Die
Bauakademie
Biberach

Wissenschaft und Praxis

Veröffentlichung der Fachhochschule Biberach

Band 81

18. Stahlbauseminar 1996

Die
Bauakademie
Biberach

Fachhochschule Biberach

**Stahlbauvereinigung
Baden-Württemberg**

**Stahlbauverband
Bayern**

**Deutscher Verband
für Schweißtechnik**

**Verband
Beratender Ingenieure**

**Österreichischer
Stahlbauverband**

**Technische Universität Wien
Bauingenieurwesen**

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Günter Lumpe,
Fachhochschule Biberach,
Karlstraße 11

Postfach 1260
88382 Biberach/Riß

Inhalt

Seite

Dipl.-Ing. H. Gackenheimer
NEUZEITLICHER KORROSIONSSCHUTZ 1

Dr.-Ing. G. Altmayer
PRAXISNAHE SILOBERECHNUNGEN 28

Prof. Dr.-Ing. J. Seidel
SCHWINGUNGSBERECHNUNG ALLGEMEIN, FUßGÄNGERBRÜCKEN IM BESONDEREN 61

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Techn. G. Ramberger,
Dipl.-Ing. G. Luza
STAHLBRÜCKEN - KONSTRUKTION UND BEMESSUNG NACH EC 3, TEIL 2 99

Ministerialrat Prof. Dr.-Ing. H. Bossenmayer
DAS EUROPÄISCHE STAHLBAU-REGELWERK - STAND DER ERARBEITUNG UND UMSETZUNG.
"Wird das Formale wichtiger als das Ingenieurmäßige?" 119

Prof. Dr.-Ing. Ö. Bucak,
Univ.-Prof. Dr.-Ing. F. Mang
TRAGENDE GLÄSER IM KONSTRUKTIVEN INGENIEURBAU 151

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Techn. R. Greiner
BIEGEKNICKEN UND BIEGEDRILLKNICKEN NACH EC3 - VEREINFACHTE NACHWEISE MIT BEMESSUNGSBEHELFEN 197

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Techn. H. Rubin
EINIGE GRUNDLEGENDE FORMELN UND PHÄNOMENE DER THEORIE II. ORDNUNG 242

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Techn. G. Ramberger,
Dipl.-Ing. G. Luza (Bild)
Technische Universität Wien

STAHLBRÜCKEN - KONSTRUKTION UND BEMESSUNG NACH EC 3, TEIL 2

1. EC 3-2 - Derzeitiger Stand, Ausblick

Eurocode 3, Teil 2 - Stahlbrückenbau - liegt als sog. „stabilisierte Version" eines Entwurfes seit 27./28.9.1995 in englischer Sprache mit dem dazugehörigen Bericht und einigen ausgeführten Beulbeispielen vor. Diese Version soll von den nationalen Spiegelausschüssen als Basis für Vergleichsrechnungen verwendet werden. Kommentare zu dieser Version sollten bis 31.1.1996 von den nationalen Normungsausschüssen abgegeben worden sein. Danach sollen die Verbesserungen eingearbeitet werden und über den Entwurf vorläufig im April 1996 und endgültig im August 1996 abgestimmt werden. Der abgestimmte Entwurf wird dem Redaktionskomitee übergeben. Mit einer Herausgabe als ENV 1993-2 ist daher nicht vor 1998 zu rechnen.

2. Inhalt und Aufbau des EC 3-2

Der englische Titel des EC 3-2 lautet offiziell: „Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 2: Steel Bridges (including rules for plated structures)". Es werden also im Stahlbrückenbauteil auch ausgesteifte Blechkonstruktionen für andere Bauwerke behandelt.

Das Inhaltsverzeichnis stimmt formal mit dem Inhaltsverzeichnis des EC 3-1-1 überein und besteht aus folgenden Abschnitten:

Vorwort
1. Einführung
2. Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung
3. Werkstoffe
4. Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit
5. Grenzzustände der Tragfähigkeit
6. Verbindungen und Verbindungsmittel
7. Fertigung und Montage
8. Versuchsgestützte Bemessung
9. Werkstoffermüdung

Unterschiedlich zum Teil 1-1 sind allerdings die Annexe zu Teil 2:

Anhang A: Liste der Referenzdokumente
Anhang B: Zitierte Normen
Anhang C: Wahl der Stahlgüte zur Vermeidung von Sprödbrüchen
Anhang D: Richtlinien für die Werkstoffqualitäten bei Beanspruchung in Dickenrichtung
Anhang E: Bemessung von Lagern
Anhang F: Bemessung von Fahrbahnübergängen von Straßenbrücken
Anhang G: Hochfeste Seile und Kabel

Anhang H: Knicklängen von Brückenbauteilen
Anhang I: Injektionsschrauben
Anhang J: Toleranzen für Fertigung und Montage von Stahlbrücken
Anhang K: Alternative Methode für den Ermüdungsnachweis von Straßenbrücken auf Basis der Verkehrslasten für den Tragsicherheitsnachweis
Anhang L: Spezielle Annahmen für konstruktive Details
Anhang M: Ermüdungsnachweis für schlanke Elemente unter windinduzierten Schwingungen

Teil 2 gilt für alle Brücken aus Stahl, also Straßen- und Eisenbahnbrücken.

3. Vergleich mit den bestehenden Normenwerken (DIN und ÖNORM)

Die früheren deutschen und österreichischen Regelwerke bauten beim Tragsicherheitsnachweis auf dem Konzept der zulässigen Spannungen auf. Wie dem gesamten Eurocode liegt auch dem EC 3-2 das semiprobabilistische Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten zugrunde. Deshalb sind die charakteristischen Einwirkungen mit Teilsicherheitsbeiwerten γ_F zu multiplizieren und daraus die Bemessungswerte der Beanspruchung zu berechnen. Diese sind den Bemessungswerten der Beanspruchbarkeit gegenüberzustellen, die aus den charakteristischen Bemessungswerten, dividiert durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_M ermittelt werden.

Der zweite wesentliche Unterschied zu den bestehenden Normen liegt darin, daß auch für alle Teile von Straßenbrücken Ermüdungsnachweise (Betriebsfestigkeitsnachweise) zu führen sind. Bisher durfte nach DIN bei Straßenbrücken der Betriebsfestigkeitsnachweis für alle Haupttragelemente, die nicht gleichzeitig Fahrbahnelemente sind, und für Fahrbahnelemente, die entsprechend den in der DIN 18809 angegebenen Lösungen ausgebildet sind, entfallen. Durch die Forderung des Ermüdungsnachweises für alle Bauteile wird die Berechnung von Straßenbrücken auf jeden Fall wesentlich aufwendiger als bisher. Man wird aber damit auch der Konstruktion von Straßenbrücken hinsichtlich Ermüdungsfestigkeit mehr Augenmerk widmen müssen als bisher.

Ein völlig neues Konzept wird auch bei den Beulfällen verfolgt. Da Stahlbrücken überwiegend schlanke Querschnitte aufweisen, wird auch für ausgesteifte Felder das gleiche Konzept wie in EC 3-1-1 für unversteifte Felder bei Klasse 4 - Querschnitten angewandt. Es werden an den Ecken und Kanten „wirksame Querschnittsteile" angegeben und die zuerst ausbeulenden Feldbereiche zwischen diesen wirksamen Querschnittsteilen weggelassen. Mit diesem reduzierten Querschnitt wird ein Nachweis wie für Klasse 3 - Querschnitte geführt. Man geht hier also bewußt vom linear elastischen Beulen, wie es bisher in DIN 18800 oder in ÖNORM B 4600, Teil 4, behandelt wurde, ab.

Auch der Ermüdungsnachweis wird nicht mehr nach dem zulσ_F - Konzept geführt, sondern nach der in EC 3-1-1 vorgegebenen Methode. Es ist daher bei jedem Bauwerk bewußt die geplante Lebensdauer anzugeben, die natürlich nur für die Volkswirtschaft im statistischen Sinne und nicht für das Einzelbauwerk Bedeutung hat.

4. Vergleich der Verkehrsbelastungen nach EC 1-3 mit den bestehenden Normenwerken

Eine Beschäftigung mit Brückenbaunormen ist nur sinnvoll, wenn auch auf die Belastungsannahmen eingegangen wird. Es werden daher die Verkehrsbelastungen nach EC 1-3 - erschienen als ENV 1991-3 - mit denen der DS 804 bzw. der ÖNORM B 4003 und der DIN 1072 bzw. der ÖNORM B 4002 verglichen.
Seit Jahrzehnten sind die nationalen Eisenbahnunternehmungen in der UIC zusammengefaßt und verfolgen dort alle gemeinsamen Interessen. Hier hat man sich 1971 bereits auf Lastbilder geeinigt, die die Beanspruchungen infolge Eisenbahnverkehrslasten abdecken. EC 1-3 gibt daher für die vertikalen Lasten zwei Lastmodelle an: Das Modell UIC 71 und das Modell SW, mit den Klassen SW/0 und SW/2. DS 804 und ÖNORM B 4003 enthalten das Lastbild UIC 71 und das Lastbild SW/0 unverändert und das Lastbild SSW mit geringer Modifikation gegenüber dem Lastbild SW 2. Der dynamische Beiwert (= Schwingfaktor) Φ wird in EC 1-3 in Abhängigkeit von der Wartung der Gleise angegeben, unterschiedlich für sorgfältig gewartete Gleise und Gleise mit Standardwartung. Der Schwingfaktor Φ der DS 804 ist gleich dem für sorgfältig gewartete Gleise nach EC 1-3, wobei für die Bestimmung der Länge L_Φ ähnliche Bedingungen gelten. Die Fliehkräfte und die als außergewöhnlicher Lastfall anzusetzenden Lasten für entgleiste Eisenbahnfahrzeuge sind in beiden Normen identisch.
Für den Ermüdungsnachweis von Eisenbahnbrücken werden Standardverkehrsmischungen mit Achslasten $\leq$ 225 kN, mit Achslasten gleich 250 kN, für S-Bahn und für U-Bahn angegeben. Für die Verkehrsmischungen werden die Achslasten realer Züge herangezogen und zwar zwei von Lokomotiven gezogene Personenzugstypen, zwei Typen von Hochgeschwindigkeitszügen und sechs verschiedene von Lokomotiven gezogene Güterzugstypen.

Bei den Straßenbrücken andererseits gibt es bezüglich der Verkehrslasten praktisch keine Übereinstimmung des EC 1-3 mit den bisherigen Verkehrslasten nach DIN 1072 bzw. ÖNORM B 4002. Der Anwendungsbereich des EC 1-3 erstreckt sich auf Brücken mit Spannweiten $\leq$ 200 m und Fahrbahnbreiten $\leq$ 42 m. Bei größeren Abmessungen sind die Verkehrslasten im Einzelfalle festzulegen. Die anzusetzenden Lastmodelle entsprechen nicht aktuellen Fahrzeugen, sondern decken die Einwirkungen aus den tatsächlichen Fahrzeugen ab. Die Lastmodelle enthalten bereits (zum Unterschied zur DIN 1072 und ÖNORM B 4002) die dynamischen

Beiwerte. Die Anzahl der Fahrspuren richtet sich nach der zusammenhängenden Fahrbahnbreite w. Für $w < 5{,}4$ m ist ein Fahrstreifen mit 3 m - Breite anzusetzen, für $5{,}4\ \text{m} \le w < 6$ m sind zwei Fahrstreifen mit der Breite w/2 anzusetzen und für $6\ \text{m} \le w$ sind soviele Fahrspuren mit 3 m - Breite wie möglich anzusetzen. Für den Tragsicherheitsnachweis stehen nun vier verschiedene Lastmodelle zur Verfügung. Lastmodell 1 (Abb. 1) besteht aus konzentrierten Lasten und Gleichlasten, die die Wirkungen der meisten Verkehrssituationen abdecken. Dieses Modell wird sowohl für allgemeine, als auch für lokale Nachweise verwendet. Lastmodell 2 (Abb. 2) besteht aus einer einzelnen Achslast, wobei die Radlasten auf Kontaktflächen verteilt werden. Dieses Modell dient nur für lokale Nachweise. Lastmodell 3 erfaßt Sonderfahrzeuge. Es wird nur auf besondere Vereinbarung mit dem Besteller angesetzt werden. Lastmodell 4 gibt eine Gesamtbelastung an und dient nur für den allgemeinen Nachweis nach Vereinbarung mit dem Besteller.

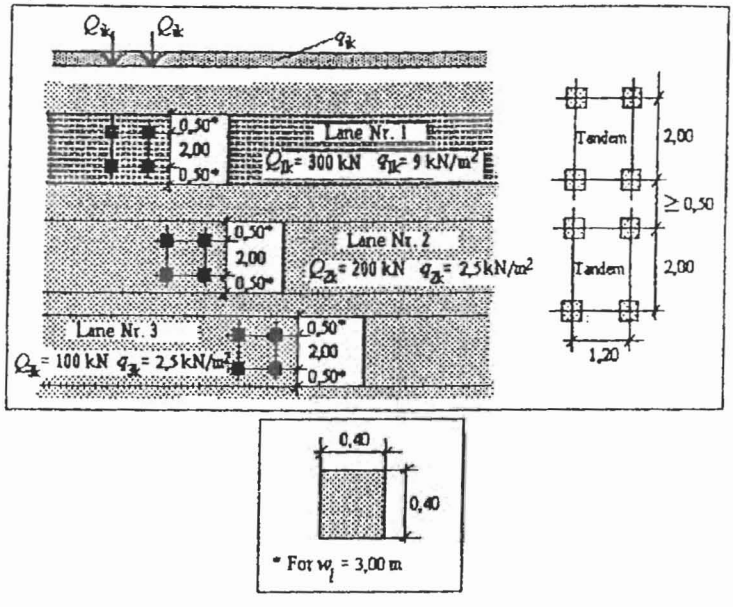


Abb.1: Lastmodell 1 für den Tragfähigkeitsnachweis nach EC 1-3 für Straßenbrücken

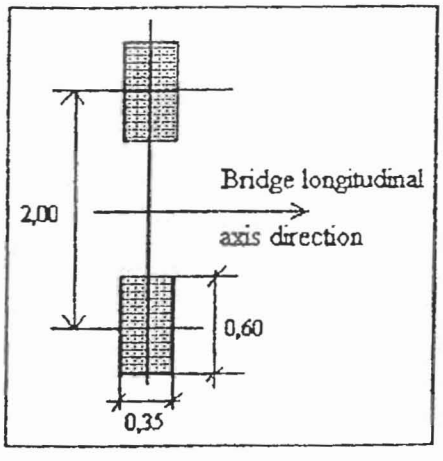


Abb.2: Lastmodell 2 für den Tragfähigkeitsnachweis nach EC 1-3 für Straßenbrücken

Folgende Lastmodelle werden für den Ermüdungsnachweis von Straßenbrücken definiert. Die Ermüdungslastmodelle 1, 2, 3 sollen nur dazu dienen die maximalen und minimalen Beanspruchungen infolge Verkehrslasten zu bestimmen. Mit den Lastmodellen 4 und 5 ist es möglich Beanspruchungskollektive zu ermitteln. Mit den Ermüdungslastmodellen 1 und 2 kann über einen Dauerfestigkeitsnachweis mit $\Delta\sigma$ der Ermüdungsnachweis erbracht werden. Die Lastmodelle 3, 4 und 5 dienen zur Berücksichtigung des Verkehrsvolumens und der Lebensdauer über die Wöhlerlinien.

Lastmodell 1 für den Ermüdungsnachweis entspricht dem Lastmodell 1 für den Tragfähigkeitsnachweis mit 70% der konzentrierten Lasten und 30% der Gleichlasten.
Lastmodell 2 besteht aus einem Set häufiger LKW's.
Lastmodell 3 besteht aus einem einzigen Fahrzeug mit vier Achsen und einer Achslast von 120 kN.
Lastmodell 4 (Abb. 3) erfaßt schließlich ein Set von Standard-LKW-Fahrzeugen mit den entsprechenden Achs- und Radständen und den entsprechenden Achslasten. Von diesen Fahrzeugen ist eine Mischung anzusetzen, wobei die Mischung bei Langstreckenverkehr, Mittelstreckenverkehr und lokalem Verkehr unterschiedlich ist.

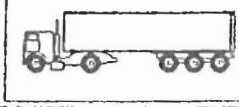
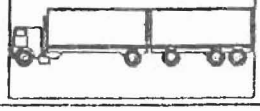
VEHICLE TYPE			TRAFFIC TYPE			
1	2	3	4	5	6	7
			Long distance	Medium distance	Local traffic	
LORRY	Axle spacing (m)	Equivalent axle loads (kN)	Lorry percentage	Lorry percentage	Lorry percentage	Wheel type
	4,5	70 130	20,0	50,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	5,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	40,0	20,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	25,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	10,0	5,0	A B C C C

Abb.3: Lastmodell 4 für den Ermüdungsnachweis nach EC 1-3

Das Lastmodell 5 schließlich ist ein Lastmodell, das auf den an der Stelle tatsächlich gemessenen Verkehr aufbaut.
Ein dynamischer Vergrößerungsfaktor bei der Ermüdungsbeanspruchung ist nur in einem Bereich bis 6 m vom Fahrbahnübergang weg und maximal mit $\Delta\varphi$ = 1,30 anzunehmen.
EC 1-3 gibt auch alle übrigen Einwirkungen infolge Verkehr wie z.B. Brems- und Beschleunigungskräfte und bei Radien r ≤ 1500 m Fliehkräfte, sowie außergewöhnliche Einwirkungen an.
Die pro Jahr erwartete Anzahl der LKWs wird für verschiedene Verkehrskategorien ebenfalls in EC1-3 festgelegt. (Stadtverkehr, Nahverkehr, Autobahn)

5. Sicherheitskonzept, Lastfälle, Bemessungssituationen

Zwischen folgenden Bemessungssituationen ist zu unterscheiden:

- Bemessungsituation für die das Tragwerk hauptsächlich errichtet wurde.
- Vorübergehende Bemessungssituationen beim Bau, bei Wartung und Reparatur.
- Außergewöhnliche Bemessungssituationen wie Entgleisung, Fahrzeuganprall, Riß von Fahrleitungen, Erdbeben.

Für alle Bemessungssituationen ist die Tragsicherheit nachzuweisen. Grenzzustände der Tragsicherheit sind

- der Verlust des Gleichgewichtes als starrer Körper
- Versagen durch zunehmende Verformungen infolge Bildung eines Mechanismus durch Bruch oder durch Verlust der Stabilität
- Versagen hervorgerufen durch Ermüdungsbruch.

Für die Bemessungssituation, für die das Tragwerk hauptsächlich errichtet wurde, ist auch die Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen.

Bei den Lastfällen unterscheiden wir daher zwischen

- ständigen Einwirkungen
- veränderlichen Einwirkungen
- außergewöhnlichen Einwirkungen.

Zu den ständigen Einwirkungen sind auch Systemvorspannungen statisch unbestimmter Systeme, die durch entsprechende Stabdeformationen erreicht werden, zu zählen. Sie werden nicht als Lastfall „Vorspannung" behandelt! Für ständige und vorübergehende Bemessungssituation betragen die Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für

ständige Einwirkungen:		
ungünstig:	$\gamma_G = 1{,}35$	
günstig:	$\gamma_G = 1{,}00$	
Verkehrslasten:		
Straßenbrücken:	$\gamma_Q = 1{,}35$	
Eisenbahnbrücken	$\gamma_Q = 1{,}45$	für UIC71
	$\gamma_Q = 1{,}25$	für SW/2
Sonstige veränderliche Einwirkungen:	$\gamma_Q = 1{,}50$	

In allen außergewöhnlichen Bemessungssituationen beträgt $\gamma_F = 1{,}0$.

Veränderliche Einwirkungen, die nicht in EC1-3 geregelt sind, sind die Windlasten. Diese sind entsprechend der geographischen Lage des Bauwerkes, der Höhe über Gelände und der Form und Größe des Bauwerks dem EC1/2-4 zu entnehmen. Für

die Kombination mit Verkehrslasten wird bei Straßenbrücken eine maximale Windgeschwindigkeit von 23 m/s angenommen; bei Eisenbahnbrücken wird diese Geschwindigkeit von den Behörden festgelegt.

Für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen ist folgende Lastkombination anzusetzen:

$$\gamma_G \cdot G_K + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_i \gamma_{Qi}\, \psi_{0i} \cdot Q_{Ki} \qquad (5.1)$$

Q_{K1} ist der charakteristische Wert jener veränderlichen Einwirkung, die die größte Beanspruchung hervorruft. Q_{Kj} sind die charakteristischen Wert der übrigen veränderlichen Einwirkungen.
ψ_{0i} ist ein der veränderlichen Einwirkung i zugeordneter Kombinationsbeiwert, der die Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens der Haupteinwirkung Q_{K1} mit der Einwirkung Q_{Ki} berücksichtigt.
Diese Kombinationsbeiwerte sind für Straßen-, Fußgänger- und Eisenbahnbrücken unterschiedlich und in Anhängen zu EC1-3 angegeben.

6. Werkstoffe

Folgende Baustähle und Feinkornbaustähle dürfen verwendet werden:

Nennwerte der Streckgrenze f_y und der Zugfestigkeit f_u für Baustahl nach EN 10025, EN 10113 oder EN 10137

Stahl	Dicke t mm			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm	
	f_y (N/mm²)	f_u (N/mm²)	f_y (N/mm²)	f_u (N/mm²)
EN 10025				
S 235	235	360	215	340
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	490
EN 10113				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	540	390	520
S 460 N/NL	460	570	430	550
S 275 M/ML	275	380	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	550	430	530
EN 10137				
S 460	460	570	440	550

Anforderungen an Stähle			
Stahl	Dicke t		
	t ≤ 30 mm	30 mm < t ≤ 80 mm	t > 80 mm
nach EN 10025	Gütegruppen nach Abschnitt 3.2.2.3 (5) und (6)	nur in Sonderfällen	nur in Sonderfällen
nach EN 10113	Gütegruppen mit Anforderungen an die min. Kerbschlagarbeit bei -20° C	Gütegruppen mit Anforderungen an die min. Kerbschlagarbeit (Spitzkerbprobe) bei - 20° C	Gütegruppen mit Anforderungen an die min. Kerbschlagarbeit (Spitzkerbprobe) bei - 50 C
nach ENV 10137	Gütegruppen mit Anforderungen an die min. Kerbschlagarbeit bei -20° C	Gütegruppen mit Anforderungen an die min. Kerbschlagarbeit (Spitzkerbprobe) bei - 20 C	Gütegruppen mit Anforderungen an die min. Kerbschlagarbeit (Spitzkerbprobe) bei - 50 C

Ein Annex C gibt ein Verfahren an, nach dem bei allen Werkstoffen je nach Materialfestigkeit und Güteklasse, Materialdicke, Beanspruchung und Belastungsgeschwindigkeit die niedrigste Betriebstemperatur und somit die Eignung auf Basis eines bruchmechanischen Verfahrens nachgewiesen werden kann. Dieses Verfahren ist für Bauingenieure ungewöhnlich und nicht sehr durchschaubar. Es ist beabsichtigt, aufgrund dieses Verfahrens eine für den Bauingenieur besser handhabbare Aufstellung (Material in Abhängigkeit von der Dicke) ähnlich wie in Teil 1-1 zu geben.

7. Gebrauchstauglichkeitsnachweis

Folgende Aspekte werden mit dem Gebrauchstauglichkeitsnachweis abgedeckt:

1.) Das elastische Verhalten in allen Gebrauchssituationen.
2.) Die Begrenzung der Verformungen, um dynamische Wirkungen zu begrenzen, erforderliche Lichträume einzuhalten und Risse in nichttragenden Schichten (Asphalt) zu vermeiden.
3.) Die Begrenzung der Eigenfrequenzen, um unangenehme Schwingungen für die Benutzer zu vermeiden und hohe Schallabstrahlungen zu verhindern.
4.) Die Begrenzung der Schlankheit von Platten, um sichtbare Beulen und das „Atmen" zu vermeiden.
5.) Das Erreichen ausreichender Dauerhaftigkeit und die Reduktion von Korrosion und Verschleiß.
6.) Die Erleichterung von Wartung und Reparaturen.

Zur Sicherstellung des elastischen Verhaltens werden die Spannungen und die Spannungsdifferenzen beschränkt. In gleicher Weise wird die Schlankheit von

Für Eisenbahnbrücken sind in EC 1-3, Annex G, Kriterien für Verformungen und Schwingungen in Hinblick auf Sicherheit und Fahrkomfort in Abhängigkeit von der Ausbaugeschwindigkeit angegeben.

Für Straßenbrücken wird ein Steifigkeitskriterium für die Längsrippen angegeben, um die Deformationen des Asphaltbelages zu begrenzen.

Für die Aufrechterhaltung eines guten optischen Eindrucks sind alle Tragwerke für die ständige Last und für 25 % der häufigen Verkehrsbelastung zu überhöhen.

Die Eigenfrequenzen von Fußgängerbrücken sollen 2 Hz nicht unterschreiten, um nicht durch die Benutzer zu Resonanzschwingungen angeregt zu werden. Andernfalls sind Schwingungsdämpfer vorzusehen.

Schließlich ist in Annex M ein Verfahren für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis schlanker Stäbe angegeben, die durch Wirbelresonanzschwingungen im Wind angeregt werden können.

8. Tragfähigkeitsnachweis

Für den Tragfähigkeitsnachweis sind die folgenden Nachweise zu führen:

- Querschnittstragfähigkeit
- Tragfähigkeit von Bauteilen
- Tragfähigkeit von Verbindungen
- Stabilität
- Statisches Gleichgewicht

Die mitwirkende Plattenbreite bei Trägern mit breiten Gurten wird wie in DIN 18809 bzw. ÖNORM B 4303 ermittelt. Bestimmend ist die Länge Lm, die jeweils die Länge zwischen den Nulldurchgängen der Momentenlinie ist. Weiters geht der Faktor ψ ein, der von der Form der Momentenlinie abhängig ist. Zudem geht noch der Wert α_0 ein, der die Fläche der Längssteifen berücksichtigt.

Querschnittstragfähigkeit

Die Querschnittstragfähigkeit auf Zug ist mit Erreichen der Fließgrenze beschränkt. Die Querschnittstragfähigkeit ganz oder teilweise auf Druck beanspruchter Querschnitte ist abhängig von der Querschnittsklasse. Querschnittsklasse 1 weist beim Plastizieren unbeschränkte Rotation auf, Klasse 2 beschränkte Rotation, jedoch kann noch das plastische Moment erreicht werden. Bei Querschnittsklasse 3 erfolgt vor Erreichen des plastischen Moments bereits lokales Beulen und es ergibt sich somit als Grenzmoment die elastische Querschnittstragfähigkeit. Klasse 4 Querschnitte beulen vor Erreichen der elastischen Grenzlast bereits aus. Bei diesen Querschnitten wird mit einem reduzierten Querschnitt gerechnet, den man den

effektiven Querschnitt nennt und der aus den b/t-Verhältnissen sowie der Spannungsverteilung zu berechnen ist. Nach EC 3-1-1 können die effektiven Querschnitte nur bei unausgesteiften Blechen berechnet werden. Ausgesteifte Bleche werden in EC 3-2 behandelt, wobei drei Fälle unterschieden werden:

die Platte mit einer Längssteife,
die Platte mit zwei Längssteifen,
die Platte mit mehr als zwei Längssteifen.

Grundsätzlich wird wie üblich vorgegangen, indem man sich das Seitenverhältnis α, das Randspannungsverhältnis ψ und das Steifigkeitsverhältnis γ (8.1-3) bestimmt. Bei der Platte mit mehreren Längssteifen werden die Steifen verschmiert. Mit den verschmierten Steifen wird ein Beulwert $k_{\sigma,p}$ (8.4,8.7,8.9) nach einer angegebenen Formel für ψ zwischen -1 und 1 errechnet. Die kritische Beulspannung $\sigma_{crit\ p}$ (8.11) erhält man durch Multiplikation mit der Eulerschen Beulspannung (8.10). Soweit ist die Vorgangsweise ident mit der wie wir sie aus den Normen bzw. von der Beulberechnung nach Klöppel, Scheer und Möller her kennen. Für die Platte wird darüberhinaus auch die kritische Knickspannung (8.12) ermittelt (ohne Einfluß der Längsränder). Mit den kritischen Spannungen wird nun eine bezogene Schlankheit der Platte und eine bezogene Schlankheit als Knickstab bestimmt (8.13). Mit der bezogenen Schlankheit für den Knickstab wird - wie für den normalen Knicknachweis - ein χ errechnet. Mit der bezogenen Schlankheit für das Plattenbeulen erhält man analog zum χ ein ρ. Zwischen den beiden Werten wird in Abhängigkeit von der kritischen Spannung der Wert ρ_c interpoliert (8.14,8.15). ρ_c ist stets positiv und erreicht bei reinem knickstabähnlichem Verhalten den Wert χ. Die gedrückten Einzelfelder werden jetzt um einen Anteil ρ_v der die Interaktion mit der Schubbeanspruchung erfaßt, abgemindert und aufsummiert. Danach wird die Druckfläche noch mit dem Faktor ρ_c multipliziert und der effektive Druckquerschnitt ermittelt. Der gezogene Teil wird ebenso um einen Schubanteil ρ_v verringert. Der so entstandene effektive Querschnitt hat nun eine neue Schwerpunktslage. Dieser Versatz wird als e_N bezeichnet und verursacht bei Normalkraftbeanspruchung ein Zusatzmoment der Größe $N \cdot e_N$. Der Nachweis erfolgt letztlich durch einen simplen Querschnittsnachweis am effektiven Querschnitt. (Nachweis eines Klasse 3 - Querschnittes)

$$\gamma = \sqrt{\frac{D_x}{D_y}} \qquad \text{mit} \quad D_y = \frac{E \cdot t^3}{12 \cdot \left(1 - \upsilon^2\right)} \qquad (8.1), (8.2)$$

$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$, wobei σ_1 die größere Druckspannung ist. (8.3)

für reinen Druck (ψ=1)

$$\alpha_1 \geq 1 \quad k_{\sigma,p} = 4 \cdot \gamma \qquad (8.4)$$

$$\alpha_1 \leq 1 \quad k_{\sigma,p} = \left(\alpha + \frac{\gamma}{\alpha}\right)^2 \qquad (8.5)$$

mit $\alpha_1 = \frac{\alpha}{\sqrt{\gamma}}$ (8.6)

für ψ = -1 :

$$k_{\sigma,p} = \left(k_{\sigma,p}\right)_o + \left[\left(k_{\sigma,p}\right)_i - \left(k_{\sigma,p}\right)_o\right] \cdot \sqrt{\frac{D}{D_x}} \tag{8.7}$$

$$\left(k_{\sigma,p}\right)_o = \frac{\pi^2}{16 \cdot \alpha_1^2} \cdot \sqrt{\frac{\left(1+\alpha_1^4\right) \cdot \left(1+16\alpha_1^4\right) \cdot \left(1+81\alpha_1^4\right)}{\frac{36}{125} \cdot \left(1+\alpha_1^4\right) + \frac{4}{81} \cdot \left(1+81\alpha_1^4\right)}} \tag{8.8}$$

für -1<ψ<1 kann $k_{\sigma,p}$ folgendermaßen bestimmt werden:

$$k_{\sigma,p} = \frac{4 \cdot k_{\sigma,p,\psi=1}}{\sqrt{(1+\psi)^2 + 4 \cdot (1-\psi)^2 \cdot \left(\frac{k_{\sigma,p,\psi=1}}{k_{\sigma,p,\psi=-1}}\right)^2} + (1+\psi)} \tag{8.9}$$

$\sigma_e = \frac{\pi^2 \cdot D}{b^2 \cdot t} = 189\,800 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$ die Eulersche Knickspannung (8.10)

$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \sigma_e$ die kritische Beulspannung für Platten (8.11)

$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 \cdot D_x}{a^2 \cdot t}$ die kritische stabähnliche „Beulspannung" (8.12)

$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,p}}}$, $\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}}$ bezogene Schlankheiten für Plattenbeulen und Knicken (8.13)

$\rho_c = (\rho - \chi) \cdot \xi \cdot (2 - \xi) + \chi$ mit $\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \le 1$ (8.14), (8.15)

und $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}22}{\bar{\lambda}_p^{\,2}}$ für $\bar{\lambda}_p$>0,673 sonst $\bar{\lambda}_p$=1 (8.16)

$A_c = \sum_c A_{st,eff} + \sum_c \rho' \cdot b_c' \cdot \rho_v \cdot t$ gedrückte Fläche (c... compression) (8.17)

ρ', b' analoge Werte bezogen auf das Einzelfeld

ρ_v Abminderung durch Querkraftbeanspruchung

$A_{c,eff} = \rho_c \cdot A_c$ (8.18)

$A_t = \sum_t A_{st} + \sum_t b_t' \cdot \rho_v \cdot t$ gezogene Fläche (t... tension) (8.19)

Bei Platten mit nur einer bzw. zwei Längssteifen betrachtet man die Platte als auf diesen Steifen frei drehbar gelagert. Dabei sollten die Teile bei offenen Steifen zumindest Klasse 2 Querschnitte aufweisen, bei geschlossenen Steifen sind die

effektiven Teile zu ermitteln. Mit diesen Steifigkeitswerten der Steife und der mittragenden Teile der Platte kann man sich nun die kritische Beullast nach gegebener Formel bestimmen. Ebenso wird für knickstabähnliches Verhalten eine kritische Knicklast ermittelt. Aus diesen beiden kritischen Lasten erhält man wiederum bezogene Schlankheiten, mit denen man analog zum verschmierten Nachweis den Gesamtquerschnitt abmindert und damit den Querschnitt nachweist.

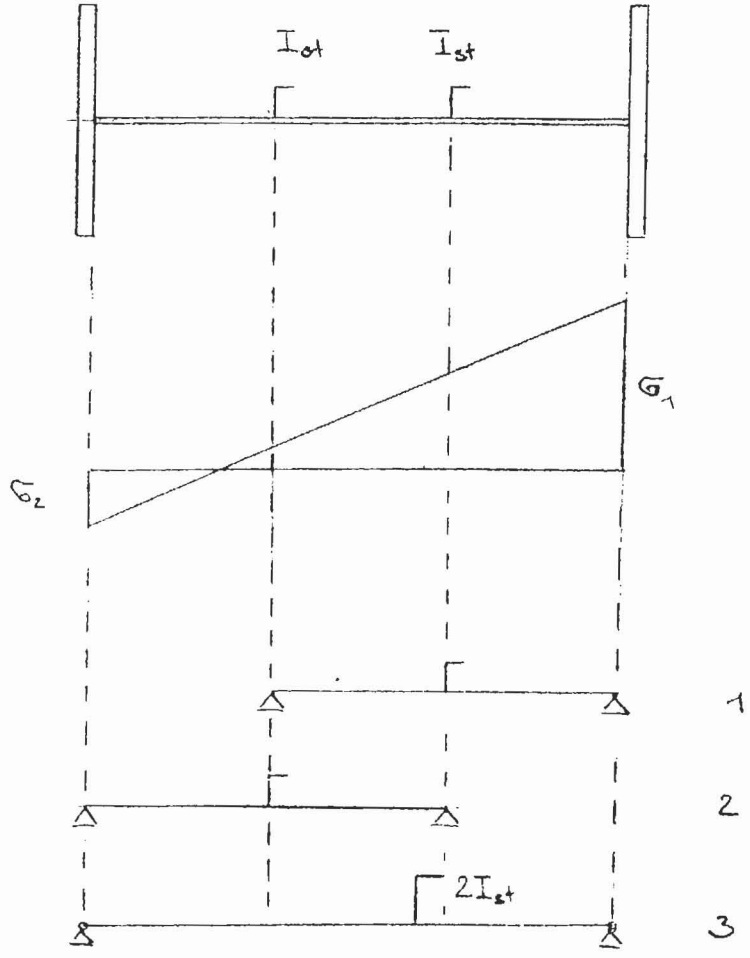


Abb.4: Zu betrachtende Teilfelder bei der Platte mit 2 Längssteifen

Bei der Platte mit zwei Längssteifen wird im Prinzip genauso vorgegangen wie bei der Platte mit nur einer Längssteife, wobei drei Nachweise zu führen sind. Hierbei wird jeweils ein gesamtes Randfeld weggelassen und mit den zugehörigen Spannungen die Nachweise geführt. Als letzter Nachweis wird dann die Gesamtbreite herangezogen mit einer gewichteten Steife, die die Summe der Einzelsteifigkeiten der beiden Steifen hat. Diese Vorgangsweise darf auch für Platten mit mehreren Steifen analog ausgebaut werden.

a) $\frac{b}{t} \leq 12.5\,\varepsilon$

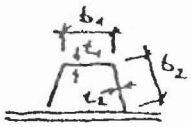
b)  $\frac{b}{t} \leq 38\,\varepsilon$

Abb.5: Anforderungen an die Längssteifen

ad a) soll ein Klasse 2 Querschnitt sein
ad b) falls Klasse 4 Querschnitte verwendet werden, so ist mit den effektiven Querschnittswerten zu rechnen.

Für den Nachweis der Quersteifen wird eine Imperfektion angenommen. Dadurch erhält die Quersteife aus der Normalspannungsbeanspruchung des Trägers eine Biegebeanspruchung.
Folgende Vorverformung ist für den Nachweis der Quersteifen anzusetzen:
(der jeweils kleinste(!) Wert der nachfolgenden Werte ist maßgebend)

$$\frac{B}{300};\quad \frac{a_1}{300};\quad \frac{a_2}{300};\quad 10\,\text{mm}$$

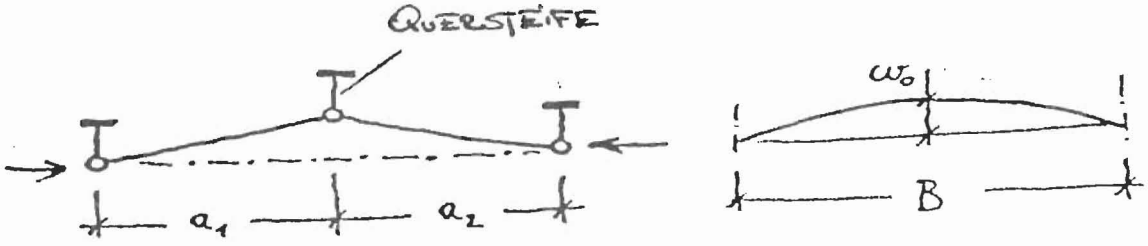


Abb.6: Vorverformung für den Nachweis der Quersteife

Schubbeulen:

Schubbeulen ausgesteifter Bleche wird mit k_τ (8.20 bzw. 8.21) analog dem Schubbeulen unausgesteifter Bleche nach EC 3 / 1-1 nachgewiesen, wobei k_τ mit dem Term $k_{\tau st}$ nach (8.22) erweitert wird.

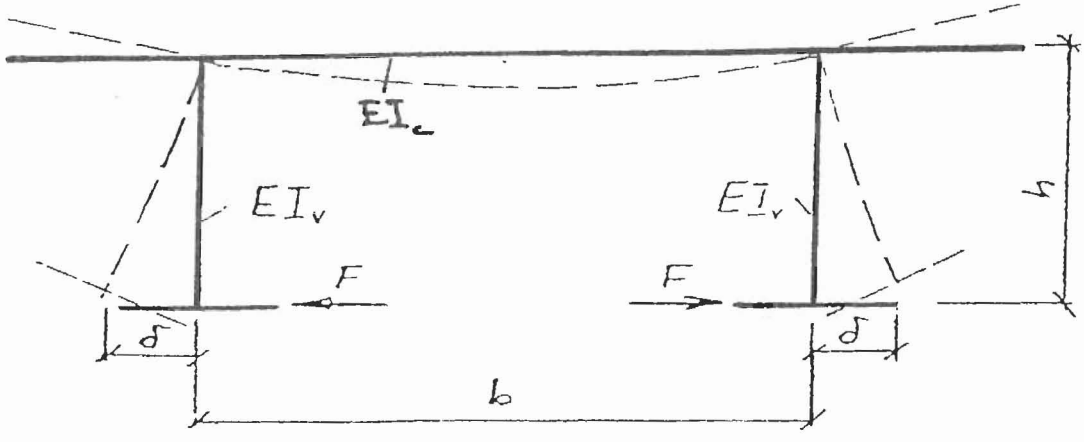
$k_\tau = 5{,}34 + 4{,}00 \cdot (d/a)^2 + k_{\tau st}$ wenn $a/d \geq 1$ (8.20)

$k_\tau = 4{,}00 + 5{,}34 \cdot (d/a)^2 + k_{\tau st}$ wenn $a/d < 1$ (8.21)

$$k_{\tau St} = 9\left(\frac{d}{a}\right)^2 \left(\frac{I_{st}}{t_W^3 d}\right)^{3/4} \quad \text{aber} \quad k_{\tau St} \geq \frac{2{,}1}{t_W}\left(\frac{I_{st}}{d}\right)^{1/3} \qquad (8.22)$$

Während bei zugbeanspruchten Bauteilen immer die kleinste Querschnittstragfähigkeit für den Bauteil maßgebend ist, muß bei ganz oder teilweise druckbeanspruchten Bauteilen die Stabilität nachgewiesen werden. Als allgemeines Verfahren hat sich hier die Berechnung nach Theorie 2.Ordnung unter Berücksichtigung von Imperfektionen durchgesetzt. Die Imperfektionen sind gemäß der zur Lastkombination gehörigen Eigenform anzusetzen. Da die erste Eigenform nur bis auf einen Parameter bestimmt ist, legt EC3-2 die maximale Durchbiegung in Abhängigkeit von der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}$, dem Knickbeiwert χ und den Kennwerten des maßgeblichen Querschnitts fest. Mit den maßgeblichen Schnittgrößen nach Theorie 2. Ordnung ist die Querschnittstragfähigkeit nachzuweisen.
Neben dieser allgemeinen Theorie 2.Ordnung darf aber auch das Ersatzstabverfahren verwendet werden, bei dem die Knicklänge des Einzelstabes als maßgebende Größe eingeführt wird. Der Annex H gibt für typische Bauteile von Brücken wie z.B. Fachwerkstäbe, Bogenträgern, Endquerrahmen Tabellen und Formeln zur Bestimmung der Knicklängen an. Für den Einzelstab sind dann die bekannten Nachweise mit dem zur bezogenen Schlankheit gehörigen Abminderungsbeiwert χ zu führen.
Eine weitere Neuerung bietet der EC 3, Teil 2 mit dem Nachweis für den federnd gestützten Druckgurt.
Mit den Rahmensteifigkeiten (8.23) errechnet man sich eine Bettungsziffer für den elastisch gebetteten Stab (8.24). Für diesen wird die Knicklast (8.28,8.29) und die Anzahl der Halbwellen n (8.26) ermittelt und daraus eine Knicklänge (8.27) mit der der Nachweis des Knickstabes zu führen ist. Als Querlast auf den Untergurt ergibt sich dafür die angeschriebene Kraft. (8.30,8.31)

Abb.7: Rahmensteifigkeit der federnd gestützen Druckstäbe



$$C = \frac{F}{\delta} = \frac{1}{\frac{h^3}{3EI_v} + \frac{h^2 b}{2EI_c}} \qquad (8.23)$$

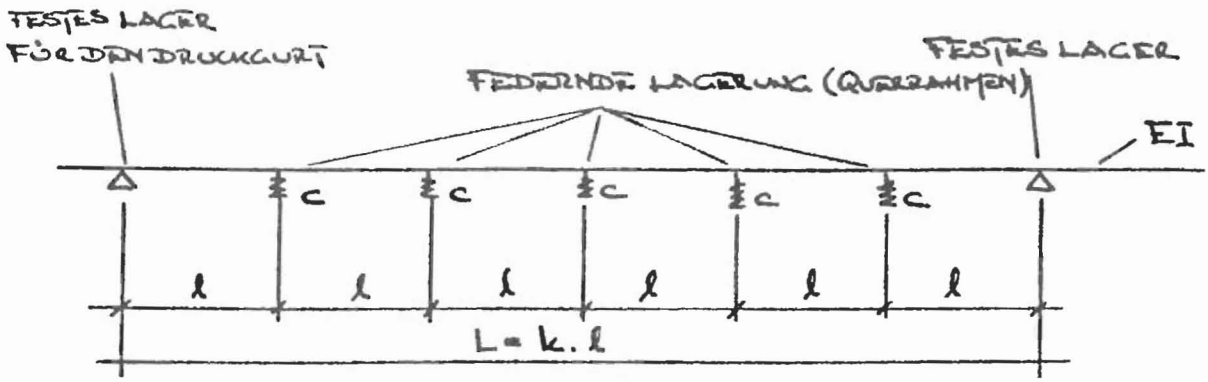


Abb.8: System der federnd gestützen Druckstäbe

$$c = \frac{k-1}{k} \cdot \frac{C}{\ell} \qquad \text{(Bettungszahl)} \qquad (8.24)$$

Anzahl der Halbwellen n zwischen den festen Lagern:

$$(n-1) \cdot n \le \frac{1}{\pi^2} \sqrt{\frac{cL^4}{EI}} \le n(n+1) \qquad (8.25)$$

$$n \approx \frac{1}{\pi} \sqrt[4]{\frac{cL^4}{EI}} \ge 1 \qquad (8.26)$$

Knicklänge ℓ_b:

$$\ell_b = \frac{L}{\sqrt{n^2 + \frac{cL^4}{n^2 \pi^4 EI}}} \ge \ell \qquad (8.27)$$

Die Knicklast N_{cr}, wenn N_{Sd} = const: $\qquad N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_b^2} \qquad (8.28)$

Wenn $N_{Sd} \neq$ const mit max N_{Sd} an einem Lager:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_b^2 \left(0{,}6 + 0{,}4 \frac{N_{Sd1}}{\max N_{Sd}} \right)} \qquad (8.29)$$

Kräfte auf die Zwischenrahmen

$$F_{Sd} = \frac{\max N_{Sd}}{100} \quad \text{wenn} \quad \ell_b = \ell \quad \text{sonst} \qquad (8.30)$$

$$F_{Sd} = \frac{n}{k} \cdot \frac{1}{1 + \frac{n^4 \pi^4 EI}{cL^4}} \cdot \frac{\max N_{Sd}}{40} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\max N_{Sd}}{N_{cr}}} \qquad (8.31)$$

9. Ermüdungsnachweis

Sowohl für Straßen- als auch für Eisenbahnbrücken sind in allen Punkten Ermüdungsnachweise zu führen. Als Belastung sind dabei die bereits erwähnten besonderen Lastkollektive zu verwenden. Daraus ergeben sich in jedem Punkt die Beanspruchungskollektive. Diese sind nach einer gängigen Methode z.B. Rainflow- oder Reservoirmethode auszuwerten und über eine Schadensakkumulation - bevorzugt über die Miner-Regel - mit der entsprechenden Wöhlerlinie zu vergleichen. Der Vorgang, der sich hier sehr einfach anhört und auch keine mathematischen Hürden enthält, ist aber überaus arbeitsintensiv.

Der Ermüdungsfestigkeitsnachweis nach EC3-2 wird daher vereinfacht und bekommt dadurch etwa die Form, die aus der DS 804 bzw. der ÖNORM B4303 her bekannt ist. Damit wird aus dem $\Delta\sigma_p$ ein schadensgleiches Einstufenkollektiv $\Delta\sigma_E$ für eine definierte Lastwechselzahl N durch Multiplikation mit einem Faktor λ berechnet und dem entsprechenden $\Delta\sigma_R / \gamma_{Mf}$ im Nachweis gegenübergestellt. $\Delta\sigma_p$ ist die Spannungsdifferenz der für den Tragsicherheitsnachweis maßgeblichen Belastung. Der Faktor λ ist wiederum ein Produkt der Faktoren λ_1 bis λ_4. λ_1 ist der von der Länge der Einflußlinie abhängige Faktor. Die Länge der Einflußlinie ist von entscheidender Bedeutung für die Lastwechselzahl. Während bei geringen Einflußlinien länger eine Rad- oder Achslast einen Lastwechsel $\Delta\sigma$ hervorruft, geschieht das bei großen Einflußlängen erst durch ein gesamtes Fahrzeug oder gesamten Zug. Für die Bestimmung des λ_1-Faktors sind sowohl bei Straßen- als auch bei Eisenbahnbrücken umfangreiche Untersuchungen notwendig. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind in EC3-2 als Diagramme bzw. Tabellen angegeben. (Abb. 10) λ_2 regelt das Verkehrsvolumen, das vom Betreiber der Brücke angegeben werden muß, da ja nur er über die jährlich zu erwartende Gesamtverkehrsbelastung Auskunft geben kann. Der Faktor λ_3 beeinflußt die zu erwartende Lebensdauer. Für eine Lebensdauer von 100 Jahren wird der Faktor mit 1 geeicht. Für größere Lebensdauern ist der Faktor größer 1. Schließlich gibt der Faktor λ_4 den Einfluß der benachbarten Fahrstreifen oder Gleise auf die Beanspruchung durch den 1. Fahrstreifen oder das 1. Gleis wieder. Die Vorgangsweise bei der Bestimmung des schadengleichen Einstufenkollektivs $\Delta\sigma_E$ ist somit bei Eisenbahn- und Straßenbrücken gleich, infolge der unterschiedlichen Belastungen (Lasten und Variation der Spurlage) unterscheiden sich jedoch die Faktoren λ_1 und λ_4 bei Straßen- und Eisenbahnbrücken.

Die Wöhlerlinien und die Einstufung der Kerbdetails erfolgt wie in EC3-1-1.

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E \le \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \tag{9.1}$$

mit

$$\Delta\sigma_E = \lambda \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_p \tag{9.2}$$

und

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \qquad (9.3)$$

jedoch $$\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max} \qquad (9.4)$$

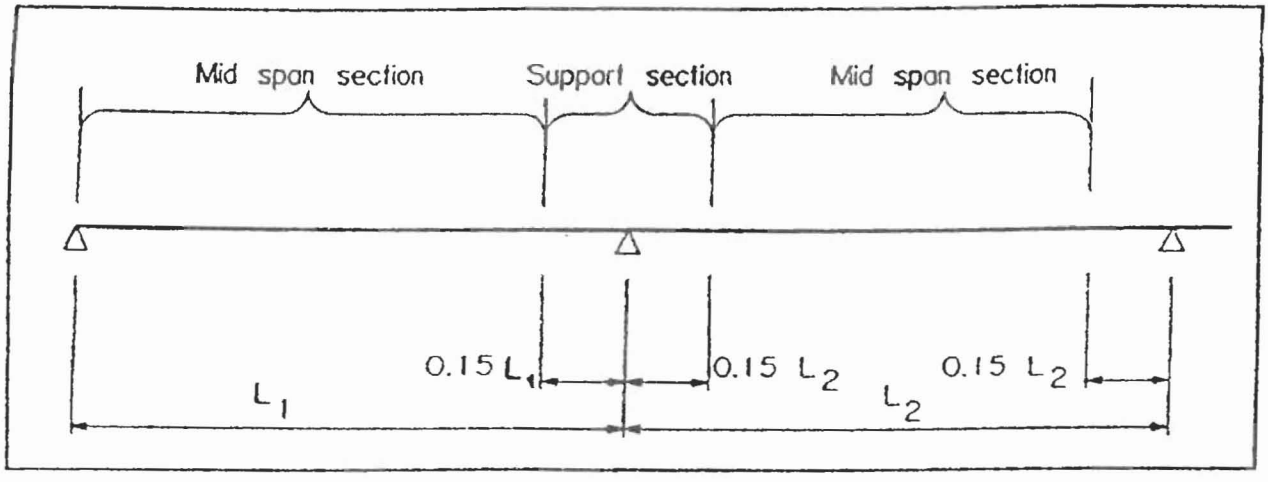
λ_1 Faktor abhängig von Spannweite (Art der Träger) und der Länge der Einfluß-linie (-fläche)

λ_2 Faktor für das Verkehrsvolumen

λ_3 Faktor für die geplante Lebensdauer

λ_4 Faktor für den Einfluß von Schwerverkehr auf den anderen Spuren (Straße)

λ_4 Faktor für den Einfluß der Mehrgleisigkeit (Eisenbahn)



Traffic volume [10^6 t/annum/tr.]	5	10	15	20	25	30	35	40	50
λ_2	0.72	0.83	0.90	0.96	1.00	1.04	1.07	1.10	1.15

Design life [years]	50	60	75	80	95	100
λ_3	0.87	0.90	0.93	0.96	0.98	1.00

Abb.9: Festlegung der Begriffe Feldbereich und Stützbereich

Abb.10: Tabellen der Werte λ_2 und λ_3

10. Verbindungen

Schweiß-, Schraub-, Niet- und Bolzenverbindungen werden im Stahlbrückenbau angewandt und sind daher im EC3-2 geregelt.

Für den Brückenbau wird bei tragenden Bauteilen jede Art von Lochschweißung nicht gestattet.

Bei Schraubenverbindungen sind irrtümlicherweise im Entwurf des EC3-2 nur Paßschrauben zugelassen. Es sollten jedoch alle GV-Verbindungen mit Normallöchern und alle Paßschraubenverbindungen zugelassen werden. Gewöhnliche SL-Schraubenverbindungen werden für den Brückenbau ausgenommen nicht tragende Teile nicht zugelassen.

Die Berechnung der Verbindungen erfolgt wie in EC3-1-1.

Eine Besonderheit stellen die Injektionsschrauben dar. Diese werden im Annex I geregelt. Bei Injektionsschrauben werden die Zwischenräume zwischen Schraube und Lochwandung mit Zweikomponentenharz (z.B. Epoxyharz) nach dem Anziehen der Schraube durch Injektion gefüllt. Diese Schrauben haben dann etwa die Eigenschaften von Paßschrauben. Uns ist derzeit keine Anwendung dieser Injektionsschrauben in Deutschland oder in Österreich bekannt. Angeblich werden diese Schrauben in den Niederlanden häufiger verwendet.

11. Annexe

Auf einige Annexe wurde bereits in den vorigen Kapiteln eingegangen. Der Annex G - Hochfeste Kabel - wird besonders erwähnt, da er das Kapitel Seile und Kabel sehr eingehend behandelt und auch für andere Seil- und Kabelkonstruktionen herangezogen werden kann.

Nach exakten Begriffsbestimmungen werden die Seilkräfte infolge ständiger Last des Kabels, Wind, Temperatur und Vorspannung behandelt. Auf die Beurteilung des Zustandes beim Austausch von Kabeln oder bei Ausfall eines Seiles durch Bruch, Fahrzeuganprall oder Sabotage wird besonders eingegangen. Selbstverständlich sind Seile und deren Verankerungen auch auf Ermüdung zu bemessen. Diese statischen und dynamischen Beanspruchungen und Beanspruchbarkeiten können jedoch nur in Zusammenhang mit entsprechenden konstruktiven Anforderungen gesehen werden. Annex G regelt daher nicht nur die mechanischen Eigenschaften der Seile, wie z.B. charakteristische Festigkeiten, den E-Modul und Reibbeiwerte zwischen Seil und Unterlage, sondern auch geometrische und statische Anforderungen an Seilköpfe, Umlenksättel, Klemmen und Schellen. Ebenso wird auf die statische Berechnung eingegangen, bei der der Einfluß des Durchhanges auf die Seilsteifigkeit (fiktiver E-Modul nach Ernst) zu berücksichtigen ist. In Annex G werden auch die Anforderungen an Prüfungen festgelegt, Formeln für die Berechnung der mechanischen Eigenschaften von Seilen angegeben, Hinweise auf die Vermeidung von Windschwingungen erwähnt und die Anforderungen an den Korrosionsschutz behandelt.

Mechanische Eigenschaften

Festigkeitswerte

Die charakteristische Nennfestigkeit darf als Produkt der Nennspannung mit der Stahlnettofläche angenommen werden. Als Ersatzfließspannung wird jene Spannung herangezogen, die eine bleibende Dehenung von 0,2% hervorruft. Bei Spirallitzen mit einer Schlaglänge größer 10 d können die charakteristischen Festigkeiten der Litzen als 95% und bei Litzenseilen als 90% des Einzeldrahtes angenommen werden.

Steifigkeiten

Paralleldrahtlitze	E = 200 000 N/mm²
Verschlossene Litzen	E = 170 000 N/mm²
Spirallitzen (Schlaglänge < 10 d)	E = 150 000 N/mm²
Litzenseile	E < 120 000 N/mm²

Reibungswerte zwischen Satteln / Klammern und

Verschlossene Litzen	$\mu = 0{,}1$
Spirallitzen	$\mu = 0{,}2$
Litzenseile	$\mu = 0{,}25$

Teilsicherheitsbeiwerte

Gebrauchstauglichkeitsnachweis: $\gamma_M = 1{,}0$

Tragfähigkeitsnachweis:

Für Kabel auf Zug bezogen auf

die Bruchfestigkeit	$\gamma_M = 1{,}8$
die $f_{0{,}2\%}$-spannung	$\gamma_M = 1{,}4$
Für andere Beanspruchungen und Konstruktionselemente (z.B. Querdruck von Kabelschellen)	$\gamma_M = 1{,}1$
für Reibung	$\gamma_M = 2{,}0$
	$\gamma_M = 0{,}9$

BELASTUNGEN

Eigengewicht

$$g_k = \frac{d^2\pi}{4} \cdot \rho \cdot f \cdot w$$

f ... Füllgrad

w ... Faktor für Korrosionsschutz

ρ ... Dichte von Stahl

Temperatur

Es ist eine Temperaturdifferenz von +15° und -10° zwischen Kabeln/Seilen und der restlichen Brücke anzusetzen.

Kabeltausch und Kabelausfall

entstanden durch Anfahrstoß, Ermüdungsversagen, Korrosion oder Sabotage ist ein Tragfähigkeitsnachweis zu führen mit Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungsseite von $\gamma_{G\,bzw.\,Q} = 1{,}05$

Ermüdung

Litzen und vollverschlossene Seile im Metallverguß	Kerbfallklasse 112
Paralleldrahtbündel mit Epoxidverguß	Kerbfallklasse 160

nur dann, wenn
a) Seilköpfe, Kabelsattel und Klemmen gewissen Bestimmungen genügen,
b) Maßnahmen gegen dynamische Erregung getroffen werden,
c) Angemessener Korrosionsschutz gewährleistet ist.

12. Schluß

Zum Schluß wird nochmals darauf hingewiesen, daß es sich hier um den Entwurf September 1995 des EC 3, Teil 2 - Stahlbrücken - handelt. Entwurf und endgültige Normung unterscheiden sich meistens noch. Fehler, Ungereimtheiten usw. werden meistens nicht beim Lesen, sondern erst bei der Arbeit sichtbar. Daher appellieren die Verfasser des Entwurfes an alle, die im Brückenbau als Auftraggeber oder Auftragnehmer tätig sind, sich mit diesem Normentwurf zu befassen, Vergleichsrechnungen anzustellen und Korrekturen, Änderungen, Ergänzungen, Anregungen usw. über die nationalen Normungsinstitute an das Project Team im CEN weiterzuleiten. Eine europäische Norm, die gut und brauchbar ist und von allen Staaten anerkannt wird, kommt nur dadurch zustande, daß Fachleute einen Entwurf schaffen und andere Fachleute entsprechende Verbesserungswünsche einbringen, die dann in die Norm eingearbeitet werden.