schiffskonstruktionen einen quadratischen Zusammenhang vor. Er läßt für höherfeste Stähle größere Vorverformungen zu, indem er die bezogene Schlankheit $\bar{\mathbf{b}}$ verwendet. Diese enthält zusätzlich die auf den E-Modul bezogene Streckgrenze f_y .

$$\bar{\mathbf{b}} = \frac{h}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \mathbf{b} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3-5)$$

$$\frac{e_0}{t} \leq \mathbf{j} \bar{\mathbf{b}}^2 \quad \mathbf{j} = 0,10 \dots 0,15 \quad (3-6)$$

Dieser Vorschlag wurde von der EKS aufgegriffen und erweitert /25/ (1986):

$$\frac{e_0}{t} \leq \mathbf{j} \bar{\mathbf{b}}^2 \quad \mathbf{j} = 0,05 \dots 0,15 \quad (3-7)$$

Der Vorschlag von RANGELOV /145/ (1992) bildet die Grundlage der schwedischen Vorschrift. Er erkannte, daß eine lineare Beziehung den Vorverformungen bei großen Schlankheiten nicht gerecht wird und schlägt deshalb eine abschnittsweise Formulierung vor, die im gedrunenen Bereich linear und für größere Schlankheiten quadratisch ist.

$$\begin{aligned} \frac{e_0}{t} &\leq \frac{1}{8,5} \bar{\mathbf{b}} && \text{für } \bar{\mathbf{b}} \leq 4,0 \\ \frac{e_0}{t} &\leq \frac{1}{34} \bar{\mathbf{b}}^2 && \text{für } \bar{\mathbf{b}} > 4,0 \end{aligned} \quad (3-8)$$

Bild 3-6 zeigt die Vorschläge von CARLSEN, CZUJKO /137/, FAULKNER /136/, der EKS /25/ und RANGELOV /145/ im Vergleich mit Eurocode 3 Teil 2 /166/ ($\mathbf{j} = 1/250$) und der schwedischen Norm BSK /176/. Außerdem sind die Meßwerte aus Bild 3-5 eingetragen. Die Formeln von FAULKNER, der EKS und RANGELOV sind ausgewertet für die Streckgrenzen $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$ und $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$. In den Formeln von FAULKNER und der EKS sind außerdem die untere und obere Grenze von \mathbf{j} eingesetzt. Dadurch ergeben sich die mit den Pfeilen gekennzeichneten Bereiche.

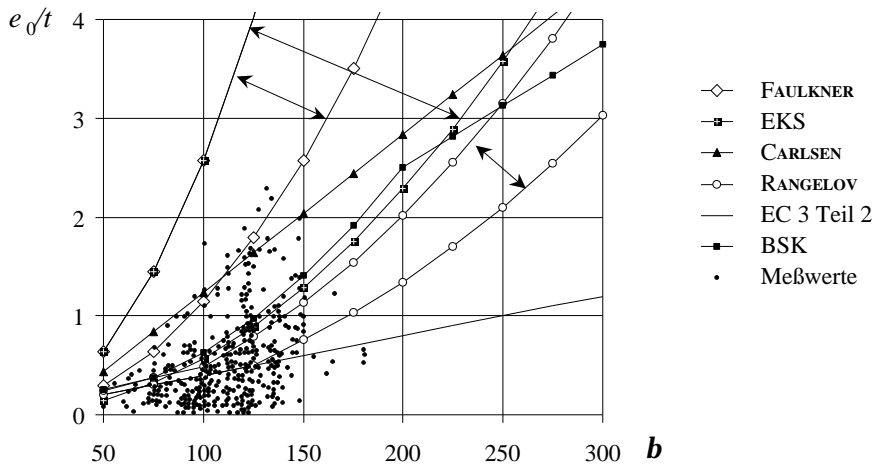


Bild 3-6: Grenzwerte der Anfangsverformung e_0/t , weitere Vorschläge

Man kann folgendes erkennen:

- Die Vorschläge von FAULKNER und der EKS erlauben die größten Vorverformungen. Sie liegen weit über der schwedischen Vorschrift.
- Die lineare Beziehung von CARLSEN liegt ebenfalls über der schwedischen Vorschrift. Sie beschreibt die Meßwerte sehr gut. Nur wenige Meßwerte halten die Bedingung nicht einhalten.
- Der Vorschlag von RANGELOV ist in diesem Vergleich am vorsichtigsten. Die Grenzwerte liegen geringfügig unterhalb der schwedischen Vorschrift, sie betragen dennoch das 2 bis 3-fache von den Werten nach Eurocode 3 Teil 2 /166/.

Einige Vorschläge berücksichtigen Konstruktionen mit Schlankheiten von höchstens 200 oder 250. Für größere Schlankheiten ergeben sich teilweise extrem große Grenzwerte. Die abschnittsweise Formulierung der schwedischen Norm wird dem Einfluß der Schlankheit am besten gerecht. Sie liefert auch bei sehr großen Schlankheiten plausible Werte.

3.4 Gemessene Verformungen bei Versuchskörpern

Bei nicht ruhender Beanspruchung sind aufgrund der gegenwärtigen Vorschriften keine hochschlanken Konstruktionen realisiert. Nachfolgend werden daher die Verformungen von zu versuchszwecken hergestellten Probekörpern betrachtet. Sie betreffen neben Ermüdungsversuchen zur Steg atmung auch statische Versuche zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit.

Folgende Unterlagen sind ausgewertet:

- WÄSTLUND, BERGMANN /148/ (1948)
- HALL, STALLMEYER /74/(1964)
- GOODPASTURE, STALLMEYER /75/ (1967)
- BASLER, YEN, MUELLER, THÜRLIMANN /149/ (1960)
- DUDLEY, MÜLLER, YEN /150/ (1966)
- PATTERSON, CORRADO, HUANG, YEN /79/ (1970)
- TOPRAC, NATARAJAN /73/ (1971)
- ZHITAO /129/ (1994)
- REMADI /118/ (1996)
- KUHLMANN, SPIEGELHALDER /133/ (1998)

Die Zahl brauchbarer Meßwerte aus jüngerer Zeit ist nicht sehr groß, deshalb sind auch relativ frühe Versuche dem Vergleich beigelegt. Ob hier Einflüsse aus der damaligen Schweißtechnik zu berücksichtigen sind, kann nicht beurteilt werden. Die Zahlenwerte zu den Versuchskörpern und den nachfolgenden Diagrammen sind in Anhang A in den Tabellen A1.1 bis A1.9 angegeben.

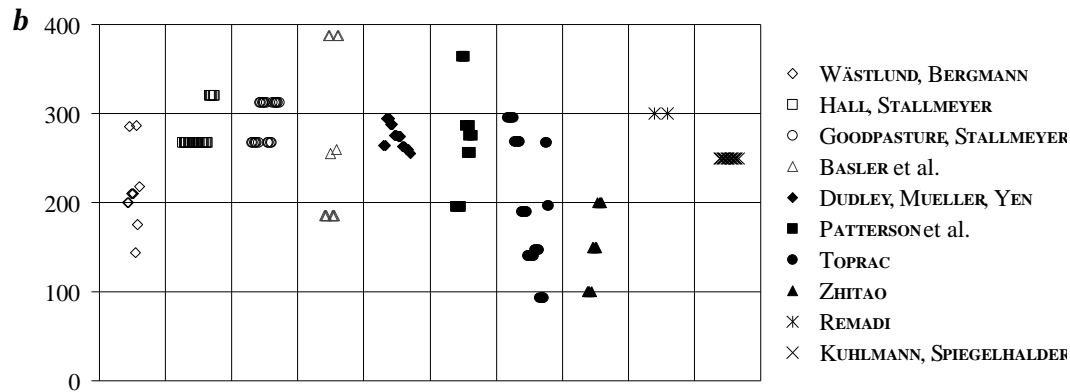


Bild 3-7: Schlankheit b der Trägerstege

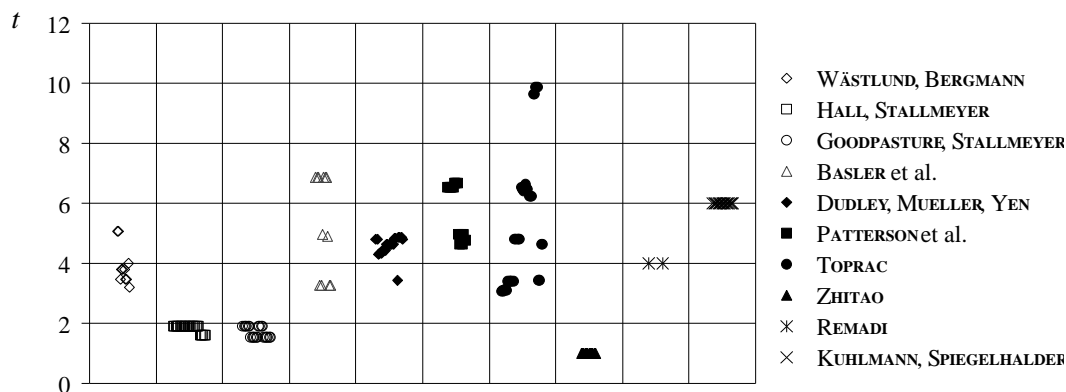


Bild 3-8: Stegdicke t

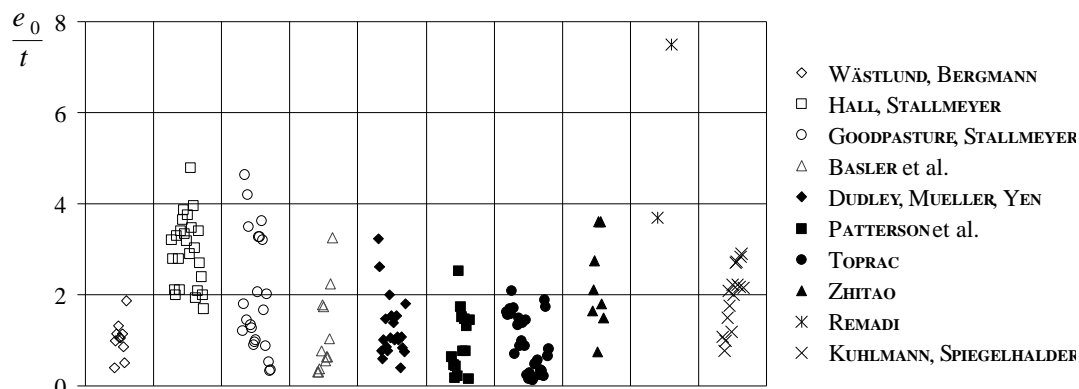


Bild 3-9: Anfangsverformung e_0/t der Stege

In Bild 3-7 ist die Schlankheit b der Trägerstege dargestellt. Sie liegt zwischen 100 und nahezu 400. Die meisten Symbole finden sich in den Bereich zwischen 200 und 300.

Bild 3-8 zeigt die Stegdicke t , sie liegt zwischen 1 mm und 10 mm. Im Bauwesen beträgt die untere Grenze für Bleche etwa 6 mm. Da die Versuchsdurchführung und die Versuchskosten verkleinerte Modelle erfordern, sind die Stege der meisten Versuchskörper jedoch dünner als 6 mm. Träger mit Stegen aus nur 1 oder 2 mm dünnen Blechen sind nicht selten. Diese dünnen Bleche haben den Nachteil, daß sie sich bei der Bearbeitung, wie Schneiden und Schweißen extrem stark verformen.

In Bild 3-9 ist die gemessene Vorverformung e_0 auf die Stegdicke bezogen dargestellt. Die Vorverformungen sind relativ groß, sie betragen in den meisten Fällen ein Mehrfaches der Stegdicke. Die größte Vorverformung wurde an einem Träger von REMADI mit $7,5 e_0/t$ gemessen. Die übrigen Meßwerte erreichen maximal $5 e_0/t$. Die Verformungen der einzelnen Versuchsreihen liegen sehr häufig zusammen, wahrscheinlich bedingt durch den jeweils gleichen Fertigungsprozeß. Aufgrund der relativ großen Verformungen wird vermutet, daß die Versuchsträger generell nicht durch Nachbehandlungen gerichtet wurden.

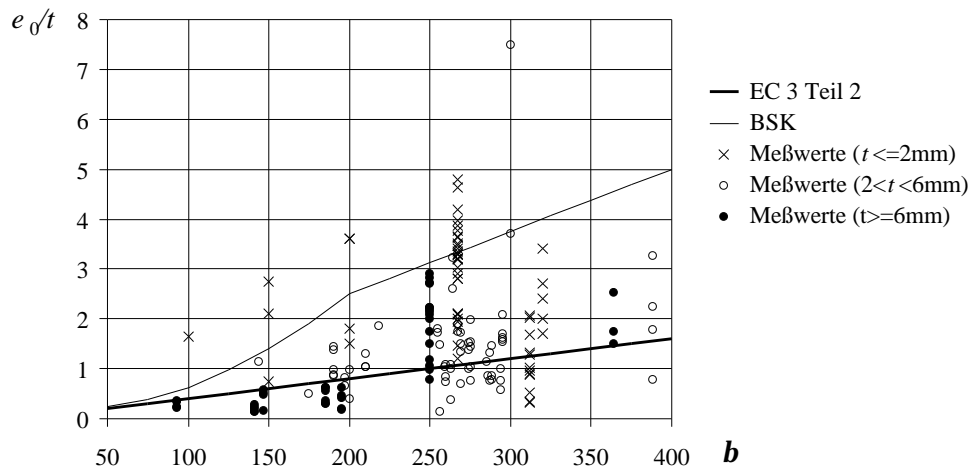


Bild 3-10: Anfangsverformung e_0/t der Stege im Vergleich

Das Diagramm in Bild 3-10 entspricht Bild 3-6. Es zeigt die Vorverformungen der Versuchskörper zusammen mit den Grenzwerten nach Eurocode 3 Teil 2 /166/ und nach der schwedischen Vorschrift BSK /176/. Die Stegdicke ist durch unterschiedliche Symbole kenntlich gemacht. Dadurch wird der große Einfluß der Blechdicke auf die bezogene Vorverformung e_0/t deutlich:

- Die sehr dünnen Bleche mit $t \leq 2$ mm sind mit Kreuzen dargestellt. Die Verformungen dieser Bleche sind überdurchschnittlich groß. Mit Ausnahme des einen Versuchsträgers von REMADI überschreiten nur diese dünnen Bleche die Grenzwerte der schwedischen Vorschrift BSK /176/.
- Die Stege mit Blechdicken von 3 mm bis 5 mm sind durch leere Kreise dargestellt und Stege mit $t \geq 6$ mm durch volle Kreise. Bei beiden Symbolen ist die schwedische Vorschrift zum Teil mit großem Abstand eingehalten. Die durch die vollen Kreise gegebenen Verformungen sind bei Schlankheiten $b < 250$ deutlich am kleinsten. Sie erfüllen in diesem Bereich auch die Anforderungen des Eurocode 3 Teil 2 /166/. Erst bei Schlankheiten $b \geq 250$ finden sich volle Kreise auch außerhalb dieser Grenzlinie.

Die Vorverformungen der extrem dünnen Bleche sind überproportional groß. Da der Einfluß sehr dünner Blechstärken nicht quantifiziert werden kann, werden nur die Meßwerte zu den Versuchskörpern mit Stegdicken $t \geq 6$ mm weiter ausgewertet. Für die

Vorverformungen dieser Versuchskörper können aus Bild 3-10 folgenden Abschätzungen gegeben werden:

- Die Einhaltung der Herstellungstoleranzen nach der schwedischen Norm ist bei üblicher Fertigung stets möglich.
- Die Einhaltung der Grenzwerte nach Eurocode 3 Teil 2 /166/ ist bei Schlankheiten bis $b = 150$ bei sorgfältiger Fertigung möglich, bei größeren Schlankheiten schwierig.

Nicht berücksichtigt ist hierbei, daß Versuchskörper in der Regel sorgfältiger gefertigt werden als Bauteile unter der von wirtschaftlichen Gesichtspunkten geprägten Fertigung. Die in Bild 3-10 dargestellten Meßwerte können daher etwas kleiner sein als die von realen Bauteilen.

3.5 Anfangsverformungen in theoretischen Untersuchungen zum Stegmatmen

3.5.1 Ansatz von MAEDA/OKURA, REMADI, DUCHÊNE

Die Berechnungsansätze von MAEDA, OKURA et al. /87/ bis /96/, REMADI et al. /118/ bis /121/ und DUCHÊNE et al. /122/ bis /128/ werden hauptsächlich durch die Ergebnisse aus FE-Untersuchungen bestimmt. Sie basieren auf einer Vorverformung aus einer Wölbung mit der maximalen Auslenkung

$$\frac{e_0}{t} = 1,0 = \text{const.} \quad (3-9)$$

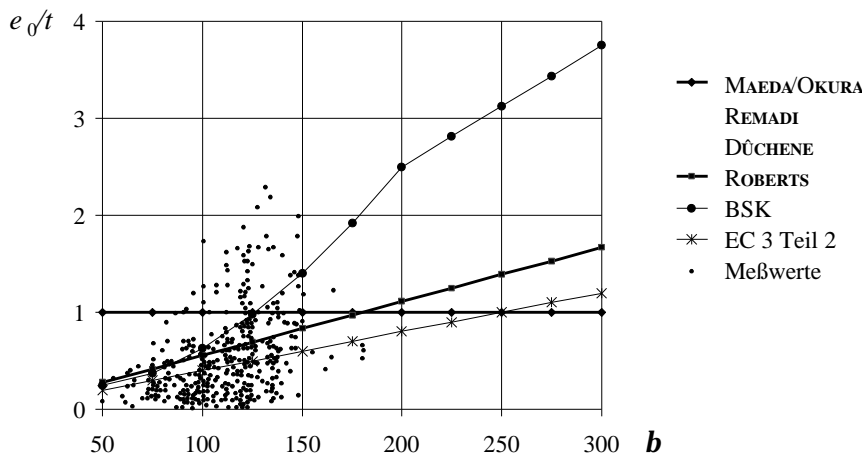


Bild 3-11: Grenzwerte der Anfangsverformung e_0/t beim Stegmatmen

Bild 3-11 zeigt Gleichung (3-9) zusammen mit den Meßwerten aus Bild 3-6 und den Grenzlinien nach der schwedischen Vorschrift BSK /176/ und Eurocode 3 Teil 2 /166/. Gleichung (3-9) liefert eine horizontale Linie. Sie ist für die gemessenen Vorverformungen und die Formulierungen in den Normen nur eine Näherung. Die Vorverformungen sind bei gedungenen Schlankheiten sehr groß und umgekehrt bei großen Schlankheiten sehr klein angesetzt.

3.5.2 Ansatz von ROBERTS

ROBERTS beschreibt bei seiner theoretischen Untersuchung die Vorverformung mit einem Polynom. Die größte Auslenkung e_0 ist der kleinere Wert von $b/180$ und $a/180$, a und b sind

die Länge und die Höhe des Stegfeldes. In bezogener Form lautet der Ansatz:

$$\frac{e_0}{t} = \frac{\min(\mathbf{a},1)}{180} \mathbf{b} \quad (3-10)$$

Gleichung (3-10) ist für $\min(\mathbf{a},1) = 1$ ebenfalls in Bild 3-11 dargestellt. Die Form ist sehr ähnlich zu Gleichung (3-1) nach Eurocode 3 Teil 2 /166/. Wegen $\mathbf{j} = 1/180$ sind die Grenzwerte etwas größer und durchaus sinnvoll gewählt.

Der Berechnungsansatz wird anschließend mit Versuchsergebnissen von Trägern mit wahrscheinlich größeren Vorverformungen kalibriert. Die Vorverformungen erhalten damit eine neue Definition und der ursprüngliche Ansatz in Gleichung (3-10) wird ungültig. Die Anfangsverformungen der Träger und damit auch die neue Grundlage des Berechnungsansatzes sind jedoch nicht beschrieben.

3.6 Folgerungen

Vorbeulen von 2- bis 3-facher Stegdicke sind bei sehr schlanken Blechen auch bei sorgfältiger Fertigung nicht ungewöhnlich. Sie reduzieren die statische Grenztragfähigkeit nicht und werden bei ruhender Belastung von fortschrittlichen Vorschlägen für Grenzwerte und entsprechenden Normenregelungen zugelassen.

Die Grenzwerte der DIN 18800 Teil 3 /161/ und des Eurocode 3 Teil 2 /166/ sind sehr streng. Sie können bei gedrunenen Bauteilen unter normalem Fertigungsbedingungen eingehalten werden, bei sehr schlanken Platten wird dies jedoch ohne zusätzliche Maßnahmen oft nicht möglich sein. Dies schränkt die Wirtschaftlichkeit und die Anwendung von schlanken Konstruktionen von vorne herein ein.

Die geforderte Ebenheit der Bleche muß auch nach der Fertigung gewährleistet werden. Das betrifft nicht nur die Arbeiten in der Werkstatt, sondern auch den Transport und die Montage auf der Baustelle, sowie die während der gesamten Standzeit des Bauwerkes möglichen nachträglichen Veränderungen. Da schlanke Bauteile teilweise sehr empfindlich auf äußere Einflüsse reagieren, bedeutet dies eine sorgfältige Planung für die Montage und vermehrte Kontrollen.

Es stellt sich die Frage, ob die in DIN 18 000 Teil 3 und in Eurocode 3 Teil 2 /166/ geforderten Genauigkeiten bei großen Schlankheiten in Bezug auf die Materialermüdung infolge Stegattung notwendig sind. Sinnvoll erscheinen in diesem Zusammenhang auch Genauigkeitsklassen für die Herstellungstoleranzen, die bei einer höheren Qualität der Fertigung größere Beanspruchungen zulassen. Die Beantwortung dieser Fragen erfordert eine wesentlich sorgfältigere Berücksichtigung der Vorverformungen in den Berechnungsansätzen als bisher.

4 Ermüdungsfestigkeit

4.1 Definition der Ermüdungsfestigkeitskurve nach Eurocode 3

Spannungsschwingbreite Ds , Dt [N/mm²]

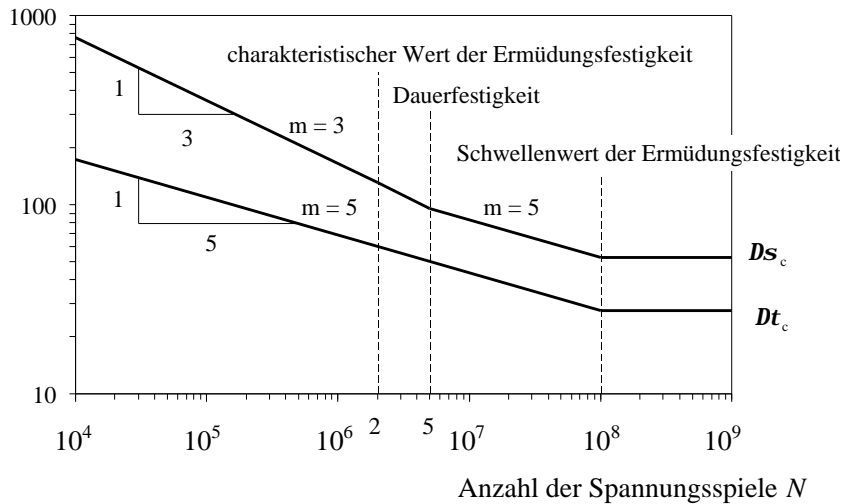


Bild 4-1: Ermüdungsfestigkeitskurven nach Eurocode 3

Dieser Teil enthält die Grundlagen der Materialermüdung für den Ermüdungsnachweis gemäß Eurocode 3. Detaillierte Informationen zur Materialermüdung sind z.B. in /154/ gegeben. Der Nachweis erfolgt auf der Basis von vereinheitlichten Kerbspannungslinien, den sog. Ermüdungsfestigkeitskurven. Bild 4-1 zeigt die Definition der Kurven für Normal- und für Schubspannungen. Die Spannungen, die den Linien zugrunde liegen, enthalten Nennspannung der statischen Berechnung. Örtliche Spannungsspitzen infolge der Kerbwirkung des entsprechenden Details sowie Eigenspannungen sind in den Kurven berücksichtigt.

Die Darstellung erfolgt in einem doppeltlogarithmischen Maßstab. Die Ermüdungsfestigkeitskurven können hierbei durch gerade Linien dargestellt werden mit der Gleichung

$$\log N = \log a - m \log Ds \quad (4-1)$$

Die Linien verlaufen im Unterschied zu den früheren Wöhlerlinien über $N = 2 \cdot 10^6$ hinaus geneigt. Die Linien für Normalspannungen sind durch drei Abschnitte definiert. Bis zur Dauerfestigkeit bei $N = 5 \cdot 10^6$ haben sie alle die einheitliche Steigung mit $m = 3$. Zwischen der Dauerfestigkeit und dem Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit bei $N = 10^8$ Lastwechseln ist die Steigung mit $m = 5$ flacher. Danach ist der Verlauf horizontal. Die Linien für Schubspannungen haben bis $N = 10^8$ die Steigung $m = 5$ und sind anschließend ebenfalls horizontal.

Der Standardnachweis erfolgt mit der schadensäquivalenten Spannungsschwingbreite $Ds_{E,2}$ und $Dt_{E,2}$ und mit dem charakteristischen Wert der Ermüdungsfestigkeit Ds_C und Dt_C . Beide Werte sind bei $N = 2 \cdot 10^6$ Lastspielen definiert. Der Nachweis für Normal- und Schubspannungen erfolgt mit den Gleichungen (4-2) und (4-3), der Nachweis bei der gemeinsamen Wirkung mit Gleichung (4-4).

$$g_{FF} Ds_{E,2} \leq \frac{Ds_C}{g_{Mf}} \quad (4-2)$$

$$g_{\text{FF}} \mathbf{Dt}_{\text{E.2}} \leq \frac{\mathbf{Dt}_{\text{C}}}{g_{\text{MF}}} \quad (4-3)$$

$$\left(\frac{g_{\text{FF}} \mathbf{Ds}_{\text{E.2}}}{\mathbf{Ds}_{\text{C}} / g_{\text{MF}}} \right)^3 + \left(\frac{g_{\text{FF}} \mathbf{Dt}_{\text{E.2}}}{\mathbf{Dt}_{\text{C}} / g_{\text{MF}}} \right)^5 \leq 1 \quad (4-4)$$

Für die Teilsicherheitsbeiwerte gilt:

$$g_{\text{FF}} = 1,0 \quad (4-5)$$

$$g_{\text{MF}} = 1,0 \div 1,35 \quad (4-6)$$

Die schadensäquivalente Spannungsschwingbreite ergibt sich aus dem Ansatz der Ermüdungslastmodelle. Der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit dient gleichzeitig der Benennung der Kerbgruppe. Er ist in der deutschen Fassung des Eurocode 3 Teil 1.1 /163/ definiert als „der Wert der 95% Überlebenswahrscheinlichkeit für $\log N$ mit einem Vertrauensintervall von 95% bei $2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen“. In der englischen Fassung des Eurocode 3 sowie in /158/ ist das Vertrauensintervall auf 75% reduziert. Das Vertrauensintervall berücksichtigt, daß die 95%-Überlebenswahrscheinlichkeit ebenfalls einer Streuung unterliegt, und bewirkt letztlich einen kleineren Bemessungswert.

Für die statistische Auswertung von Versuchsergebnissen sind im Anhang Z des Eurocode 3 /164/ und in der Hintergrundinformation zu Eurocode 3 /156/ aufbereitete Prozeduren angegeben. Eine neuere Veröffentlichung des International Institute of Welding (IIW) enthält weitere sehr anschaulich dargestellte Methoden /157/.

Die Vorgehensweisen der genannten Methoden sind nicht identisch. Das Verfahren in /156/ basiert entsprechend der Definition in /163/ auf einem Vertrauensintervall von 95%, die neueren Verfahren in /157/ hingegen basieren auf dem 75%-Vertrauensintervall. Trotz der offensichtlich unterschiedlichen Ansätze stimmen die Ergebnisse von Vergleichsberechnungen dennoch gut überein. Die untere Vertrauensgrenze der 95%-Überlebenswahrscheinlichkeit entspricht dabei recht gut einer Überlebenswahrscheinlichkeit von etwa 97,5% ohne den Ansatz eines zusätzlichen Vertrauensintervalls.

4.2 Auswertung nach der Hintergrundinformation /156/

In den meisten Quellen zur Stegarmung erfolgt die Auswertung von Versuchsergebnissen mit dem Verfahren aus der Hintergrundinformation /156/. Dieses Verfahren wird ebenfalls verwendet und ist nachfolgend erläutert.

a) Berechnung des Mittelwertes mit Hilfe der linearen Regression

Zur einfacheren Darstellung werden die logarithmischen Werte ersetzt:

$$\text{Mit } y = \log N \quad (4-7)$$

$$x = \log \mathbf{Ds} \quad (4-8)$$

$$b = \log a \quad (4-9)$$

erhält man aus Gleichung (4-1) die Geradengleichung (4-10) mit dem Achsenabschnitt b und der Steigung m .

$$y = b + mx \quad (4-10)$$

Das Minus-Zeichen in Gleichung (4-1) ist dabei m hinzugezogen.

Der Achsenabschnitt b und die Steigung m berechnen sich für n Versuchswerte zu:

$$m = \frac{n \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{n \sum x_i^2 - \left(\sum x_i \right)^2} \quad (4-11)$$

$$b = \frac{1}{n} \left(\sum y_i - m \sum x_i \right) \quad (4-12)$$

Der Mittelwert \hat{x}_C ist definiert bei $\hat{N}_C = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel:

$$\hat{x}_C = \log \mathbf{D}\hat{\mathbf{s}}_C = \frac{1}{m} (\hat{y}_C - b) \quad (4-13)$$

$$\text{dabei ist } \hat{y}_C = \log \hat{N}_C = \log 2\,000\,000 \quad (4-14)$$

b) Berechnung der Standardabweichung s

Für die Standardabweichung s gilt:

$$s = \sqrt{\frac{S_{yy} - mS_{xy}}{n - 2}} \quad (4-15)$$

$$\text{mit } S_{yy} = \sum y_i^2 - \frac{1}{n} \left(\sum y_i \right)^2 \quad (4-16)$$

$$S_{xy} = \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i \quad (4-17)$$

c) Berechnung der unteren Vertrauensgrenze x_C

Es wird angenommen, daß sich die Häufigkeitsverteilung für die Anzahl von $n \leq 30$ Versuchen nach der Student-Verteilung verhält. t_{95} ist der Tabellenwert für die 95% Überlebenswahrscheinlichkeit. Zum Beispiel erhält man aus mathematischen Standardtabellen bei $n-2 = 10-2 = 8$ Freiheitsgraden $t_{95} = 1,860$. Die untere Vertrauensgrenze der 95%-Überlebenswahrscheinlichkeit x_C liefert Gleichung (4-18).

$$x_C = \log \mathbf{D}\mathbf{s}_C = \frac{1}{m} (y_C - b) \quad (4-18)$$

$$\text{mit } y_C = \hat{y}_C - t_{95} \sqrt{f} s = \log 2\,000\,000 - t_{95} \sqrt{f} s \quad (4-19)$$

$$\text{dabei ist } f = 1 + \frac{1}{n} + \frac{\left(\hat{x}_C - \frac{1}{n} \sum x_i \right)^2}{S_{xx}} \quad (4-20)$$

$$\text{und } S_{xx} = \sum x_i^2 - \frac{1}{n} \left(\sum x_i \right)^2 \quad (4-21)$$

Der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit ist schließlich:

$$\mathbf{D}\mathbf{s}_C = 10^{x_C} \quad (4-22)$$

4.3 Einfluß des Materialverhaltens auf die Ermüdungsfestigkeit

4.3.1 Fließgrenze

Die Fließgrenze des Grundmaterials hat bei den üblichen Baustählen mit $f_y \leq 355 \text{ N/mm}^2$ einen geringen Einfluß auf die Ermüdungsfestigkeit. In den Ermüdungsfestigkeitskurven des Eurocode 3 ist vereinfachend die Materialfestigkeit vernachlässigt. Die Kerbgruppen sind unabhängig von der Fließgrenze.

4.3.2 Eigenspannungen

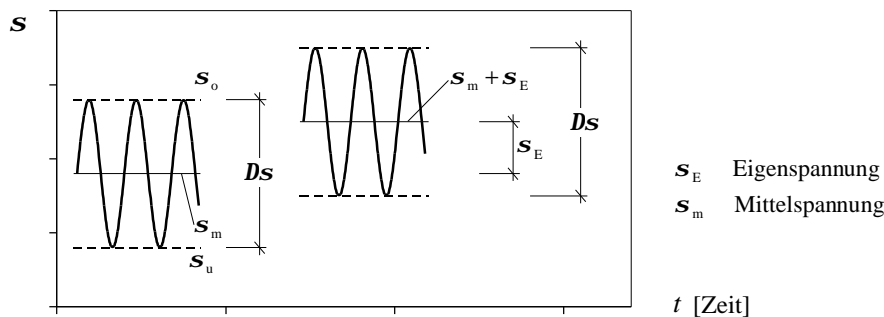


Bild 4-2: Wechsellastspannungen ohne und mit Eigenspannungen

Schweißeigenspannungen s_E treten in geschweißten Konstruktionen immer auf. Im Bereich der Schweißnähte sind es Zugspannungen. Bei schwingender Beanspruchung im Zugschwellbereich wird dadurch die Mittelspannung erhöht. Im Druckbereich ergibt sich eine Abminderung der Mittelspannung. In Bild 4-2 ist die Erhöhung der Mittelspannung s_m durch die Zugspannung s_E dargestellt, die Spannungsschwingbreite Ds ist unverändert.

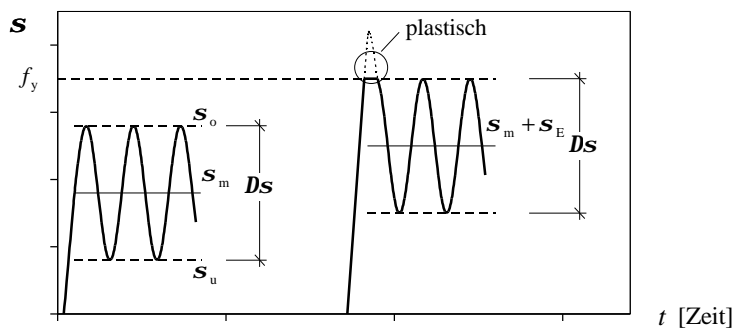


Bild 4-3: Spannungs-Dehnungsverhalten nach dem Überschreiten der Fließgrenze

Die Erhöhung der Mittelspannung im Zugbereich reduziert die Ermüdungsfestigkeit. Insbesondere, wenn infolge sehr hoher Eigenspannungen die Oberspannung $s_o + s_E$ über der Fließgrenze zu liegen kommt. In Bild 4-3 führt die erste Belastung mit der Oberlast zu bleibenden plastischen Dehnungen. In den nachfolgenden Lastzyklen ist das Verhalten der geflossenen Bereiche wieder elastisch. Die Spannungsschwingbreite ist weiterhin unverändert. Große plastische Dehnungen können zu einer Vorschädigung und zu einer Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit führen („Werkstoffgedächtnis“).

Die Eigenspannungen unterliegen großen Streuungen und sind nicht exakt definierbar. Erfolgen die Ermüdungsversuche an unbehandelten Schweißproben, ist der Einfluß der

Eigenspannungen jedoch berücksichtigt. Sie sind in Ermüdungsfestigkeitskurven auf der Widerstandsseite erfaßt und können somit auf der Einwirkungsseite vernachlässigt werden.

Allerdings können sich kleine Versuchskörper aus Detailproben wesentlich ungehinderter verformen als große, zusammenhängende Bauteile. Bei großen Bauteilen führen die Verformungsbehinderungen zu zusätzlichen Zwängungsspannungen. Daher sind im Vergleich zu Detailproben die Ermüdungsfestigkeiten großer Bauteile kleiner.

Im Unterschied zu älteren Vorschriften sind die Ermüdungsfestigkeitskurven des Eurocode 3 unabhängig von der Mittelspannung und damit auch von dem Spannungsverhältnis $R = s_u/s_o$ definiert. Das basiert auf der Überlegung, daß bei geschweißten Tragwerken aus üblichen Baustählen die Summe der Spannungen aus äußeren Einwirkungen, Eigen- und Zwängungsspannungen stets die Fließgrenze erreicht oder überschreitet. Als Oberspannung wird so immer die Fließgrenze angenommen und der kleine Einfluß aus der Mittelspannung s_m wird vernachlässigt. Dieser Ansatz liegt auf der sicheren Seite und verhindert, daß durch den Unterschied aus rechnerischer Mittelspannung und dem tatsächlichen Wert die Ermüdungsfestigkeit überschätzt wird.

Neben dem Vorteil der Vereinfachung besteht der Nachteil, daß der Rechenwert der Ermüdungsfestigkeit für manche Anwendungen konservativ und unwirtschaftlich ist.

4.4 Ermüdungsfestigkeit von Kehlnähten

4.4.1 Geometrie der Naht

Die Oberfläche und die Tiefe von Einbrandkerben haben einen wesentlichen Einfluß auf die Ermüdungsfestigkeit von Schweißnähten. Eine gleichmäßige Oberfläche mit nur kleinen Vertiefungen bewirkt eine höhere Lebensdauer. Für Tragwerke unter nicht ruhender Beanspruchung werden deshalb erhöhte Anforderungen an die Ausführung und die Prüfung von Schweißnähten gestellt.

In der Theorie wird die Nahtgeometrie durch den Nahtanstiegswinkel und die Radien an der Nahtwurzel und an der Nahtflanke beschrieben.

Werden unbehandelte und unter den üblichen Werkstattbedingungen geschweißte Versuchskörper verwendet, ist der Einfluß der Nahtgeometrie in den Versuchsergebnissen und damit auf der Widerstandsseite enthalten. Allerdings wächst statistisch gesehen mit der Nahtlänge auch die Wahrscheinlichkeit von größeren Kerben. Bei großen Versuchskörpern bewirkt dies, zusammen mit den größeren Eigen- und Zwängungsspannungen, eine Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit.

4.4.2 Konstruktionsdetail und Beanspruchung

Das Ermüdungsverhalten von Kehlnähten hängt von der örtlichen Kerbwirkung des Konstruktionsdetails sowie von den Spannungen im Umfeld der Naht ab. Bild 4-4 zeigt die Kerbdetails *Kreuzprobe* und *Quersteife* unter Normalkraft.

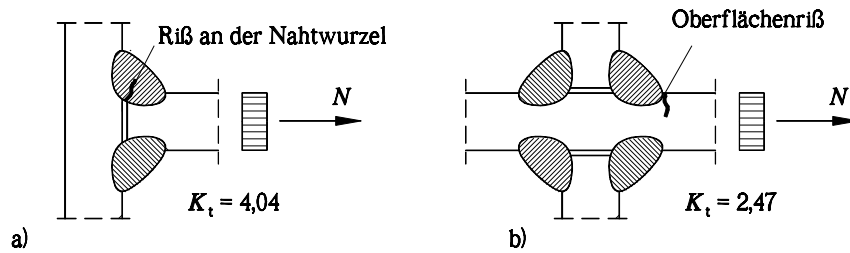


Bild 4-4: Risse und Kerbformzahlen K_t von Kehlnähten unter Normalkraft
a) Kreuzprobe, b) Quersteife

Tabelle 4-1: Ermüdungsfestigkeit nach Eurocode 3 Teil 1.1 /163/ und Teil 2 /166/

Kerbdetail	Einwirkung	Zeichnung	Kerbgruppe	D_{sC} [N/mm ²]
Kreuzprobe	N	Bild 4-4 a)	36	36
Quersteife $t_{QSt} \leq 12$ mm		Bild 4-4 b)	71	71
Quersteife $t_{QSt} > 12$ mm			80	80

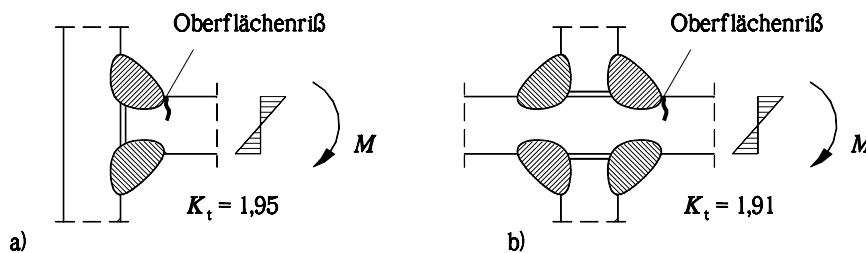


Bild 4-5: Risse und Kerbformzahlen K_t von Kehlnähten bei Biegung (Stegatmung),
a) Anschluß der Gurte, b) Anschluß der Quersteifen

Bei der Kreuzprobe erfolgt die Kraftübertragung nur durch die Schweißnähte. Der RiB entsteht an der Nahtwurzel, da dort die größte Kerbwirkung besteht. Bei dem Detail Quersteife läuft das beanspruchte Bauteil durch. Der Kraftfluß ist nicht unterbrochen, sondern wird nur durch die angeschlossenen Quersteifen gestört. Hier entsteht der RiB an der Nahtflanke. Für die in Bild 4-4 dargestellt Zugbeanspruchung gibt es normierte Festigkeitswerte. Tabelle 4-1 enthält die Kerbgruppen und die charakteristischen Werte der Ermüdungsfestigkeit nach Eurocode 3.

Bei der Stegatmung werden die Ermüdungsrisse hauptsächlich durch Biegespannungen verursacht. Bild 4-5 zeigt die gleichen Details unter Biegung. Teilbild a) entspricht dem Anschluß des Stegbleches an die Gurte, Teilbild b) dem Anschluß der Quersteifen an das durchgehende Stegblech. In beiden Fällen entstehen die Risse an der Nahtflanke.

Die planmäßige Beanspruchung dünner Platten auf Biegung ist im Bauwesen im Stahlbau unüblich. Für die Biegebeanspruchung in Bild 4-5 liegen daher keine normierten Ermüdungsfestigkeiten vor. In den neueren Untersuchungen zum Stegatmen von z.B. REMADI oder DUCHÊNE ist der charakteristische Wert für beide Details angesetzt mit:

$$D_{sC} = 110 \text{ N/mm}^2 \quad (4-23)$$

In einer ersten Näherung kann die Ermüdungsfestigkeit mit Hilfe der Kerbformzahl K_t abgeschätzt werden, zu der sie sich umgekehrt proportional verhält. Die Kerbformzahlen sind den Bildern angegeben. Sie wurden mit Hilfe von FE-Berechnungen ermittelt [134]. Die Kerben an der Nahtflanke und an der Nahtwurzel wurden dabei mit dem Radius $r = 1,0 \text{ mm}$ modelliert.

Die größte Kerbwirkung besteht in Bild 4-4 a) an der Nahtwurzel infolge der Normalkraft. Das kommt durch die Kerbformzahl zum Ausdruck, die mit $K_t = 4,04$ den größten Wert besitzt. Die Ermüdungsfestigkeit ist extrem klein. Sie beträgt nur 36 N/mm^2 , das ist nur $1/10$ der Streckgrenze eines S 355. In Bild 4-4 b) ist die Kerbformzahl mit $K_t = 2,47$ etwa halb so groß. Die Ermüdungsfestigkeit hängt von der Blechdicke der angeschlossenen Quersteifen ab und beträgt etwa das Doppelte (71 N/mm^2 und 80 N/mm^2).

Bei Biegung in Bild 4-5 sind die Voraussetzungen aus Geometrie und Spannungen bei beiden Details a) und b) sehr ähnlich. Die Kerbformzahlen betragen bei $K_t = 1,91$ und $1,95$ und sind nahezu identisch. Das rechtfertigt den Ansatz der gleichen Ermüdungsfestigkeit für beide Details. Aus $Ds_C = 80 \text{ N/mm}^2$ für die Quersteife unter Normalkraft erhält man für Biegung:

$$Ds_C = \frac{2,47}{1,91} 80 = 103 \text{ N/mm}^2 \approx 110 \text{ N/mm}^2 \quad (4-24)$$

Diese einfache Abschätzung liefert eine bemerkenswert gute Übereinstimmung zu Gleichung (4-23) und zu der Versuchsauswertung in Abschnitt 4.5.

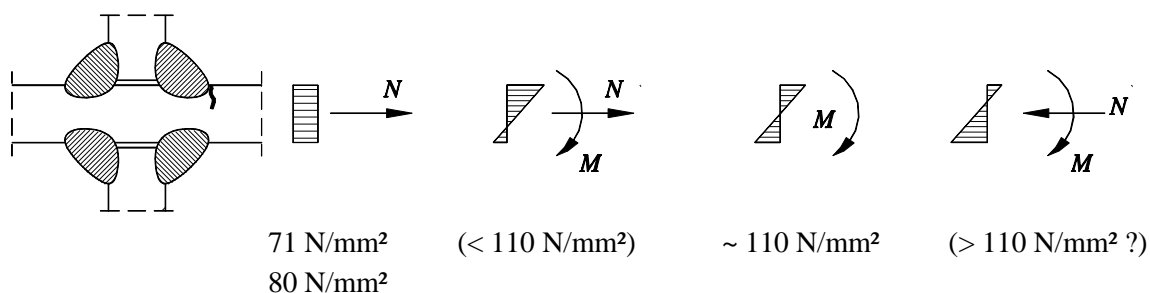


Bild 4-6: Ermüdungsfestigkeit der Kehlnaht bei Normalkraft und Biegung

In Bild 4-6 ist der Übergang von reinem Zug über Biegung mit Zug und reine Biegung zu Biegung mit Druck dargestellt. Die Ermüdungsfestigkeit bei reiner Biegung ist wesentlich größer als bei zentrischer Normalkraft. Zu der gemeinsamen Wirkung von Biegung mit Normalkraft liegen keine Versuche vor. Diese Kombination wird jedoch im Zusammenhang mit der Stegatemung für die vertikalen Risse an den Quersteifen benötigt, da sich bei diesen Rissen die sekundären Biegespannungen mit den Längsspannungen aus dem Biegemoment des Trägers überlagern.

Für Risse infolge Stegatemung im Druckbereich von Trägern bestehen keine Bedenken gegen die Anwendung des Wertes der reinen Biegung (110 N/mm^2), da die Überlagerung mit Druckspannungen eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit bewirkt.

Man kann jedoch davon ausgehen, daß bei vertikalen Rissen im Zugbereich von Trägerstegen dieser Ansatz auf der unsicheren Seite liegt. Bisher ist dieser Aspekt in den Untersuchungen zur Stegatemung nicht berücksichtigt worden. In dieser Arbeit wird der Einfluß ebenfalls näherungsweise vernachlässigt. Die Untersuchung mit Hilfe der

Kerbformzahlen in /135/ zeigt einen nahezu linearen Zusammenhang bei der Kombination von unterschiedlichen Normalkräften mit Biegung. Für weiterführende Untersuchungen kann daher mit ausreichender Genauigkeit eine lineare Interpolation vorgeschlagen werden.

4.5 Auswertung von Versuchsergebnissen

4.5.1 Vorgehensweise

In diesem Abschnitt erfolgt die Bestimmung der Ermüdungsfestigkeitskurve der in Bild 4-5 gezeigten Details durch die statistische Auswertung von Versuchsergebnissen. Dabei wird das in Abschnitt 4.2 beschriebene Verfahren angesetzt. Ausgewertet werden Ermüdungsversuche an Detailproben und an Trägern.

Im Zusammenhang mit der Stegarmut gibt es fast ausschließlich Ermüdungsversuche an vollständigen Trägern. Ermüdungsversuche mit einfachen Detailproben sind nicht sehr zahlreich. Deshalb werden aus anderen Bereichen der Materialermüdung geeignete Versuche, die zu den Darstellungen in Bild 4-5 a) und b) passen, und deren Ergebnisse hinzugenommen. Als Belastung wirkt stets reine Biegung.

Detailproben eignen sich wesentlich besser für die Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit, als die Versuchsergebnisse von großen Trägern. Bei den Detailproben kann das Spannungsniveau fest vorgegeben und eingestellt werden. Es sind Versuchsserien möglich, bei denen zur Erfassung der Streubreite mehrere gleichartige Versuche auf demselben Spannungshorizont gefahren werden.

Bei Trägerversuchen sind durch den äußerst hohen Versuchsaufwand oft nur sehr begrenzte Probenzahlen möglich. Das Hauptproblem ist jedoch die Erfassung und die Bewertung der Spannungen an der Anrißstelle. Häufig findet sich ein Anriß nicht in der unmittelbaren Nähe einer Dehnmeßstelle, da die lückenlose Erfassung der Dehnungen wegen der großen Gesamtlänge der Schweißnähte nicht möglich ist. Außerdem haben die Dehnmeßstellen stets einen bestimmten Abstand zu der Nahtflanke. Die Beanspruchungen wachsen von der Meßstelle bis zur Einspannung an der Naht um ein unbekanntes aber erhebliches Maß an (s. Bild 8-4). Da die sekundären Biegespannungen keine Gleichgewichtsgrößen sind, kann der Zuwachs bis zur Naht nur durch sehr aufwendige Berechnungen ermittelt werden. Ohne Vorgabe der Spannung ist keine systematische Untersuchung der Ermüdungsfestigkeitskurve möglich. Ein weiterer Nachteil ergibt sich aus der Kombination von zentrischen Normalspannungen, Biegespannungen und Schubspannungen in einem realen Träger. Die einzelnen Wirkungen überlagern sich und können nicht voneinander getrennt werden.

Die Versuche an Detailproben und Trägern werden zunächst getrennt für sich statistisch ausgewertet und anschließend in gemeinsamen Auswertungen zusammengefaßt. Tabelle 4-2 stellt die Ergebnisse der statistischen Auswertungen zusammen. Angegeben ist die Quelle, die Anzahl n der Versuche, der Achsenabschnitt b sowie der Betrag der Steigung m der Ermüdungsfestigkeitskurve, die Standardabweichung s , der Mittelwert $D\hat{S}_C$ und der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit (=untere Vertrauensgrenze) Ds_C . Die Zahlenwerte, die der Auswertung zugrunde liegen, sind in Anhang A in den Tabellen A2.1 bis A2.4 angegeben.

Tabelle 4-2: Ergebnisse der Ermüdungsversuche

		Quelle	n	b	$ m $	s	$D\hat{S}_c$ N/mm ²	Ds_c N/mm ²	
1	Detail- probe	MAEDA /86/	4	20,38	6,33	0,12	168	137	
2		Balken							
3		Platte	9	14,38	3,58	0,22	181	130	
3		Zeilen 2+12	21	12,33	2,73	0,21	161	116	
4		DOWLING /153/	Fall 1	17	11,47	2,38	0,15	149	114
5			Fall 2	16	12,52	2,94	0,13	131	109
6			Fall 1+2	33	11,88	2,60	0,16	139	109
7		PETERSHAGEN /151/	130	15,00	4,05	0,18	140	117	
8		IDA /152/	18	14,44	3,70	0,27	158	114	
9	KUHLMANN, GÜNTHER /134/	8	16,27	4,37	0,38	191	108		
10	Träger- versuch	MUELLER, YEN /77/	14	11,33	2,36	0,20	134	93	
11		mit Durchl.							
11		ohne Durchl.	10	12,21	2,76	0,17	138	102	
12		PARSANEJAD, OSTAPENKO /81/	12	11,89	2,55	0,20	155	107	
13		ROBERTS/ŠKALOUŠ et al. z.B. /105/, /107/	mit Durchl.	14	17,25	4,84	0,35	182	134
14			ohne Durchl.	12	14,09	3,52	0,28	164	114
15		ROBERTS/ŠKALOUŠ et al. /115/	23	14,02	3,37	0,39	195*	121*	
16		KUHLMANN, SPIEGELHALDER /133/	17	10,05	1,78	0,15	126	82	
17	Summe	Zeilen 3+6+7+8+9+16	227	14,43	3,77	0,28	143	108	
18	Summe	Zeilen 3+6+8+9+16	97	12,61	2,91	0,25	146	105	

* Hauptspannungen

4.5.2 Versuche an Detailproben

Es gibt nur zwei Untersuchungen an Detailproben, die im direkten Zusammenhang mit der Stegarmung stehen. Das sind die Versuche von MAEDA /86/ und die an der Universität Stuttgart durchgeführten Ermüdungsversuche an kleinen Probekörpern von KUHLMANN, GÜNTHER /134/.

Versuche von MAEDA

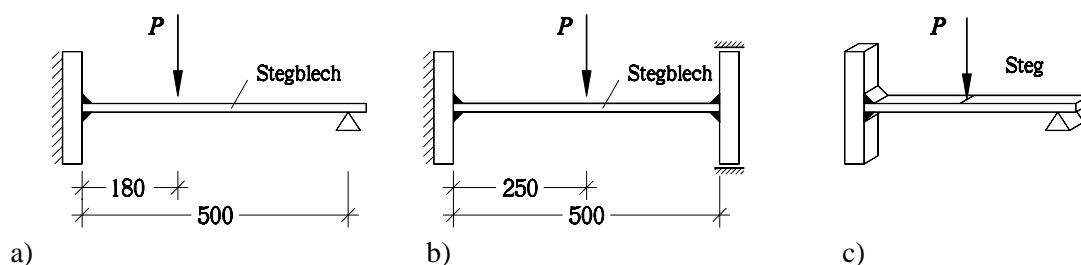


Bild 4-7: Versuchskörper von MAEDA

a) Plattentyp mit T-Querschnitt, b) Plattentyp mit I-Querschnitt, c) Balkentyp

Die Versuchskörper von MAEDA sind in Bild 4-7 gezeigt. Es gibt 9 Plattenversuchskörper mit T- und I-Querschnitt und 4 T-förmige Balkenproben. Die Ermüdungsfestigkeiten sind

im Vergleich zu den übrigen Versuchen überdurchschnittlich hoch.

Die Ergebnisse der vier Balkenproben werden in der gemeinsamen Auswertung nicht angesetzt. Es wird vermutet, daß hierfür Proben mit ausgesuchter Nahtqualität verwendet wurden. Die Streuung der Versuchsergebnisse ist sehr klein. Der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit ist der höchste Wert in dieser Zusammenstellung, er beträgt $Ds_C = 137 \text{ N/mm}^2$.

Bei den Plattenversuche ergibt sich der Mittelwert zu $D\hat{S}_C = 181 \text{ N/mm}^2$. MEADA selbst wertet seine Plattenversuche zusammen mit den Ergebnissen von PARSANEJAD (s.u.) aus und erhält daraus als Mittelwert $D\hat{S}_C = 167 \text{ N/mm}^2$. Auf diesen Wert basiert er seine späteren theoretischen Untersuchungen. Die hier vorgenommene Auswertung nach der Hintergrundinformation /156/ bestätigt mit $D\hat{S}_C = 161 \text{ N/mm}^2$ das Ergebnis von MAEDA. Der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit beträgt $Ds_C = 116 \text{ N/mm}^2$. Diesen Wert gibt REMADI als erster an, er wird von DUCHÊNE und NDOGMO bestätigt.

Versuche von DOWLING

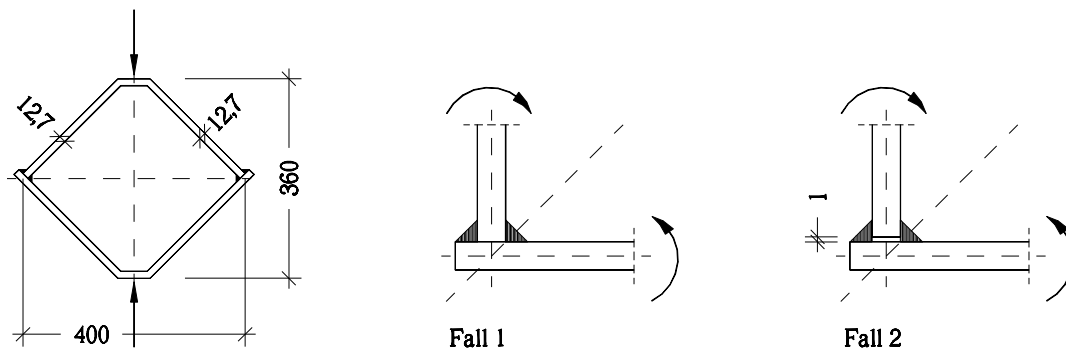


Bild 4-8: Versuchskörper von DOWLING /153/

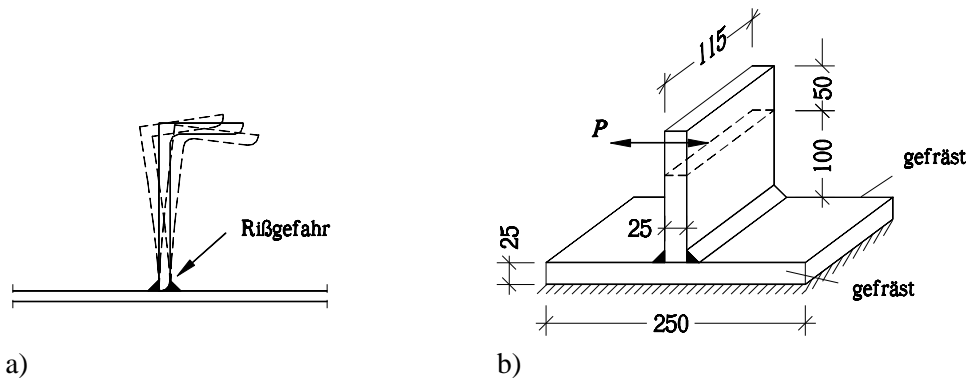
Die Versuche von DOWLING /153/ werden schon längere Zeit zur Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit herangezogen. Der Anlaß der Untersuchungen waren Ermüdungsprobleme an Schweißverbindungen im Rohrleitungsbau. Die Versuchskörper sind in Bild 4-8 dargestellt. Da jedes angeschlossene Bauteil Biegung erfährt, sind die Proben eine Kombination der Details Kreuzprobe und Quersteife. Insgesamt wurden 6 verschiedene Kehlnahtanschlüsse geprüft.

Nur die in Bild 4-8 gezeigten Fälle 1 und 2 haben Doppelkehlnähte. Die restlichen vier Fälle sind mit einseitigen Kehlnähten ausgeführt. Die Ermüdungsfestigkeit dieser Proben ist erwartungsgemäß wesentlich kleiner, sie liegt zwischen $Ds_C = 41 \text{ N/mm}^2$ und 84 N/mm^2 . Diese Versuche werden hier nicht berücksichtigt.

Die Fälle 1 und 2 unterschieden sich durch den Abstand der Bauteile im Nahtbereich. Im Fall 2 führt der 1 mm breite Spalt zu einer erkennbaren Verschlechterung der Ermüdungsfestigkeit. Aufgrund der Unebenheit von Blechen sind bei größeren Bauteilen derartige Paßungenauigkeiten jedoch vorhanden. Abstände über 1 mm können nicht sicher ausgeschlossen werden. DUCHÊNE berücksichtigt diesen Fall auf der unsicheren Seite nicht.

Fall 1 und Fall 2 ergeben zusammen 33 Werte mit dem Mittelwert $D\hat{S}_C = 139 \text{ N/mm}^2$ und der unteren Vertrauensgrenze $Ds_C = 109 \text{ N/mm}^2$.

Versuche von PETERSHAGEN

**Bild 4-9:** Versuche von PETERSHAGEN

a) Querausbiegung von L-Steifen, b) Versuchskörper

Die Versuche von PETERSHAGEN /151/ und IDA /152/ kommen aus dem Bereich des Schiffbaus. Diese Versuche sind in der Literatur zum Stegmaten bisher nicht erwähnt. Sie werden zum ersten Mal von GÜNTHER /134/ aufgegriffen und zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit herangezogen. Der Anlaß der Untersuchungen war, daß die Querausbiegung von L-Steifen in Schiffskörpern zu Ermüdungsrissen in den Steifen führte, s. Bild 4-9 a). Der Grund für die Auslenkungen sind erstens Druckbeanspruchungen in Verbindung mit Vorverformungen und zweitens der örtliche Wasserdruck auf die unsymmetrischen Profile.

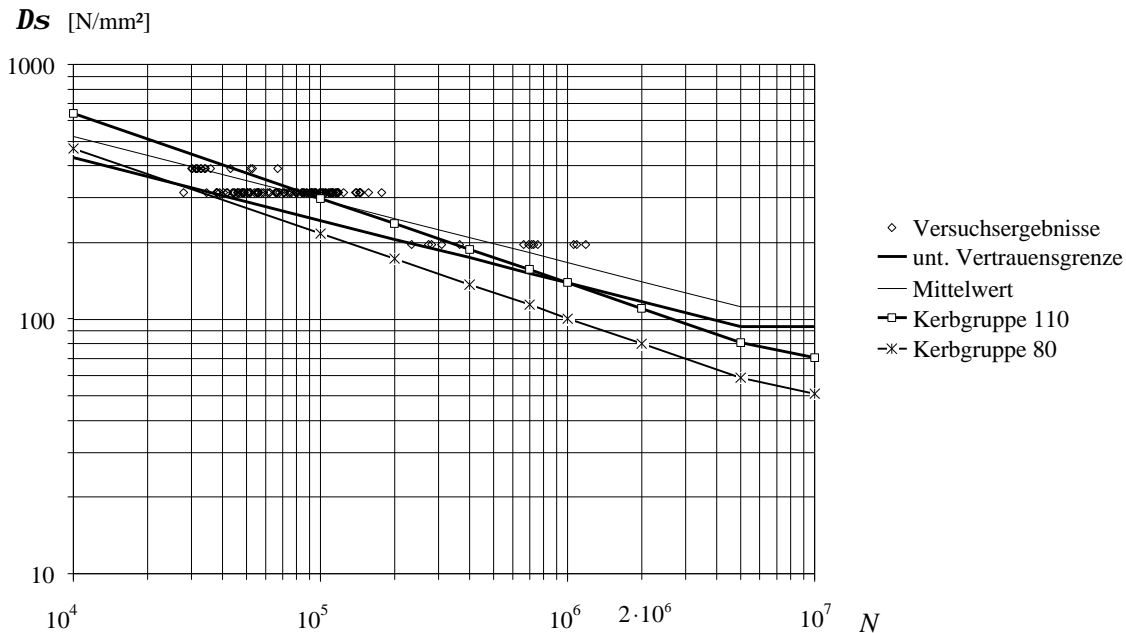
**Bild 4-10:** S-N Schaubild der Versuche von PETERSHAGEN

Bild 4-9 b) zeigt die einfachen T-Proben von PETERSHAGEN, in Bild 4-10 ist das S-N-Schaubild der Versuchsergebnisse dargestellt. Die Gesamtzahl der Versuchsergebnisse beträgt $n = 130$. Das ist weit mehr als die Hälfte aller hier auswertbaren Ergebnisse. Es gibt drei Spannungshorizonte. Die Mehrzahl der Versuchsergebnisse liegt in dem Kurzzeitfestigkeitsbereich unter 100 000 Lastwechsel. Der Mittelwert ist nicht sehr hoch, er beträgt $D\hat{S}_c = 140 N/mm^2$. Die Standardabweichung ist durchschnittlich. Die hohe Anzahl

n der Versuchswerte bewirkt bei der statistischen Auswertung, daß die untere Vertrauensgrenze ist nur wenig kleiner als der Mittelwert wird. Sie liegt bei $D_{sC} = 117 \text{ N/mm}^2$.

Dieser Wert liegt über der Kerbgruppe 110. Dennoch schätzt die Kerbgruppe 110 nach der Definition des Eurocode 3 die Versuche auf der unsicheren Seite ab. In Bild 4-10 ist erkennbar, daß sehr viele Versuchsergebnisse unterhalb der Kerblinie 110 liegen. Die Ursache dafür ist die unterschiedliche Steigung der Linien. Die Steigung zu den Versuchsergebnissen beträgt $m = 4,05$, der einheitliche Wert des Eurocode 3 hingegen nur $m = 3$.

Eine sichere Abschätzung aller Versuchsergebnisse bei $m = 3$ ist Kerbgruppe 80. Diese Linie ist ebenfalls in Bild 4-10 eingetragen. Sie ist jedoch im Bereich über 1 Mio. Lastspiele unnötig konservativ.

Bild 4-14 zeigt die gemeinsame Auswertung der übrigen Versuche (Zeile 18 in Tabelle 4-2). Hier ist die extreme Unterschreitung der Kerblinie 110 im Bereich der Zeitfestigkeit nicht vorhanden. Es wird vermutet, daß die Ermüdungseigenschaften des höherfesten Schiffbaustahls Gütegrad AH 36 der Versuchskörper von PETERSHAGEN der Grund für die vielen Ergebnisse unterhalb der Kerblinie 110 sind. Im Vergleich mit den üblichen, niedrig legierten Baustählen ist die Ermüdungsfestigkeit höherfester Stähle im Bereich der Dauerfestigkeit etwas höher, im Bereich der Zeitfestigkeit jedoch kleiner.

Versuche von IIDA

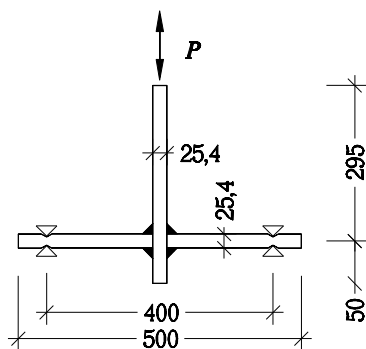


Bild 4-11: Versuche von IIDA

Die Versuchskörper von IIDA /152/ sind in Bild 4-11 dargestellt. Hier sind 18 Proben untersucht. Der Mittelwert liegt bei $D\hat{S}_C = 158 \text{ N/mm}^2$ und der charakteristischen Wert bei $D_{sC} = 114 \text{ N/mm}^2$.

Versuche von GÜNTHER

Im Rahmen des Forschungsprojekts Stegattung der Universität Stuttgart wurden von KUHLMANN, GÜNTHER Ermüdungsversuche an 8 Detailproben durchgeführt. Sie sind in /134/ beschrieben. Die Versuche dienten der Untersuchung und der Feststellung der Ermüdungsfestigkeit von Kehlnähten unter Biegung. Die Versuchskörper sind in Bild 4-12 gezeigt. Sie sind ähnlich zu denen von PETERSHAGEN.

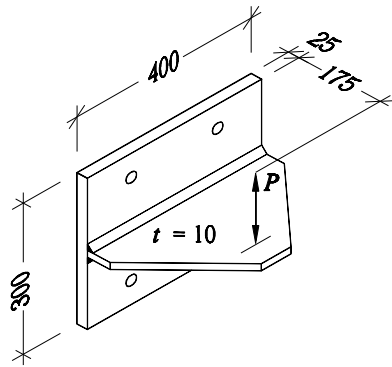


Bild 4-12: Versuchskörper von GÜNTHER

Der Mittelwert aus diesen Versuchen beträgt $DS_C = 191 \text{ N/mm}^2$ und ist extrem hoch. Aufgrund der großen Streuung der Ergebnisse ist jedoch die Standardabweichung s überdurchschnittlich groß. Dies bewirkt, daß die untere Vertrauensgrenze mit $DS_C = 108 \text{ N/mm}^2$ fast nur noch die Hälfte des Mittelwertes beträgt.

4.5.3 Trägerversuche

Obwohl bereits eine ganze Reihe von Trägerversuchen zur Stegattung existieren, gibt es nur aus den Trägerversuchen von MUELLER, YEN und aus den eigenen Trägerversuchen Ergebnisse, die die Ermüdungsfestigkeit von Kehlnähten ausreichend genau beschreiben. Der Grund sind die oben erwähnten Schwierigkeiten bei der Ermittlung der Spannungen an den Stegrändern.

Versuche von MUELLER, YEN

MUELLER, YEN /77/ verwenden die Versuche von YEN, MUELLER /76/ und berechnen mit einer Handrechnung aus den gemessenen Stegverformungen Spannungen. Sie ermitteln die Spannungen an zehn gerissenen und an vier ungerissenen Stellen. Für diese vier Durchläufer ist auf der sicheren Seite als Anrißlastspielzahl die Lastspielzahl bei Versuchsende angesetzt. Werden die Durchläufer in der Auswertung nicht berücksichtigt, ergibt sich ein Mittelwert von $DS_C = 138 \text{ N/mm}^2$ und eine untere Vertrauensgrenze von $DS_C = 102 \text{ N/mm}^2$. Bei der Einbeziehung der Durchläufer fällt die untere Vertrauensgrenze auf $DS_C = 93 \text{ N/mm}^2$ ab. Das widerspricht der Vorstellung, daß Durchläufer eine Erhöhung der Tragfähigkeit bewirken. Hier ist jedoch die angenommene Anrißlastspielzahl so klein, daß sie zu einer Vergrößerung der Streubreite und damit zu einer Verschlechterung der unteren Vertrauensgrenze führt.

Auswertung von PARSANEJAD, OSTAPENKO

PARSANEJAD, OSTAPENKO /81/ werten dieselben Versuche von YEN, MUELLER /76/ aus, wobei sie die Spannungen mit einem anderen Verfahren berechnen. Sie fügen zwei weitere Rißstellen hinzu, so daß sich ohne Durchläufer 12 Werte ergeben. Ihr Ansatz liefert insgesamt höhere Spannungen. Die statistische Auswertung ergibt einen Mittelwert mit $DS_C = 155 \text{ N/mm}^2$ und einen charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit mit $DS_C = 107 \text{ N/mm}^2$.

Versuche von ROBERTS/ŠKALOUD et al.

ROBERTS/ŠKALOUD et al. stellen die Ergebnisse ihrer Trägerversuche in Ermüdungsfestigkeitsdiagrammen dar. Die Diagramme geben die Hauptspannungen an den Anrißstellen über der Lebensdauer der Versuchsträger an.

Die Spannungskomponente senkrecht zur Naht ist nur in den früheren Untersuchungen angegeben. Hierzu sind insgesamt die Ergebnisse von 14 Trägerversuchen veröffentlicht, z.B. in /105/, /107/. Zwei der Träger blieben auch bei über 10 Mio. Lastwechsel rißfrei. Ohne die Durchläufer beträgt die untere Vertrauensgrenze $DS_C = 114 \text{ N/mm}^2$. Mit den Durchläufern, deren Ansatz hier durchaus gerechtfertigt ist, wächst die untere Vertrauensgrenze auf $DS_C = 134 \text{ N/mm}^2$ an. Dieser Wert ist vergleichsweise hoch und in dieser Größenordnung nur bei den vier Balkenproben von MAEDA zu finden.

In neueren Veröffentlichungen von ROBERTS/ŠKALOUD et al. sind die Ergebnisse von weiteren 23 Trägerversuchen angegeben, z.B. in /115/. Allerdings ist anstelle der Spannungskomponente s_{\perp} die erste Hauptspannung angegeben. Die statistische Auswertung dieser Daten liefert für die untere Vertrauensgrenze der Hauptspannung $DS_C = 121 \text{ N/mm}^2$. Wegen der fehlenden zweiten Hauptspannung ist die Umrechnung in die Spannung s_{\perp} und der Vergleich mit den übrigen Versuchsergebnissen in Tabelle 4-2 nicht möglich.

Eigene Trägerversuche

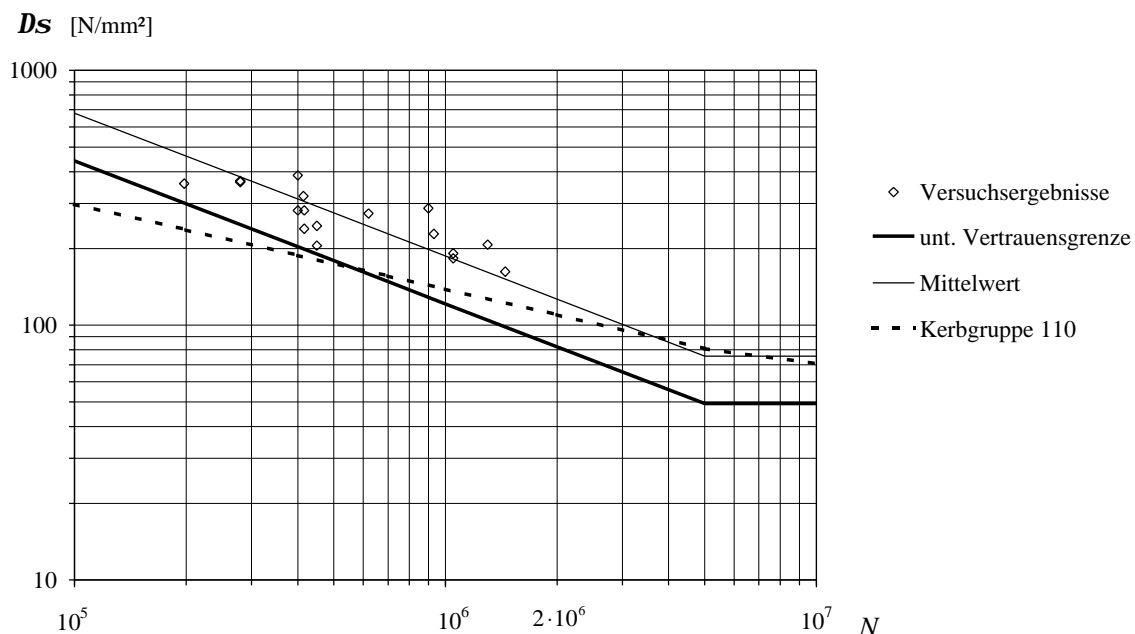


Bild 4-13: S-N-Schaubild der eigenen Trägerversuche

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Trägerversuche sind in /133/ ausführlich dargestellt. Eine Zusammenstellung der Ergebnisse findet sich in Teil 5 dieser Arbeit. Insgesamt können 17 Risse ausgewertet werden. Die Versuchsergebnisse sind zusammen mit der unteren Vertrauensgrenze, dem Mittelwert und der Kerblinie 110 in Bild 4-13 dargestellt. Die Auswertung nach der Hintergrundinformation liefert für den Mittelwert nur $DS_C = 126 \text{ N/mm}^2$ und für den charakteristische Wert nur $DS_C = 82 \text{ N/mm}^2$. Von allen

Versuchsergebnissen sind diese Werte mit weitem Abstand die kleinsten. So ergibt die Auswertung der Versuchsergebnisse der durchgeführten Trägerversuche einen sehr kleinen Betrag für die Steigung m . Daraus resultiert ein sehr steiler Verlauf der Linien für den Mittelwert und die untere Vertrauensgrenze. Entsprechend klein sind die Werte bei $N = 2 \cdot 10^6$ Lastspielen. Der Vergleich mit der Kerblinie 110 zeigt jedoch, daß alle Versuchsergebnisse oberhalb dieser Linie liegen. Die Einordnung in die Kerbgruppe 110 ist für die eigenen Trägerversuche daher möglich, obwohl die rein rechnerische Auswertung mit $Ds_C = 82 \text{ N/mm}^2$ einen erheblich kleineren Wert liefert.

4.5.4 Vergleich der Trägerversuche mit den Detailproben

Wenn man die Trägerversuche von ROBERTS/ŠKALOUD et al. nicht einbezieht, zeigt der Vergleich der Detailproben mit den Trägerversuchen in Tabelle 4-2 eindeutig, daß die Trägerversuche zu kleineren Ermüdungsfestigkeiten führen als die Detailproben. Als Ursache sind die größeren Zwängungsspannungen infolge der Verformungsbehinderung und die größere Wahrscheinlichkeit von großen Kerben in den Abschnitten 4.3.2 und 4.4.1 bereits angesprochen.

Es kommt noch ein weiterer Einfluß hinzu, der bei Trägerversuchen zu kleineren Ermüdungsfestigkeiten führen kann. Bei Trägerversuchen werden in der Regel nur die entstandenen Risse berücksichtigt, nicht jedoch Trägerbereiche mit hohen Spannungen, an denen bis zum Versagen keine Risse entstanden sind. Da durch das vorzeitige Trägerversagen für die bisher ungerissenen Stellen keine Anrißlastspielzahlen angegeben werden können, bleiben sie bei der Auswertung unberücksichtigt. Bei Detailversuchen werden die Proben dagegen immer bis zum Versagen belastet. Wäre bei den Trägerversuchen die Anrißlastspielzahl für alle maßgebenden Stellen bekannt, würde der Anteil von Stellen mit höherer Ermüdungsfestigkeit ähnlich wie bei den Detailversuchen den Mittelwert anheben.

4.5.5 Gemeinsame Auswertung

In den neueren Untersuchungen z.B. von REMADI und DUCHÊNE wird der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit mit $Ds_C = 110 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Die Auswertungen dazu basierten in der Hauptsache auf den Versuchsergebnissen in den Zeilen 3, 4 und 14 der Tabelle 4-2. Diese Versuche werden durch die Kerbgruppe 110 auf der sicheren Seite abgeschätzt.

In der gemeinsamen Auswertung werden die Versuchsergebnisse von ROBERTS/ŠKALOUD et al. nicht berücksichtigt und es werden weitere Versuchsreihen hinzu genommen. Gegenüber den Auswertungen von REMADI und DUCHÊNE ergibt sich ein kleinerer Wert für die Kerbgruppe als 110.

In Zeile 17 von Tabelle 4-2 ist das Ergebnis der Auswertung von allen geeigneten Versuchen dargestellt. Es sind zusammen 227 Werte. Die untere Vertrauensgrenze beträgt $Ds_C = 108 \text{ N/mm}^2$. Die Steigung ist jedoch mit $m = 3,77$ immer noch sehr groß. Die Versuche von PETERSHAGEN bleiben aufgrund ihrer großen Anzahl maßgebend. Sie erfordern nach wie vor die Einteilung in die Kerbgruppe 80.

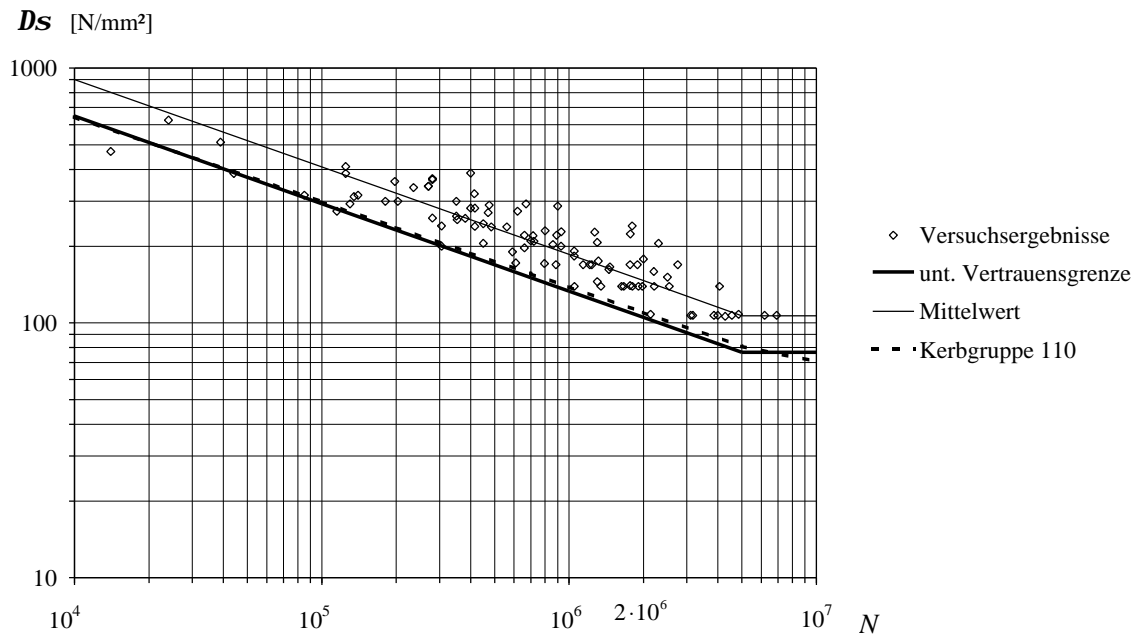


Bild 4-14: S-N-Schaubild der gemeinsamen Auswertung

Zum Vergleich erfolgt die Auswertung ohne die Versuche von PETERSHAGEN. Das Ergebnis ist in Zeile 18 angegeben und in Bild 4-14 anschaulich dargestellt. Zusammen sind es 97 Werte. Der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit ist etwas kleiner und beträgt $D_{S_C} = 105 \text{ N/mm}^2$. Die Steigung ist jetzt $m = 2,91$ und stimmt sehr gut mit der Definition des Eurocode 3 überein.

Die Einbeziehung der Versuche von PETERSHAGEN führt zu der extremen Reduzierung auf die Kerbgruppe 80. Ohne die Versuche von PETERSHAGEN ergibt sich die Kerbgruppe 105. Aufgrund der Unsicherheiten bei der Beurteilung der Versuche von PETERSHAGEN wird daher keine endgültige Festlegung für die Ermüdungsfestigkeitskurve getroffen. Es deutet sich jedoch an, daß der seither angenommene Wert zu groß und damit unsicher ist.

Im Hinblick auf die Vergleichbarkeit mit den vorliegenden Berechnungsansätzen wurde in dieser Arbeit der seither gewählte Ansatz $D_{S_C} = 110 \text{ N/mm}^2$ weiter verwendet.

4.6 Klassifizierung der Ermüdungsrisse

4.6.1 Allgemeines

Die ersten Ermüdungsversuche an geschweißten Vollwandträgern wurden zwischen 1960 und 1970 in den USA durchgeführt. Bereits die ersten Ermüdungsversuche von YEN, MUELLER /76/ und von TOPRAC, NATARAJAN /73/ zeigten, daß die Risse nach der Art der Belastung und dem Ort der Entstehung unterschieden werden können. Es wurden verschiedene Rißtypen angegeben, die zunächst keine einheitliche Definition hatten. Inzwischen hat sich die Einteilung in die nachfolgend beschriebenen Rißtypen 1 bis 4 durchgesetzt. Zusätzlich werden die Rißtypen 5 und 6 hier neu eingeführt.

Grundsätzlich ist zu unterscheiden in Ermüdungsrisse,

- die nicht durch Stegattung verursacht werden (Rißtyp 2 und 3) und
- die eine Folge der Stegattung sind (Rißtypen 1, 4 und 5).

4.6.2 Rißtypen 2 und 3

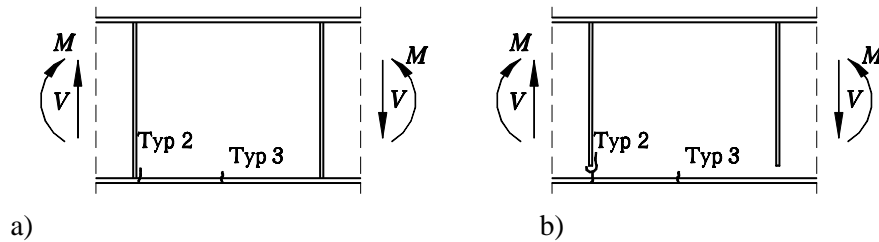


Bild 4-15: Nicht durch Stegatumung verursachte Risse

Die in Bild 4-15 gezeigten Rißtypen 2 und 3 werden vorweggenommen, da sie nicht durch die Stegatumung verursacht werden. Es handelt sich um Risse in der Biegezugzone der Versuchsträger, die durch große, planmäßige Längszugspannungen an Stellen mit großer Kerbwirkung entstehen. Die Ermüdungsrißgefahr infolge der Rißtypen 2 und 3 ist stets zu berücksichtigen. In den betreffenden Normen sind Kerbgruppen mit den Beanspruchbarkeiten für diese Details angegeben.

Rißtyp 2

Rißtyp 2 wird durch eingeschweißte Quersteifen verursacht. Bei der Ausführung in Bild 4-15 a) verursacht die quer zum Zuggurt verlaufende Kehlnaht eine große Kerbwirkung. Bildet sich dort ein Riß, führt er sehr rasch zum Durchtrennen des Zuggurtes und zum Versagen des Trägers. Deshalb wurden viele amerikanische Versuchsträger mit Quersteifen ausgeführt, die wenige Zentimeter vor dem Zuggurt endeten, s. Bild 4-15 b). Diese Ausführung soll ein besseres Ermüdungsverhalten besitzen /32/. Für dünne Stege hat das abrupte Ende der Steife jedoch eine extrem hohe Kerbwirkung, so daß im Bereich der Quersteifenenden eine große Rißgefahr besteht. Dort initialisierte Ermüdungsrisse können weiter in den Zuggurt wachsen und führen dann ebenfalls schnell zum Durchtrennen des Zuggurtes und zum Versagen.

Die Ermüdungsfestigkeit für Rißtyp 2 nach Eurocode 3 ist in Tabelle 4-1 angegeben. Abhängig von der Dicke der Quersteife sind es 71 N/mm² oder 80 N/mm². Es sind die geringsten Werte für den gesamten Träger. Die Werte sind eine feste Obergrenze, die aufgrund der Vorschrift nicht überschritten werden können.

Rißtyp 3

Tabelle 4-3: Ermüdungsfestigkeiten nach Eurocode 3 Teil 1.1 /163/ für Rißtyp 3

Kerbdetail	Kerbgruppe	D_{SC} [N/mm ²]
durchgehende Kehlnähte (handgeschweißt)	112	112
brenngeschnittene Bleche	125	125

Rißtyp 3 entsteht im Zuggurt an Stellen mit starker Kerbwirkung. Die Kerbe kann bei unsauberem Brennschnitt der Gurtlamelle an der Kante oder in der Halskehlnaht zwischen Zuggurt und Steg liegen. Risse vom Typ 3 wachsen wie Rißtyp 2 sehr schnell senkrecht zum Zuggurt und führen zum Trennbruch des Gurtes sowie zum Versagen des Trägers.

Tabelle 4-3 enthält die zugehörigen Ermüdungsfestigkeiten nach Eurocode 3. Sie liegen über den Werten von Rißtyp 2 und sind daher nicht maßgebend.

4.6.3 Rißtypen 1, 4, 5 und 6

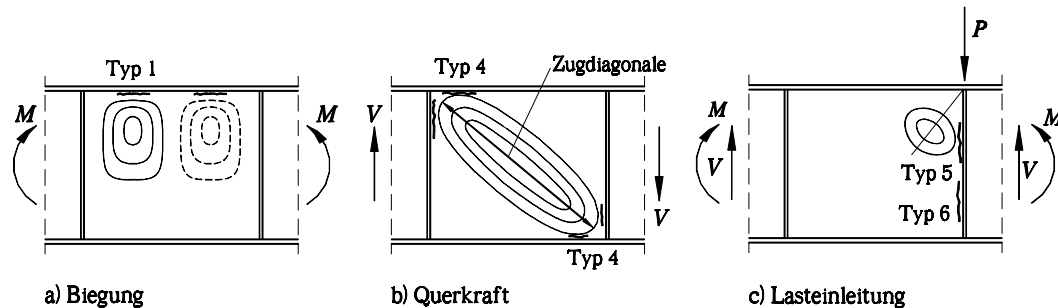


Bild 4-16: Risse infolge Stegformung

Bild 4-16 zeigt die durch Stegformen verursachten Rißtypen infolge Biegung, Querkraft und Einleitung einer Einzelkraft. Die Darstellung enthält außerdem schematisch die durch die Belastung erzeugten Beulverformungen. Die Risse verlaufen stets entlang der Schweißnähte an den Stegrändern. Sie entstehen auf der Seite der positiven sekundären Biegespannungen an kleinen Kerben in der Kehlnahtflanke (vgl. Bild 1-1 b)). Bei gleichmäßig ausgeführten Kehlnähten ohne grobe Nahtfehler, wie es z.B. die Vorschriften im Eisenbahnbrückenbau fordern, ist das Auftreten der Risse hauptsächlich vom Verlauf der sekundären Biegespannungen an den Stegrändern abhängig. Die größten sekundären Biegespannungen treten in Bereichen mit großen Beulverformungen auf. Daher führen die für die Belastung spezifischen Beulmuster zu der Unterscheidung der Risse nach der Art der Beanspruchung.

Rißtyp 1

Rißtyp 1 in Bild 4-16 a) entsteht bei vorwiegender Biegung an der Schweißnaht zum Druckgurt, da der Steg hauptsächlich in der Druckzone wegen den dort wirkenden Druckspannungen ausbeult und dort die größten sekundären Biegespannungen verursacht.

Rißtyp 4

Rißtyp 4 in Bild 4-16 b) entsteht bei überwiegender Querkraft. Im Steg bildet sich eine diagonale Schubbeule in Richtung der Zugdiagonalen. In den Verankerungsecken der Zugdiagonalen sind die Verformungen und die sekundären Biegespannungen an den Stegrändern am größten. In den betreffenden Ecken können sich Risse sowohl entlang der Gurte als auch entlang der Steifen entwickeln.

Bei Biegeträgern bildet sich Rißtyp 4 nur in der Druckzone. Die Druckspannungen aus dem Biegemoment vergrößern die Stegverformung und begünstigen die Entstehung von Rissen. In der Zugzone reduzieren die Zugspannungen aus der Trägerbiegung die Stegbeulen und die Rißgefahr.

Rißtyp 5 und 6

Die Rißtypen 5 und 6 sind in dieser Form in der Literatur noch nicht beschrieben und

werden hier neu eingeführt. Sie entstehen an der Lasteinleitungssteife bei der Einleitung einer großen Einzelkraft auf der Seite des Druckgurtes, s. Bild 4-16 c). Diese Wirkung entsteht z.B. bei einem durchlaufenden Träger an der Mittelstütze.

Rißtyp 5 entsteht in der Druckzone des Trägers. Die vertikalen Druckspannungen aus der Lastausbreitung zusammen mit den horizontalen Druckspannungen aus dem Biegemoment bewirken große 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 (vgl. Bild 4-6).

4.6.4 Anrißstellen in realen Trägern

In einem realen Träger können Risse auch an anderen Stellen entstehen, so daß bei einem realen Träger die Einteilung in die genannten Rißtypen nicht zwingend ist. Das hat im wesentlichen folgende Gründe:

- In vielen Fällen besteht eine gemeinsame Wirkung von Biegemoment, Querkraft und Lasteinleitung. Bei der Überlagerung entsteht ein Verformungszustand, der von der Größe der einzelnen Anteile abhängig ist. Der resultierende Überlagerungszustand bestimmt den Verlauf der sekundären Biegespannungen und die Gefahr der Ermüdungsrißbildung.
- Die Vorverformungen haben einen großen Einfluß auf die sekundären Biegespannungen und bestimmen die Orte der Rißentstehung mit.
- Zusätzlich können große lokale Kerben bei bereits geringen Spannungsschwingbreiten Risse an beliebigen Stellen verursachen.