

Eine Methode zur automatisierten Überwachung von Spannbetonfahrwegträgern

von

Dirk Sperling

Heft 193

BRAUNSCHWEIG

2006

ISBN-10: 3-89288-175-8
ISBN-13: 978-3-89288-175-9
ISSN 1439-3875

Von der Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften der
Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig zur Erlangung des
Grades eines Dr.-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte Dissertation

Eingereicht am: 12.05.2006
Mündliche Prüfung am: 14.07.2006
1. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. H. Falkner
2. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Nabil Foad

K
104
N
301
(193)



Bibliografische Information Der Deutschen Bibliothek

Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.ddb.de> abrufbar.

Bibliographic information published by Die Deutsche Bibliothek

Die Deutsche Bibliothek lists this publication in the Deutsche Nationalbibliografie; detailed bibliographic data are available in the Internet at <http://dnb.ddb.de>

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Horst Falkner für die Unterstützung der Arbeit und die Übernahme der Berichterstattung.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Nabil Fouad danke ich für sein Interesse an meiner Arbeit und die Übernahme des Korreferates.

Bedanken möchte ich mich weiterhin bei Herrn Dr.-Ing. Siegfried Droese. Er gab den Anstoß zu dieser Arbeit und stand mir stets für fachliche Diskussionen und bei der Durchsicht des Manuskripts zur Seite.

Für die freundliche Unterstützung und der Mitwirkung bei den Versuchen bin ich der Industrieanlagen-Betriebsgesellschaft mbH (IABG) in Lathen dankbar. Mein besonderer Dank gilt hier Herrn Bernd Klaas, dessen Anregungen und Mitarbeit wesentlich zum Gelingen dieser Arbeit beitrugen.

Allen Institutskollegen, die durch persönlichen Einsatz zum Erfolg der Arbeit beitrugen, bin ich zum Dank verpflichtet. Auch den beteiligten studentischen Hilfskräften, allen voran Herrn Gunnar Heumann, gilt mein Dank für die engagierte Mitarbeit.

Nicht zuletzt möchte ich meiner Frau Christine und meinen Kindern Greta und Marc für ihr Verständnis und ihre Geduld während der Entstehung dieser Arbeit danken.

Braunschweig, im Juli 2006

Dirk Sperling

Inhaltsverzeichnis

1 Problemstellung, Ziel und Gliederung der Arbeit	1
1.1 Problemstellung und Ziel der Arbeit	1
1.2 Gliederung der Arbeit	5
2 Dynamische Steifigkeitsprüfung	6
2.1 Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonsträgern	7
2.2 Experimentelle Tragwerksanalyse	12
2.2.1 Statische Analyse	12
2.2.2 Dynamische Analyse	13
2.2.3 Erfordernis einer neuen Prüfmethode	14
2.3 Dynamische Steifigkeitsprüfung	16
2.3.1 Grundprinzip	16
2.3.2 Baudynamische Aspekte	19
2.3.3 Gesamtkonzept	24
2.4 Zusammenfassung	26
3 Experimentelle Untersuchungen	27
3.1 Versuchsträger und Versuchseinrichtung	27
3.2 Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung	32
3.3 Versuchsergebnisse	33
3.3.1 Dynamische Steifigkeitsmessungen	33
3.3.2 Frequenzganganalysen	42
3.4 Nachrechnung der Versuche	45
3.5 Zusammenfassung	49

4	Schädigungsindikator	51
4.1	Geschädigter Einfeldträger unter Wanderlast	51
4.2	Linearer Schädigungsindikator	56
4.3	Nichtlinearer Schädigungsindikator	60
4.4	Zusammenfassung	60
5	Prognosemodell für den Schädigungsindikator von Spannbetontträgern	62
5.1	Möglichkeiten und Grenzen des Prognosemodells	62
5.2	Wirklichkeitsnahe Berechnung von Spannbetontägern	64
5.2.1	Materialeigenschaften des Betons	64
5.2.2	Materialeigenschaften des Stahls	72
5.2.3	Zusammenwirkung von Beton und Stahl	74
5.3	Vergleichsberechnungen zur Validierung des Modells	93
5.3.1	Laborträger	93
5.3.2	Versuchsträger im Maßstab 1:1	101
5.4	Auswirkungen von Vorspannverlusten	104
5.4.1	Vorspannung mit Verbund	104
5.4.2	Vorspannung ohne Verbund	107
5.5	Berechnungsablauf	113
5.6	Zusammenfassung	116
6	Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton	117
6.1	Referenzträger	117
6.1.1	Grundlagen der Fahrwegträgerauslegung	118
6.1.2	Einwirkungen	122
6.1.3	Vorbemessung	124
6.1.4	Dynamische Lastüberhöhung	134
6.1.5	Vorspannung und Betonstahlbewehrung	138

Inhaltsverzeichnis

6.1.6	Grenzzustände der Bemessung	143
6.2	Berechnungsannahmen und Berechnungsablauf	152
6.2.1	Berechnung der Schädigungsindikatoren	153
6.2.2	Berechnung der Restsicherheit	155
6.3	Berechnungsergebnisse	156
6.3.1	Vorspannung mit Verbund geschädigt	156
6.3.2	Vorspannung ohne Verbund geschädigt	172
6.4	Schlussfolgerungen	177
6.5	Zusammenfassung	179
7	Zusammenfassung, Forschungs- und Entwicklungsbedarf	181
7.1	Zusammenfassung	181
7.2	Offene Fragen sowie Forschungs- und Entwicklungsbedarf	184
8	Literaturverzeichnis	187
Anhang 1:		
Vergleichsberechnungen zur Validierung Berechnungsmodells		
Anhang 2:		
Bemessungsansatz für den Schwingfaktor von MSB-Fahrwegträgern		

Bezeichnungen und Abkürzungen

Es werden weitgehend die Formelzeichen nach [DIN-1], [DIN-2] und [MSB-2] verwendet.

Formelzeichen für geometrische Größen und Querschnittswerte

A	Querschnittsfläche
B	Biegesteifigkeit von Stahl- und Spannbetonquerschnitten
b	Breite
d	Bewehrungsstabdurchmesser, Randabstände der Bewehrung
d	Statische Nutzhöhe
e	Exzentrizität
h	Höhe
I	Flächenträgheitsmoment 2. Ordnung
L	Länge
v	Stich der Trägervorkrümmung (Über- bzw. Unterhöhung) in Trägermitte
W	Widerstandsmoment
x	Druckzonenhöhe
z	Schwerpunktastand in z-Richtung
α, γ, φ	Winkel

Formelzeichen für Materialkennwerte, Kraft- und Verformungsgrößen

α_T	linearer Temperaturexpansionskoeffizient
B	Biegesteifigkeit von Stahl- und Spannbetonquerschnitten
C	Steifigkeit, Federsteifigkeit
D	Dehnsteifigkeit
E	Elastizitätsmodul
f	Festigkeit
F	Kraft
G, g	Ständige Einwirkung, Eigengewichtskraft je Längeneinheit
M	Moment
N	Normalkraft
P	Vorspannkraft
P, p	Einzellast, Verkehrslast je Längeneinheit

Bezeichnungen und Abkürzungen

q	Gleichstreckenlast
r	Krümmungsradius
T, ΔT	Temperatur, Temperaturgradient
U, u	Umlenkraft, Umlenkraft je Längeneinheit
w	Durchbiegung
ε	Dehnung
κ	Querschnittsverkrümmung
μ	Reibungsbeiwert
ρ	Rohdichte
σ	Spannung

Formelzeichen für baudynamische Größen

$\dot{\sigma}$	Spannungsrate, Lastaufbringungsgeschwindigkeit
A	Auflagerkraft des Einmasseschwingers
C	Federsteifigkeit
D	Dämpfung
F	Einwirkende Kraft des Einmasseschwingers
f	Eigenfrequenz
M, μ	Masse, Masse je Längeneinheit (Massebelegung)
r	Hebelarm des Unwuchterregers
t	Zeit
T	Periode, Impulsdauer
v	Geschwindigkeit
V	Vergrößerungsfunktion, dynamische Überhöhung
w	Schwingweg
w'	Schwinggeschwindigkeit
w''	Schwingbeschleunigung
Ω	Erregerkreisfrequenz
η	Frequenzverhältnis
φ	Schwingfaktor, Stoßfaktor, dynamischer Überhöhungsfaktor
φ	Phasenwinkel
ω	Eigenkreisfrequenz
ζ	LEHR'sches Dämpfungsmaß

Formelzeichen für dimensionslose Größen

ψ	Kombinationsbeiwert
λ	Vorspanngrad
i, n	Zählindizes
n	Steifigkeitsverhältnis
S	Schädigungsindikator
Σ	Summe
α	bezogener Restquerschnitt des geschädigten Spannstahls
α	Rechenbeiwerte
γ	Teilsicherheitsbeiwert
λ	bezogene Länge des geschädigten Spanngliedbereiches
μ	bezogenes Biegemoment
ρ	Bewehrungsgrad
ω	bezogene Durchbiegung
ξ	bezogene Ordinate auf der Balkenlängsachse
ζ	bezogene Länge des geschädigten Bereiches

Formelzeichen für Indizes

0	Ausgangszustand, ungeschädigter Zustand
c	Druck (compression)
c	Beton (concrete)
cr	Riss (crack)
d	design value (Bemessungswert)
dam	Schaden (damage)
dyn	dynamisch (dynamic)
E	Einwirkung
eff	wirksam (effective)
elem	Element (element)
exp	experimentell
f	Flansch, Gurt (flange)
fl	Biegung (flexure)
Fzg	(Magnetschwebe-) Fahrzeug

Bezeichnungen und Abkürzungen

I / II	Zustand I / Zustand II
init	Anfangs (-vorspannung) (initial)
k	charakteristisch
m	Mittelwert (middle)
max	Maximalwert
min	Minimalwert
mod	modifiziert (modified)
o / u	oben / unten
p	Vorspannung (prestress)
pl	plastisch (plastic)
prim	Primär (-Vorspannung)
R	Widerstand (resistance)
s	Stahl (steel)
sek	Sekundär (-Vorspannung)
St	Stützweite des Einfeldträgers
stat	statisch (static)
Sys	System
t	Zug (tension)
tot	Gesamt (total)
u	Bruch (-last) (ultimate load)
w	Steg (web)
x,y,z	Kartesische Raumkoordinaten, Raumrichtungen
y	Fließen (yield)

Abkürzungen

BMVBS	Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung
CEB	Comité Euro-International du Béton
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V.
DIN	Deutsches Institut für Normung e. V
DMS	Dehnmessstreifen
EC	Eurocode
EFG	Einfreiheitsgrad (-schwinger)
EWK	Einwirkungskombination
FEM	Finite-Element-Methode

Bezeichnungen und Abkürzungen

FIP	fédération internationale du béton
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
HG	erhöhtes Gesamtgewicht (der Magnetschwebbahn Transrapid)
IABG	Industrieanlagen-Betriebsgesellschaft mbH
IBMB	Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig
KS	Koordinatensystem
LKK	lokale kartesische Knotenkoordinatensysteme
MAGLEV	Magnetic Levitation = magnetisches Schweben
MG	mittleres Gesamtgewicht (der Magnetschwebbahn Transrapid)
MSB	Magnetschwebbahn, Magnetschnellbahn
PE	Polyethylen
TR	Transrapid
TVE	Transrapid-Versuchsanlage Emsland
VmV	Vorspannung mit Verbund
VnV	Vorspannung mit nachträglichem Verbund
VoV	Vorspannung ohne Verbund
VsV	Vorspannung mit sofortigem Verbund
WEP	Weiterentwicklungsprogramm Transrapid des BMVBS
WSB	Wirbelstrombremse
ZFG	Zweifreiheitsgrad (-schwinger)
ZG	zulässiges Gesamtgewicht (der Magnetschwebbahn Transrapid)

1 Problemstellung, Ziel und Gliederung der Arbeit

1.1 Problemstellung und Ziel der Arbeit

Die Magnetschwebbahn Transrapid ist die modernste Entwicklung auf dem Gebiet der spurgeführten Verkehrssysteme. Für ein derartiges Hochgeschwindigkeits-Massenverkehrsmittel gelten hohe Anforderungen an die Sicherheit, Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit. Entsprechend hoch sind die Investitionskosten, an denen der Fahrweg einen bedeutenden Anteil hat.

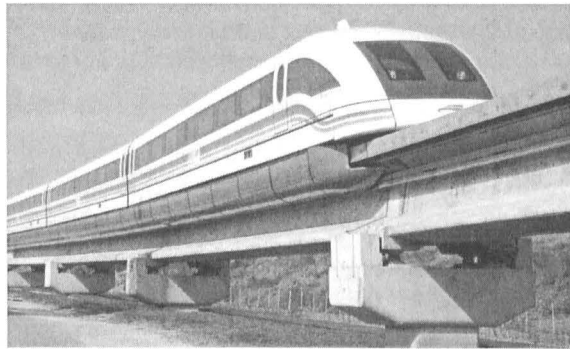


Bild 1-1: Transrapid TR 08 auf der ersten kommerziellen Anwendungstrecke in Shanghai (Quelle: www.maglev.de)

Der Fahrweg der Magnetschwebbahn (MSB) Transrapid besteht aus einem Träger-Stützen-System (siehe Bild 1-1) und muss, wie andere Brückenbauwerke auch, einer regelmäßigen Bauwerksprüfung unterzogen werden. Hierbei sind einige Besonderheiten zu berücksichtigen:

- Der sichere und komfortable Betrieb bei Fahrgeschwindigkeiten von bis zu 550 km/h bedingt hohe Anforderungen an die Lagegenauigkeit, Steifigkeit und das dynamische Verhalten der Fahrwegträger sowie deren Ausrüstung. Dementsprechend sichere und genaue Ergebnisse müssen die Inspektionsmethoden liefern, d. h. die Beurteilung des Bauwerkszustandes darf nicht allein vom subjektiven Eindruck des Prüfers abhängen.

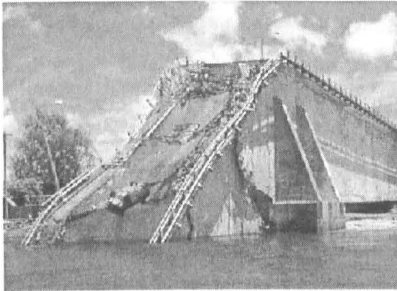
- Die zumindest bei den ersten Anwendungsstrecken noch fehlende Vernetzung von MSB-Fahrwegen lässt Verkehrsumleitungen nicht zu, allenfalls ist bei Doppelspur-Fahrwegen die Sperrung einer Fahrspur möglich. Inspektions- und Instandsetzungsarbeiten können im Wesentlichen nur in den wenigen betriebsfreien Nachtstunden erfolgen. Ein Teil des fahrwegseitigen Inspektionsaufwandes entfällt dabei auf den Antrieb der Magnetschwebbahn (Langstator).
- Zur Amortisation der hohen Investitionskosten des Fahrweges wird ein langer Zeitraum benötigt. Nach [MSB-1] sind Fahrwege der Magnetschwebbahn Transrapid für eine Nutzungsdauer von 80 Jahren auszulegen. Um über diesen Zeitraum möglichst ständig eine volle Verfügbarkeit sicherzustellen, müssen Schäden und Mängel frühzeitig erkannt und behoben werden.

Die herkömmlichen Sichtprüfungen werden diesen erhöhten Anforderungen nicht gerecht. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit neuer, weitgehend automatisierter Bauwerksprüfverfahren für den Fahrweg der Magnetschwebbahn Transrapid. Dies gilt insbesondere für die Fahrwegträger, bei denen es sich mehrheitlich um Spannbetonkonstruktionen handelt [Dro-1].

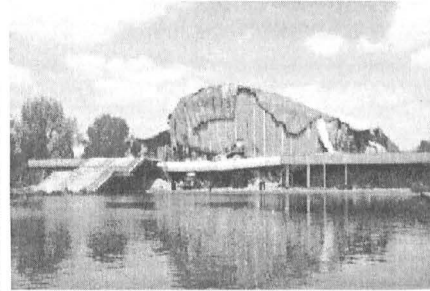
In der Vergangenheit kam es gelegentlich zu Schäden an Spannbetonbauwerken mit teilweise katastrophalen Folgen. Als Beispiele seien der Einsturz der Kongresshallenbedachung in Berlin (1980) und der Korrer-Babelthup-Brücke in Palau (1996), die zum Zeitpunkt ihrer Fertigstellung weitgespannteste Spannbetonbalkenbrücke der Welt, genannt [Sch-1], [Sch-2]. Bild 1-2 zeigt diese Schadensfälle.

Die wesentlichen Ursachen für Schäden an Spannbetonbauwerken waren die extreme Anfälligkeit einer bestimmten Spannstahlsorte¹ gegen Spannungsrissskorrosion, Verpressfehler bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund und ein zu geringer Gehalt an Betonstahl-Mindestbewehrung [Kön-2]. Eine systematische Untersuchung von Schäden an Spannbetonbrücken ist beispielsweise in [Kön-3] und [Wen-2] zu finden.

¹Es handelt sich dabei um vergüteten Spannstahl der Festigkeit 1450/1600 MN/m², der unter dem Namen „Sigma Oval“ und „Neptun N40“ bis zum Jahre 1965 in frühe Spannbetonbrücken eingebaut wurde.



Korror-Babelthuap-Brücke Palau



Kongresshalle Berlin

Bild 1-2: Versagensfälle von Spannbetonbauwerken

Auch wenn besonders korrosionsanfällige Spannstähle nicht mehr verwendet werden, die Herstellung des nachträglichen Verbundes derzeit erhöhten Qualitätsanforderungen genügt und heutige Spannbetonbauwerke nach dem ‚fail-safe‘-Konzept bemessen werden, können Tragfähigkeitseinbußen durch Spannstahlausfall nicht ausgeschlossen werden. Aus diesem Grund ist die Entwicklung zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Detektion und Ortung von Spannstahlschäden Gegenstand zahlreicher Forschungsvorhaben. Ein Überblick über derartige Prüfverfahren wird z. B. in [Krie-1] gegeben. Dennoch bleibt festzustellen, dass es bis heute keine sichere und universell anwendbare Methode zur Schadensdetektion bei Vorspannung mit Verbund gibt. Dies ist angesichts der Vielzahl möglicher Schadensszenarien in naher Zukunft auch nicht zu erwarten. In einer Studie, die sich unter anderem mit Bauwerksprüfverfahren für Spannbeton-Fahrwegträger der Magnetschwebebahn Transrapid beschäftigt, wird deshalb vorgeschlagen, auf eine planmäßige Überwachung der Vorspannung zu verzichten und statt dessen die Veränderung globaler Tragwerksparameter als Schädigungsindikator heranzuziehen [IABG-2]. Dabei wird die Eigenschaft von Spannbetontragwerken genutzt, den beginnenden Versagenszustand durch Rissbildung anzukündigen. Mit der Entstehung von Rissen geht eine (lokale) Verminderung der Trägersteifigkeit einher, die sich mit Verfahren der experimentellen Tragwerksanalyse entweder direkt durch Probelastung oder indirekt durch baulastdynamische Messmethoden detektieren lässt. Auf diese Verfahren wird im Kapitel 2.2 näher eingegangen.

Ziel dieser Arbeit ist, die theoretischen Grundlagen für eine Prüfmethode zur in-situ-Erfassung rissinduzierter Steifigkeitsverminderungen zu schaffen. Die Methode basiert auf periodisch durchgeführte Messungen künstlich angeregter Träger-schwingungen. Aus der Verringerung des Verhältnisses von Erregerkraft und resultierenden Schwingwegen kann auf Steifigkeitsverminderungen der Träger geschlossen werden. Der wesentliche Vorteil dieser Methode liegt in der Möglichkeit, Schwingwege durch Beschleunigungssensoren berührungslos und unabhängig von einer ortsfesten Messbasis erfassen zu können. Dies eröffnet die Möglichkeit einer weitgehend automatisierten Bauwerksprüfung. Die Ergebnisse dieser „dynamischen Steifigkeitsprüfung“ sind gegenüber denen einer Sichtprüfung, wie sie derzeit noch Stand der Technik ist, besser quantifizierbar und frei von subjektiven Einflüssen.

Um zu entscheiden, ob die vorgeschlagene Prüfmethode grundsätzlich für Fahrweg-träger der Magnetschwebbahn Transrapid geeignet ist, sind folgende Fragen zu klären:

- Gelingt es grundsätzlich, Steifigkeitsverminderungen aus Vorspannverlusten mit der vorgeschlagenen Methode zu erfassen? Welchen Einfluss haben baudynamische Effekte, d. h. die Anregung von Masse- und Dämpfungskräften auf das Messergebnis?
- In welcher Größenordnung liegen die schädigungsbedingten Steifigkeitsverminderungen bei MSB-Fahrwegträgern? Welchen Einfluss haben darauf die ausgefallene Spannstahlmenge sowie Lage und Ausdehnung der Schädigung? Welchen Einfluss hat die Art des Verbundes zwischen Spannstahl und Beton? Haben weitere Parameter einen signifikanten Einfluss auf die schädigungsbedingten Steifigkeitsverminderungen?

Zur Beantwortung dieser Fragen wurden experimentelle und rechnerische Untersuchungen durchgeführt, über die in der vorliegenden Arbeit berichtet wird. Als Ergebnis der Arbeit werden Hinweise zur praktischen Durchführung und zur Weiterentwicklung der Methode gegeben.

1.2 Gliederung der Arbeit

Nachdem im Kapitel 1 die Problemstellung aufgezeigt, die Zielsetzung definiert und die Vorgehensweise erläutert worden ist, wird im Kapitel 2 die dynamische Steifigkeitsprüfung beschrieben. Es werden die baustatischen und baudynamischen Randbedingungen aufgezeigt, unter denen die dynamische Steifigkeitsprüfung erfolgt.

Im Kapitel 3 wird der Frage nach der grundsätzlichen Eignung der vorgeschlagenen Prüfmethode nachgegangen. Dazu wurden baudynamische Untersuchungen an einem vorgespannten Holzträgermodell mit nichtlinearem Lastverformungsverhalten durchgeführt. Wesentliche Variationsparameter waren die Vorspannung, die statische Auflast und die Erregerfrequenz der künstlich erregten Schwingungen.

Zur Quantifizierung des Ausmaßes der mit Hilfe dieser Methode detektierten Schädigungen wird in Kapitel 4 ein Schädigungsindikator eingeführt und dessen Abhängigkeit von den die Schädigung beschreibenden Parametern am Einfeldträger mit linear-elastischen Materialverhalten analytisch untersucht.

Im Kapitel 5 wird ein FEM-Berechnungsmodell zur Prognose des nichtlinearen Schädigungsindikators von Spannbetontträgern vorgestellt. Das Modell gestattet gleichermaßen die Berechnung mit und ohne Verbund vorgespannter Betontträger auf Grundlage wirklichkeitsnaher Materialgesetze. Die Validierung des Modells erfolgte durch Nachrechnung von Versuchen verschiedener Verfasser.

Mit Hilfe des Prognosemodells wird im Kapitel 6 der Zusammenhang zwischen lokalen Vorspannverlusten, Rissbildung und nichtlinearen Schädigungsindikatoren an Fahrwegträgern der MSB Transrapid untersucht. Wegen der Vielzahl möglicher Bauformen erfolgen die Berechnungen an repräsentativen Referenzträgern, die nach einheitlichen Grundsätzen konstruiert und dimensioniert wurden. Der Einfluss wesentlicher Kenngrößen wurde durch Parametervariation untersucht.

Kapitel 7 fasst die Ergebnisse dieser Arbeit zusammen und gibt einen Überblick über notwendige Untersuchungen zur Weiterentwicklung des Verfahrens.

2 Dynamische Steifigkeitsprüfung

Ein Hauptentwurfsziel bei der Planung von Tragwerken ist deren „Robustheit“. Dies gilt wegen der hohen Anforderungen an die Sicherheit, Verfügbarkeit und Lebensdauer insbesondere für Fahrwegträger der Magnetschwebbahn Transrapid.

Wesentliche, die Robustheit von Tragwerken kennzeichnende Merkmale sind die:

- Fehlertoleranz (gegenüber unplanmäßigen Einflüssen und Herstelltoleranzen),
- Fehleroffenbarung (Ankündigung des bevorstehenden Tragfähigkeitsverlustes),
- Fehlerbegrenzung (Vermeidung eines progressiven Kollapses),
- Dauerhaftigkeit (Minimierung des Instandhaltungsaufwandes),
- Redundanz (Lastabtragung über mehrere unabhängige Wege),
- Kontrollierbarkeit und Austauschbarkeit [Kön-1], [Ker-1], [Sta-1].

Die Fehlertoleranz wird beim Entwurf von MSB-Spannbeton-Fahrwegträgern durch eine ausreichende Sicherheit gegenüber Versagenszuständen und der Einhaltung von Mindestquerschnittsabmessungen und Mindestbewehrungsmengen nach den geltenden Normen sichergestellt [DIN-1], [DIN-2]. Ebenfalls normativ vorgegeben sind die Maßnahmen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit. Im Betonbau sind dies Forderungen hinsichtlich der Baustoffgüte und der Mindestbetondeckungen der Bewehrung.

Die Robustheitsmerkmale Fehlerbegrenzung und Redundanz sind unmittelbar mit dem statischen System des Haupttragwerks verbunden. Der Fahrweg besteht aus einer Kette von Einfeldträgern, bei der ein Ausfall eines einzelnen Trägers bzw. einer einzelnen Stütze nicht unmittelbar zum fortschreitenden Versagen (= progressiven Kollaps) eines größeren Fahrwegbereiches führt. Auf globaler Ebene kann demnach von einer Fehlerbegrenzung ausgegangen werden. Redundant ist der Fahrwegträger nur in Hinblick auf seine vertikale Lagerung (ein statisch überzähliges Lager), ansonsten ist das statische bestimmte Hauptsystem naturgemäß nicht redundant. Die Forderung nach Kontrollierbarkeit und Austauschbarkeit der Spannglieder ist aus Gründen einer wirtschaftlichen Herstellung nur schwer zu erfüllen.

Aus den letztgenannten Gründen kommt der Fehleroffenbarung der MSB-Fahrwegträger eine besondere Bedeutung zu. Im nachfolgenden Abschnitt wird deshalb die Fehleroffenbarung von Spannbetonträgern näher betrachtet und daraus eine Möglichkeit der Fehlerdetektion abgeleitet.

2.1 Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonträgern

Das Wesen des Spannbetons besteht darin, hohe Zugdehnungen in Spanngliedern zu erzeugen, die sich gegen den Beton abstützen. Mit der auf diese Weise erzeugten Druckvorspannung gelingt es, das Aufreißen des Betonquerschnittes unter Gebrauchslasten zu vermeiden.

Solange der Betonquerschnitt infolge der Vorspannung überdrückt ist, weist er seine volle Biegesteifigkeit auf. Wenn infolge einer äußeren Laststeigerung oder einer Abnahme der Vorspannkraft die Druckspannung im Querschnitt aufgebraucht und im weiteren die im Vergleich zur Druckfestigkeit geringe Betonzugfestigkeit überschritten wird, reißt der Querschnitt auf. Die Folge ist eine deutliche Verminderung der Biegesteifigkeit. Der Steifigkeitsabfall beim Übergang in den gerissenen Zustand ist, wie noch zu erläutern sein wird, bei Spannbetonquerschnitten deutlich stärker ausgeprägt als bei Stahlbetonquerschnitten gleicher Biegetragfähigkeit.

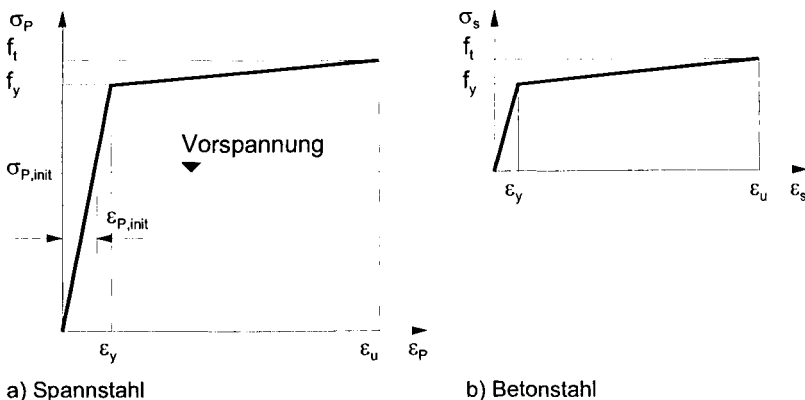


Bild 2-1: Vereinfachte Spannungsdehnungslinien (vgl. [DIN-1])

In Bild 2-1 sind die vereinfachten Spannungs-Dehnungslinien des Spann- und Betonstahls dargestellt. Bei nahezu gleichem Anfangsmodul ist die Fließgrenze des Spannstahls derzeit üblicher Güte etwa dreifach höher als die des Betonstahls. Daher muss ein Stahlbetonquerschnitt gegenüber einem Spannbetonquerschnitt mit gleicher Geometrie und Betongüte zur Erzielung einer äquivalenten Biegetragfähigkeit einen etwa dreifach höheren Bewehrungsgehalt aufweisen (vergleiche dazu auch Bild 2-2).

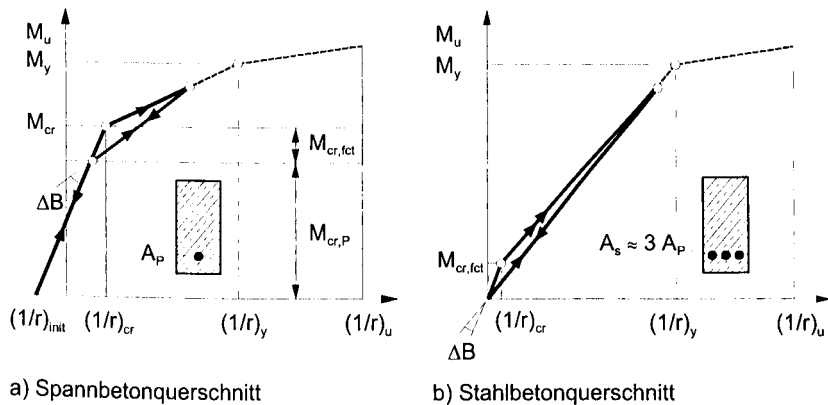


Bild 2-2: Idealisierte Momenten-Krümmungsbeziehungen (vgl. [DIN-1])

Bild 2-2 zeigt die idealisierten Momenten-Krümmungsbeziehungen eines vorgespannten und eines schlaff bewehrten Betonquerschnittes mit identischen Abmessungen unter monotoner Laststeigerung (vgl. auch [DIN-1]). Der Spannstahl wird mit einer initialen Dehnung $\epsilon_{p,init}$ vorgespannt, die etwa so groß ist, dass sowohl der Spannstahl als auch der Betonstahl beim selben Dehnungszuwachs aus äußerer Belastung die Streckgrenze erreichen (vgl. auch Bild 2-3). Dies bedeutet, dass beide Stähle unter äußeren Lasten gleich „arbeiten“ (Bild 2-1).

Unter Vernachlässigung der versteifenden Wirkung der Bewehrungseinlagen im ungerissenen Zustand I weisen beide Querschnitte unterhalb des Rissmomentes $M_{cr,fc,t}$ gleiche Biegesteifigkeiten auf. Nach dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit ($M > M_{cr,fc,t}$) geht der Stahlbetonquerschnitt in den Zustand II über, während der Spannbetonquerschnitt aufgrund seiner Druckvorspannung im ungerissenen

Zustand I verbleibt. Schließlich reißt bei weiterer Laststeigerung auch der Spannbetonquerschnitt auf, wobei der Steifigkeitsabfall ΔB beim Übergang in den Zustand II größer als beim Stahlbetonquerschnitt ist. Das Rissmoment des Spannbetonquerschnittes M_{cr} ($cr = crack$) setzt sich nach Gl. (2-1) aus den Anteilen der Betonzugfestigkeit $M_{cr,ft}$ und der Druckvorspannung $M_{cr,P}$ zusammen.

Nach einer weiteren Erhöhung des Biegemomentes M erreicht die Bewehrung beider Querschnitte gleichzeitig die Fließgrenze (index y) und kurz danach die Bruchspannung (index u).

Werden die Querschnitte vor dem Erreichen der Fließgrenze M_y wieder entlastet, kommt es infolge der elastischen Rückstellkräfte zu Rückverformungen. Dadurch schließen sich die Risse wieder. Ein vollkommene Risschließung wäre beim Stahlbetonquerschnitt nur dann möglich, wenn er sich auf das Moment $M = 0$ entlasten ließe. Aus den immer vorhandenen Eigengewichtslasten resultieren daher bleibende Verformungen (vgl. Bild 2-2 b). Anders verhält sich der Spannbetonquerschnitt, bei dem die Vorspannung die Risschließung unterstützt. Hier durchläuft der Querschnitt auch bei Entlastung und Wiederbelastung die Zustände I und II. Der Steifigkeitsprung ΔB tritt ab jetzt jedoch immer bei $M_{cr,P}$ auf, da die Zugfestigkeit des Betons nicht mehr überwunden werden muss.

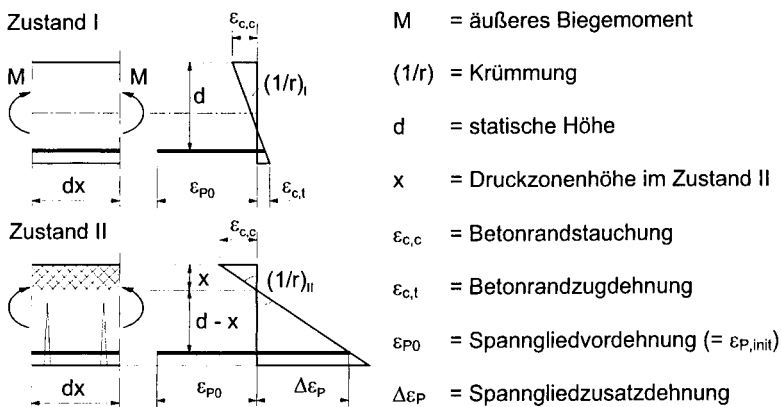


Bild 2-3: Bezeichnungen am verkrümmten Spannbetonquerschnitt

2 Dynamische Steifigkeitsprüfung

$$M_{cr} = M_{cr,fc,t} + M_{cr,P} \quad \text{Gl. (2-1)}$$

$$M_{cr,fc,t} = f_{ct} \cdot W_{ct} \quad \text{Gl. (2-2)}$$

$$M_{cr,P} = P_i \cdot (W_{ct} / A_c) + \sum (P \cdot z_{p,i}) \quad \text{Gl. (2-3)}$$

$$P_i = \sigma_{P,init} \cdot A_{P,i} \quad \text{Gl. (2-4)}$$

P_i = Vorspannkraft des i-ten Spannstranges

$A_{P,i}$ = Fläche des i-ten Spannstranges

f_{ct} = Zugfestigkeit des Betons (vgl. Abschnitt 5.2.1.5)

W_{ct} = Widerstandsmoment des ungerissenen Querschnittes am gezogenen Rand

A_c = Gesamtfläche des Betonquerschnittes

$z_{p,i}$ = Schwerpunktabstand des i-ten Spanngliedes

Aus Gleichung Gl. (2-1) geht hervor, dass, abgesehen von der geringfügig versteifenden Wirkung der Bewehrung im Zustand I, das Rissmoment des Stahlbetonquerschnittes $M_{cr,fc,t}$ unabhängig vom Bewehrungsgehalt ist. Auf den Spannbetonquerschnitt trifft dies nicht zu, hier führt eine Verminderung des Spanngliedquerschnittes zu einem Absinken des Rissmomentes $M_{cr,dam}$ (Index *dam* = damage) und damit der Last, unter der Steifigkeitssprung ΔB eintritt (Bild 2-4).

Daraus lässt sich folgern, dass sich lokale Querschnittsverminderungen der Bewehrung unter Gebrauchslasten bei Spannbetonträgern deutlicher offenbaren als bei Stahlbetonträgern.

Dies trifft wegen der Veränderlichkeit von Last- und Rissmoment über die Trägerlänge jedoch nicht für alle Trägerbereiche in gleicher Weise zu. Während sich ein Ausfall von Spanngliedern im mittleren Trägerbereich durch Rissbildung bemerkbar machen würde, bleiben die auflagnahen Bereiche ungerissen, da dort das Lastmoment kleiner als das Rissmoment des geschädigten Spannbetonträgers ist.

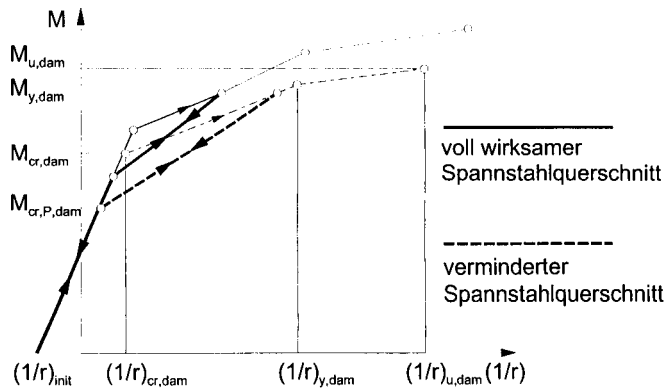


Bild 2-4: Momenten-Krümmungsbeziehungen von Spannbetonquerschnitten mit voll und vermindert wirksamer Vorspannung

Veranschaulicht wird dies in Bild 2-5, in der beispielhaft ein Spannbetonträger mit einsträngiger parabelförmiger Spanngliedführung dargestellt ist.

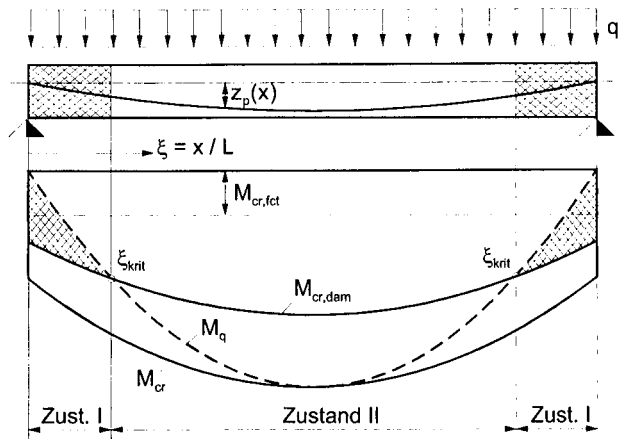


Bild 2-5: Last- und Rissmomente von Spannbetonbalken mit vollem und vermindertem Spannbewehrungsgehalt (nach [Kön-2])

Die planmäßige Vorspannung dieses Trägers ist so groß, dass unter dem maximalen Lastmoment infolge der Gleichstreckenlast q gerade kein Riss auftritt ($M_q = M_{cr}$). Bei einer über der gesamten Trägerlänge gleichmäßigen Verminderung der

Vorspannung sinkt das Rissmoment $M_{cr,dam}$ des geschädigten Trägers, so dass er, ausgehend von der Trägermitte, in den Zustand II übergeht. An den Randbereichen bleibt dagegen das Lastmoment unter dem Rissmoment ($M_q < M_{cr,dam}$), so dass sich der Spannkraftabfall nicht durch Rissbildung offenbart. In [Kön-2] werden diese Bereiche hinsichtlich ihrer Fehleroffenbarung als „kritische Bereiche“ bezeichnet. Die Größe dieser Bereiche hängt bei parallelgurtigen Trägern im Wesentlichen vom Ausfallgrad und der Spanngliedführung ab (Anzahl und Vorspannung der Stränge, Verlauf der Spannglieder über der Trägerlänge).

2.2 Experimentelle Tragwerksanalyse

Im vorangegangenen Abschnitt wurde dargestellt, dass die Steifigkeit bzw. deren Veränderung ein geeigneter Parameter zur Beurteilung des Zustandes von Spannbetonträgern ist. Bei der experimentellen Steifigkeitsermittlung wird je nach Art der Lastaufbringung bzw. Systemantwort zwischen statischer und dynamischer Tragwerksanalyse unterschieden. Beide Methoden werden nachfolgend kurz vorgestellt und hinsichtlich ihrer Eignung zur Steifigkeitsbestimmung von MSB-Fahrwegen bewertet.

2.2.1 Statische Analyse

Beim statischen Versuch wird das Tragwerk durch eine Prüflast beansprucht, die kontinuierlich gesteigert wird. Gemessen werden globale oder lokale Weggrößen (z. B. Durchbiegungen, Neigungswinkel, Dehnungen). Die Weggrößen sind Parameter „erster Ordnung“, aus denen unmittelbar auf das Tragverhalten geschlossen werden kann [Gei-1]. Bild 2-6 zeigt schematisch den Versuchsaufbau bei einer statischen Tragwerksanalyse.

Die wesentliche Voraussetzung für statische Tragwerksanalysen ist eine geringe Fehlerfortpflanzungsgeschwindigkeit, die jedoch bei Spannbetonträgern moderner Bauart gegeben ist [Kön-2]. Um die Strukturantwort vollkommen zu erfassen, erfolgt die Lastaufbringung weggesteuert durch Ballastvorrichtungen langsam in mehreren Schritten [Berg-1]. Schwierigkeiten ergeben sich, wenn die gewünschte Lastrichtung von der Lotrechten abweicht. In diesen Fällen sind zur Aufbringung bzw. Abstützung der Lasten aufwändige Widerlager, Abspannungen etc. erforderlich.

2 Dynamische Steifigkeitsprüfung

Die Systemantwort wird durch Verformungsmessungen gegen feste Messpunkte erfasst. Begleitet werden die Deformationsmessungen in der Regel durch zerstörungsfreie Mess- und Prüfverfahren wie z. B. Dehnungsmessungen und Schallemissionsmessungen sowie rechnerische Untersuchungen [Stef-1]. Da sich die statischen Versuche über einen längeren Zeitraum erstrecken, muss für die korrekte Interpretation der Messergebnisse auch der zeitliche Verlauf wesentlicher Umwelteinflüsse (z. B. Temperatur) mit erfasst und rechnerisch berücksichtigt werden.

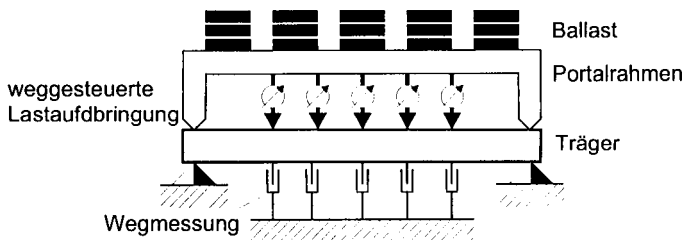


Bild 2-6: Prinzipaufbau der statischen Tragwerksanalyse

2.2.2 Dynamische Analyse

Die Grundidee baulastdynamischer Untersuchungsmethoden liegt darin, dass eine strukturelle Änderung oder ein lokaler Schaden im Tragwerk die globale Schwingungsantwort eines Bauwerkes beeinflusst [Kam-1], [Wen-1]. Voraussetzung ist jedoch, dass die Tragstruktur ein ausgeprägtes Schwingungsverhalten aufweist. Die dynamische Anregung kann künstlich (z. B. durch Schwingungserreger, prinzipiell dargestellt in Bild 2-7) oder ambient, d. h. durch die ohnehin vorhandene Belastung (z. B. Verkehr), erfolgen.

Mittels einer i. d. R. größeren Anzahl hochauflösender Beschleunigungsaufnehmer wird die Systemantwort in Form von Beschleunigungs-Zeitreihen gemessen und durch Integraltransformation in den Frequenzbereich überführt. Das Frequenzspektrum zeigt an, mit welchen Frequenzen und zugehörigen Amplituden eine harmonische Schwingung im Gesamtsignal vorhanden ist. Somit können aus der Lage der Energiespitzen die Eigenfrequenzen des Systems bestimmt werden. Wenn die experimentell ermittelten Eigenfrequenzen unter den Erwartungswerten liegen,

welche zuvor durch Messung und/oder Berechnung ermittelt worden sind, lässt sich auf schädigungsinduzierte Steifigkeitsverminderungen schließen [Amb-1], [Eil-1], [Mae-1], [Kro-1]. Oftmals werden weitere Modalparameter wie Dämpfungsgrad oder Eigenformen unterstützend zur Versuchsauswertung und –interpretation verwendet. In der Praxis nutzt man baodynamische Prüfmethode beispielsweise zu Sonderprüfungen [Wen-2], zur Überprüfung der Wirksamkeit von Sanierungsmaßnahmen [Blum-1] oder zu Dauerüberwachung von Tragwerken [Kato-1], [Gei-1], [Fel-1].

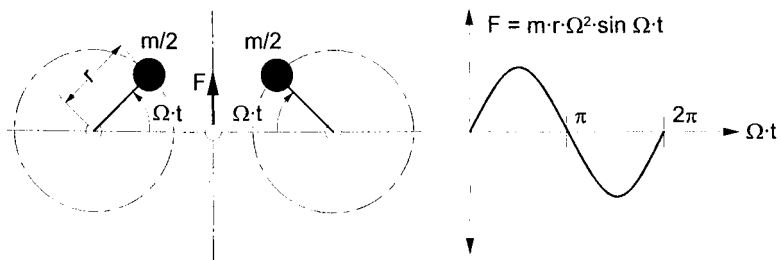


Bild 2-7: Prinzip des mechanischen Unwuchterregers

2.2.3 Erfordernis einer neuen Prüfmethode

Der Vorteil der statischen Steifigkeitsmessung liegt in der direkten Ermittlung der gesuchten Messgröße. Wegen der aufwändigen Lastaufbringungskonstruktion und der Notwendigkeit ortsfester Messpunkte benötigt die Messung jedoch viel Zeit und kommt daher für periodische Bauwerksprüfungen nicht infrage. Hinsichtlich der baupraktischen Durchführung bietet die dynamische gegenüber der statischen Methode nachfolgend aufgeführte Vorteile:

- Die ortsfeste Messbasis kann bei Verwendung von inertialen Beschleunigungsmesssystemen entfallen. Neben der erforderlichen Rüstzeit entfallen auch Messungenauigkeiten aufgrund klimabedingter Verformungen der Messeinrichtung.
- Es werden keine Lasten, die oberhalb des Gebrauchslastniveaus liegen, aufgebracht. Dies spart Zeit und aufwändige Sicherungseinrichtungen zur Aufbringung weggesteuerter Lasten (vergleiche Bild 2-6).

- Während durch Ballastierung nur Kräfte in Richtung des Erdschwerefeldes erzeugt werden können, gelingt mit dem mechanischen Schwingungserreger die Kraftanregung in jede beliebige Raumrichtung. Auf diese Weise kann der Träger beispielweise auch zu Quer- und Kipperschwingungen angeregt werden (Bild 2-8). Sich öffnende und schließende Fugen der Lager- und Festhaltekonstruktionen würden zu Kontaktnichtlinearitäten führen, die sich aus den Verformungs-Zeitreihen identifizieren ließen.

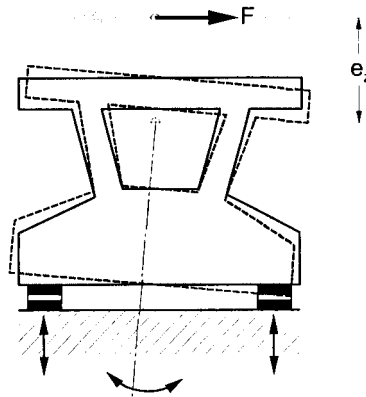


Bild 2-8: Anregung von Kipperschwingungen eines Fahrwegträgers

Schwierigkeiten bereitet bei der dynamischen Methode die Identifikation von Steifigkeitsveränderungen aus den gemessenen modalen Parametern. Hierzu sind begleitende rechnerische Untersuchungen erforderlich, die naturgemäß Unsicherheiten bei der Annahme realistischer Steifigkeits- und Masseverteilungen aufweisen. In [Gei-2] wird deshalb vorgeschlagen, dynamische Untersuchungen durch statische Messungen zu begleiten.

Ziel dieser Arbeit ist es, eine Prüfmethode auf Grundlage direkter Steifigkeitsmessungen zu entwickeln und dabei die versuchstechnischen Vorteile der dynamischen Analyse zu nutzen. Dies gelingt mit dem Konzept der „dynamischen Steifigkeitsprüfung“, bei dem die statische und dynamische Methode miteinander verknüpft werden.

2.3 Dynamische Steifigkeitsprüfung

2.3.1 Grundprinzip

Die dynamische Steifigkeitsprüfung wird mit einem mobilen Prüfgerät durchgeführt, welches sich mit langsamer Geschwindigkeit über den Fahrweg bewegt. In Bild 2-9 a ist das Prüfgerät schematisch dargestellt. Die Stellung des Prüfgerätes auf dem Fahrwegträger wird durch die Laufkoordinate x_P beschrieben.

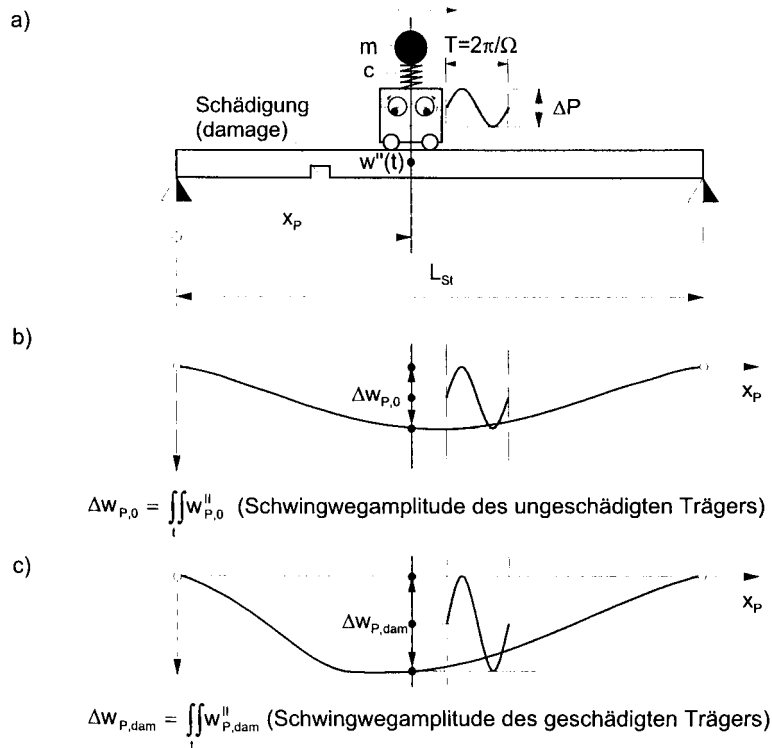


Bild 2-9: Prinzip der dynamischen Steifigkeitsanalyse

Mit einem auf dem Prüffahrzeug installierten Schwingungserreger wird ein dynamischer Kraftvektor mit der Doppelamplitude ΔP in vertikaler Richtung erzeugt. Der Träger reagiert auf die Kraftanregung mit Biegeschwingungen. Die Erregerkreisfrequenz Ω der harmonischen Schwingung wird so eingestellt, dass sie deutlich

unterhalb der ersten Trägereigenkreisfrequenz ω_0 liegt. Als Schwingerreger kommt beispielsweise ein Unwuchterreger mit gegenläufig rotierenden Massen infrage (siehe Bild 2-7). Für Fahrwege der Magnetschwebebahn Transrapid ist auch eine dynamische Anregung durch ein pulsierendes magnetisches Feld unter Nutzung des im Fahrweg integrierten Langstators denkbar. Der wesentliche Vorteil einer derartigen Anregung gegenüber dem Unwuchterreger liegt in der frequenzunabhängigen Erzeugung der dynamischen Kraft. Somit gelingt auch die Erzeugung höherer dynamischer Kräfte bei tiefen Erregerfrequenzen.

Durch ebenfalls auf dem Fahrzeug befindliche Beschleunigungsaufnehmer lässt sich die Antwort des Trägers auf die dynamische Erregung an der Stelle x_P erfassen. Aus dem Beschleunigungssignal $a_P(t) = \Delta w_P''(t)$ ergibt sich nach zweifacher Integration über die Zeit t der Schwingweg $\Delta w_P(t)$ um die statische Ruhelage. Die „lokale dynamische Steifigkeit“ $C_{dyn,P}$ am Lastort x_P lässt sich schließlich aus den Doppelamplituden der dynamischen Kraft und des zugehörigen Schwingwegs nach Gl. (2-5) bestimmen. Trägt man die so gewonnenen dynamischen Steifigkeiten über alle Lastorte x_P auf, so ergibt sich das in Bild 2-9 b dargestellte „Steifigkeitsprofil“.

$$C_{dyn,P} = \frac{\Delta P}{\Delta w_P} \quad \text{Gl. (2-5)}$$

Eine schädigungsinduzierte Verminderung der lokalen Trägersteifigkeit äußert sich in einer Zunahme der Schwingwege $\Delta w_{P,dam}$ des geschädigten Zustandes gegenüber denen des ungeschädigten Zustandes $\Delta w_{P,0}$ (Bild 2-9 c). Zur quantitativen Erfassung der Schädigung wird die aktuell gemessene lokale dynamische Steifigkeit auf ihren Ausgangswert im ungeschädigten Zustand $C_{dyn,P,0}$ bezogen Gl. (2-6).

$$\frac{C_{dyn,P,dam}}{C_{dyn,P,0}} = \frac{\Delta w_{P,0} / \Delta P}{\Delta w_{P,dam} / \Delta P} \quad \text{Gl. (2-6)}$$

Das lokale Steifigkeitsverhältnis $C_{dyn,P,dam} / C_{dyn,P,0}$ beschreibt demnach die schädigungsbedingte Steifigkeitsveränderung am Ort und in Richtung des Vektors

2 Dynamische Steifigkeitsprüfung

der dynamischen Prüfkraft. Im ungeschädigten Zustand ist das lokale Steifigkeitsverhältnis nach Gl. (2-6) gleich 1, mit wachsender Schädigung nimmt es ab, bis es schließlich bei vollständiger Schädigung den (theoretischen) Wert Null erreicht.

Wie bereits im Abschnitt 2.1 beschrieben, öffnen sich Risse an Spannbetontträgern nur unter Last. Aus diesem Grund muss das Prüffahrzeug ballastiert werden. Die Höhe des Ballastes wird so festgelegt, dass unter dem Fahrzeuggesamtgewicht planmäßig noch keine Risse im Beton entstehen. Diese Forderung wird auch der Festlegung der Vorspannung unter der maßgebenden Trägersumlast (Gleichstreckenlast p) zugrundegelegt (vgl. auch Abschnitt 6.1.5.1). Somit lässt sich die statische Kraft, mit der das Prüffahrzeug den Träger belastet, aus der maßgebenden Verkehrsstreckenlast im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zurückrechnen.

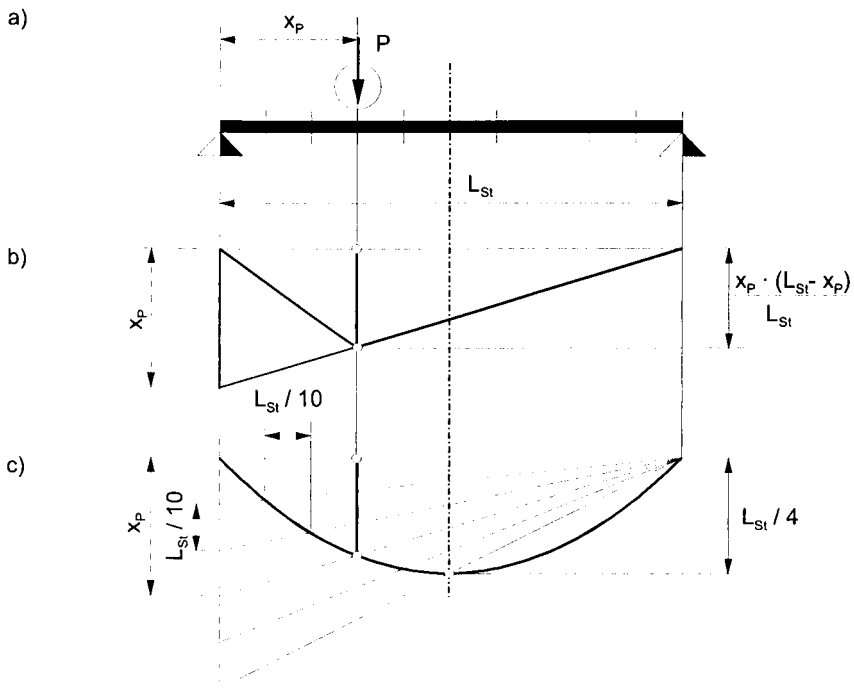


Bild 2-10: Biegemomente des Einfeldträgers unter Einzel-Wanderlast

Bild 2-10 a zeigt einen Einfeldträger unter einer wandernden Einzellast P. Legt man die Umhüllende über die maximalen Biegemomente, die von der Last P erzeugt werden (Bild 2-10 b), so erhält man die in Bild 2-10 c dargestellte Parabelfunktion. Die Umhüllende entspricht genau dem Momentenverlauf unter einer Gleichstreckenlast mit der Größe $p = 2 \cdot P \cdot / L_{St}$. Daraus folgt, dass sich die Biegebeanspruchung unter der für die Bemessung maßgebenden Verkehrsstreckenlast p an jeder Stelle gleichsam durch das über den Träger fahrende Prüfgerät mit dem Gesamtgewicht P simulieren lässt (vgl. auch Abschnitt 4.1).

2.3.2 Baudynamische Aspekte

Die lokale dynamische Steifigkeit $C_{dyn,P}$ weicht wegen der immer vorhandenen Anregung von Massenkräften bei dynamischer Beanspruchung grundsätzlich von derjenigen lokalen Steifigkeit ab, die sich aus dem statischen Versuch ergäbe. Der Unterschied zwischen statischer und dynamischer Systemantwort wird durch den dynamischen Vergrößerungsfaktor V beschrieben. Bild 2-11 zeigt die dynamische Vergrößerung in Abhängigkeit des Frequenzverhältnisses $\eta = \Omega / \omega_0$ und der Dämpfung. In [Pet-1] ist die Bestimmungsgleichung für die in Bild 2-11 gezeigte dynamische Vergrößerungsfunktion des Einmassenschwingers unter Kraftanregung angegeben. Als Dämpfungsmaße wurden baupraktische Grenzwerte angesetzt, wie sie ebenfalls in [Pet-1] zu finden sind.

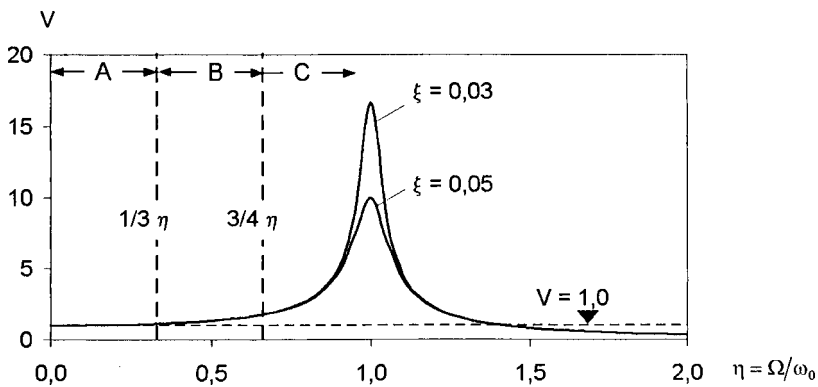


Bild 2-11: Dynamische Vergrößerungsfunktionen bei Kraftanregung

2 Dynamische Steifigkeitsprüfung

Hinsichtlich des dynamischen Antwortverhaltens des Trägers auf die Kraftanregung lassen sich, wie in Bild 2-11 dargestellt, drei Frequenzbereiche unterscheiden:

- Frequenzbereich A ($\eta < 1/3$): Bei Erregerfrequenzen, die im Verhältnis zur ersten Eigenfrequenz derart niedrig sind, tritt nahezu keine dynamische Vergrößerung der Erregerkraft auf. Der dynamische Vergrößerungsfaktor liegt bei 1,0. Man könnte deshalb auch von einer „quasistatischen“ Belastung sprechen. Wegen der vernachlässigbaren Massenträgheits- und Dämpfungskräfte, lässt sich die wirkliche Trägersteifigkeit nach Gl. (2-5) aus dem Verhältnis von dynamischer Kraftamplitude und gleichphasig schwingender Wegamplitude ermitteln. Gelänge eine messbare dynamische Anregung des Trägers im Frequenzbereich A, so ließe sich das Prüfgerät als „Steifigkeitsmessgerät“ betreiben.
- Frequenzbereich B ($1/3 < \eta < 3/4$): Bei einer dynamischen Erregung innerhalb des Frequenzbereiches B werden nennenswerte Massenträgheitskräfte geweckt, die eine dynamische Vergrößerung der Systemantwort bewirken. Da die Massenträgheitskräfte in Gl. (2-5) nicht berücksichtigt sind, sinkt die Steifigkeit bei Steigerung der Eigenfrequenz scheinbar. Mit der dynamischen Vergrößerung $V > 1$ ist eine zusätzliche Unbekannte hinzugekommen. Bild 2-12 verdeutlicht den Einfluss der dynamischen Vergrößerung auf die Messwerte der lokalen dynamischen Steifigkeit. Unter der Voraussetzung gleicher Erregerfrequenzen und gleicher Dämpfung bei den Prüfungen wird die lokale dynamische Steifigkeit jedoch um denselben dynamischen Vergrößerungsfaktor V verzerrt, so dass das Verhältnis $C_{\text{dyn,P,dam}} / C_{\text{dyn,P,0}}$ nach Gl. (2-6) von V unbeeinflusst bleibt. Somit ist im Frequenzbereich B die dynamische Steifigkeitsprüfung möglich.
- Frequenzbereich C ($\eta \approx 1$): Bei Anregungen im Frequenzbereich C befindet man sich in der Nähe der Resonanzschwingungen. Eine geringe Erhöhung der Erregerfrequenz führt zu einem überproportionalen Anstieg der Systemantwort. Die dynamischen Massenkräfte liefern den überwiegenden Teil der Gesamtbeanspruchung. Der dynamische Vergrößerungsfaktor hängt in großem Maße von der Dämpfung abhängig, die eine stark streuende Größe ist [Bur-1]. Aus diesen Gründen ist der Frequenzbereich C zur dynamischen Steifigkeitsprüfung

völlig ungeeignet. Dies trifft auch auf oberhalb der Resonanzfrequenz liegende Erregerfrequenzen zu. Hier liegen Kraftanregung und Trägerverformung in Gegenphase, d. h. die Trägerverformung ist gegen die Erregerkraft gerichtet. Bei Steigerung der Erregerfrequenz setzt sich die Erregerkraft immer mehr mit der Massenträgheitskraft ins Gleichgewicht, so dass sich der Träger immer weniger verformt.

Dennoch kann der Frequenzbereich C zur Schadensdetektion genutzt werden. Dazu werden die Resonanzen bei gleichzeitiger Beschleunigungsmessung durch Steigerung bzw. Verminderung der Erregerfrequenzen von beiden Seiten durchfahren. Aus der Lage der Amplitudenmaxima ergeben sich die Eigenfrequenzen, deren Verschiebung gegenüber dem ungeschädigten Referenzzustand auf Schädigungen schließen lässt. Diese Vorgehensweise entspricht der „klassischen“ dynamischen Analyse, wie sie in Abschnitt 2.2.2 beschrieben wurde.

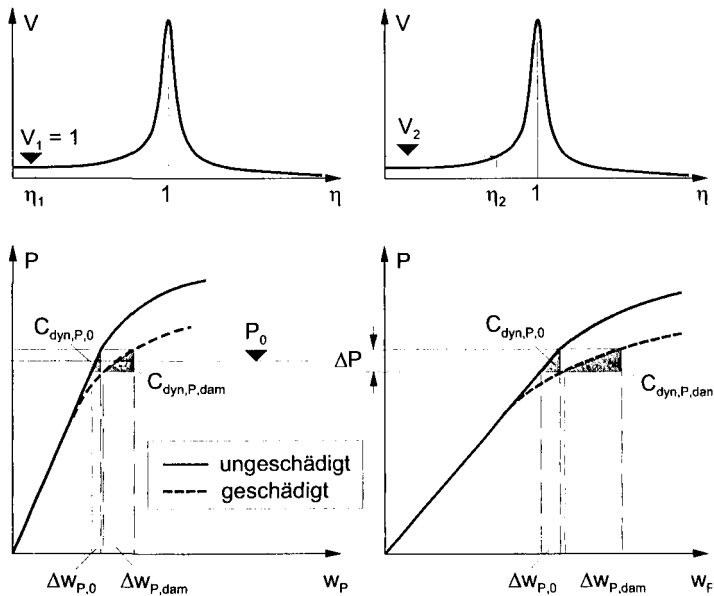


Bild 2-12: Dynamische Steifigkeiten bei Kraftanregung in den Frequenzbereichen A (links) und B (rechts)

Außerdem ist es möglich, aus der Charakteristik der Resonanzkurve auf die Art des Lastverformungsverhaltens des schwingenden Trägers zu schließen. Bei Schwingern mit nichtlinearen Steifigkeiten bewirken steigende Amplituden eine Veränderung der Steifigkeiten und somit auch der Resonanzfrequenzen. Bei Spannbetonbalken führt die rissinduzierte Entfestigung zum „Kippen“ der Resonanzkurve nach links. Somit ist die Eigenfrequenz nicht nur von der statischen Grundlast, sondern auch vom Schwingweg abhängig [Pet-1]. An dieser Stelle sei angemerkt, dass der Begriff „Eigenfrequenz“ im Sinne einer dem System eigenen Eigenschaft hier strenggenommen fehl am Platze ist, er gilt nur in Verbindung mit der Elastizitätstheorie. Dennoch wird er in dieser Arbeit auch bei den schwach nichtlinearen Schwingungen verwendet.

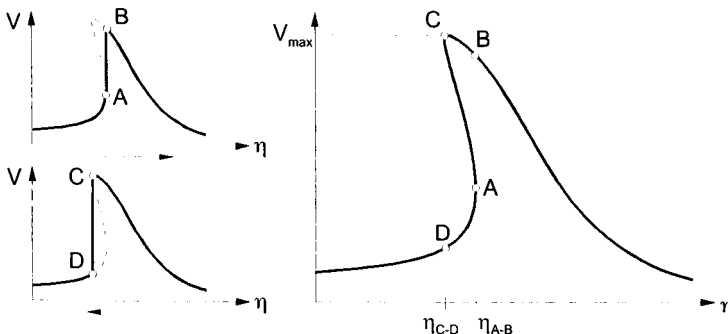


Bild 2-13: Nichtlineare Resonanzkurve bei Entfestigung (nach [Den-1])

Versuchstechnisch lässt sich die Nichtlinearität beim Hochfahren der Erregerfrequenz durch eine plötzliche Amplitudenzunahme vom Wert A zum Wert B registrieren (Bild 2-13). Die Gipfelamplitude C wird erreicht, wenn die Resonanz von oben nach unten durchfahren wird. Bereits im Jahre 1952 haben DENKHAUS und DÜCK bei Versuchen an Spannbetonbalken diesen Effekt nachgewiesen [Den-1].

Das für die Steifigkeitsprüfung infrage kommende Erregerfrequenzspektrum der Bereiche A und B wird durch das Absinken der Eigenfrequenz während der Prüfung eingeschränkt. Dies ist zum einen der Fall, wenn sich die Steifigkeit des Trägers infolge von Rissbildungen vermindert. Zum anderen sinkt die Eigenfrequenz des Trägers, wenn sich seine mitschwingende Masse durch das Prüfgerät erhöht.

2 Dynamische Steifigkeitsprüfung

Ersterer Effekt ist nicht zu vermeiden, sondern kann, wie bereits erläutert wurde, zur Schadensdetektion genutzt werden. Der zweite Effekt kann durch die schwingungstechnische Entkopplung der Zusatzmasse m von der dynamischen Kraftquelle vermindert werden. Dies geschieht, wie in Bild 2-9 schematisch dargestellt, durch die federnde Lagerung der zur Erzeugung der statischen Grundlast P_0 benötigten Masse m . Auf diese Weise entsteht ein Zweimassenschwinger, für den die Bewegungsgleichung für Kraftanregung in [Pet-1] angegeben ist.

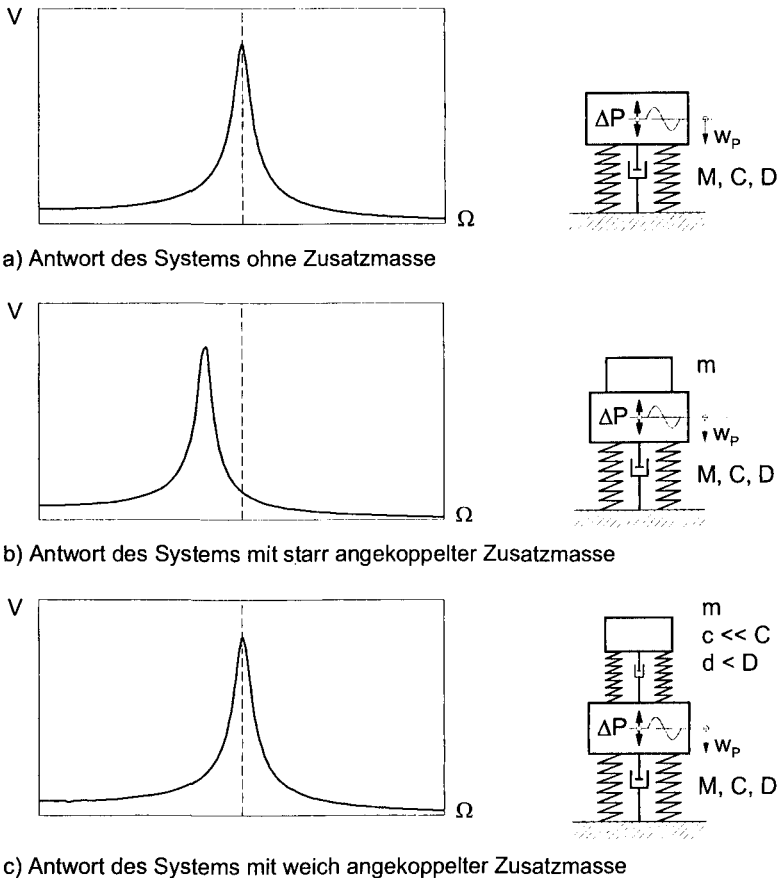


Bild 2-14: Dynamische Vergrößerungsfunktionen in Abhängigkeit der Zusatzmassenankopplung

Bild 2-14 a zeigt die dynamische Vergrößerungsfunktion für den Grundfall des unbelasteten Trägers. Wird der Träger durch das Prüffahrzeug belastet, ohne dass die Zusatzmasse m schwingungstechnisch entkoppelt ist, sinkt die Eigenfrequenz des Gesamtsystems infolge der um m erhöhten mitschwingenden Masse (Bild 2-14 b).

Die Vergrößerungsfunktion für den Fall der weichen Lagerung der Zusatzmasse ($c \ll C$) ist in Bild 2-14 c dargestellt. In diesem Fall verändert sich die Eigenfrequenz des Hauptsystems gegenüber dem Grundfall des unbelasteten Trägers kaum. Das Zusatzsystem weist eine sehr tiefe Eigenfrequenz bei hohen Resonanzspitzen auf, die sich jedoch auf das Schwingungsverhalten des Hauptsystems nicht auswirken.

Der Vorteil der dynamischen Entkopplung von Träger und Zusatzmasse liegt einerseits in der Erhaltung des vollen Erregerfrequenzspektrums B für die dynamische Steifigkeitsprüfung, andererseits wird die Lage der Trägereigenfrequenz nicht verfälscht und kann somit sauberer durch die dynamische Analyse im Frequenzbereich C identifiziert werden.

2.3.3 Gesamtkonzept

Grundlage der dynamischen Steifigkeitsprüfung ist die Kenntnis der lokalen Ausgangssteifigkeiten der Träger im ungeschädigten Zustand. Daher muss der Fahrweg vor seiner Inbetriebnahme einer Nullprüfung unterzogen werden. Im Ergebnis erhält man ein „Steifigkeitsprofil“ des Fahrweges, das in einer Datenbank abgespeichert wird.

Im Rahmen von periodischen Überprüfungen erfolgt die erneute Befahrung des Fahrweges, wobei die Ergebnisse online mit denen früherer Messungen sowie den Referenzwerten aus der Nullprüfung verglichen werden. Auf diese Weise gelingt die Detektion neu auftretender Schädigungen ebenso wie die Aufdeckung von Schädigungsprozessen, die („schleichend“) über einen längeren Zeitraum verlaufen. Der Online-Datenvergleich gestattet es, die Messfahrt bei Detektion eines Fehlers zum Zwecke der unmittelbaren Schadensanalyse zu unterbrechen. Wird dabei eine verminderte Tragfähigkeit festgestellt, kann der Fahrbetrieb weiter aufrecht erhalten werden, solange ein noch festzulegendes Sicherheitsniveau nicht unterschritten wird.

2 Dynamische Steifigkeitsprüfung

Voraussetzung dafür ist die vertiefte Beobachtung des betreffenden Trägers, beispielsweise durch verringerte Prüfintervalle oder kontinuierliche Überwachung (online-monitoring). Bild 2-15 zeigt in Form eines Ablaufdiagramms, wie die dynamische Steifigkeitsanalyse in die Bauwerksprüfung eingebunden werden kann.

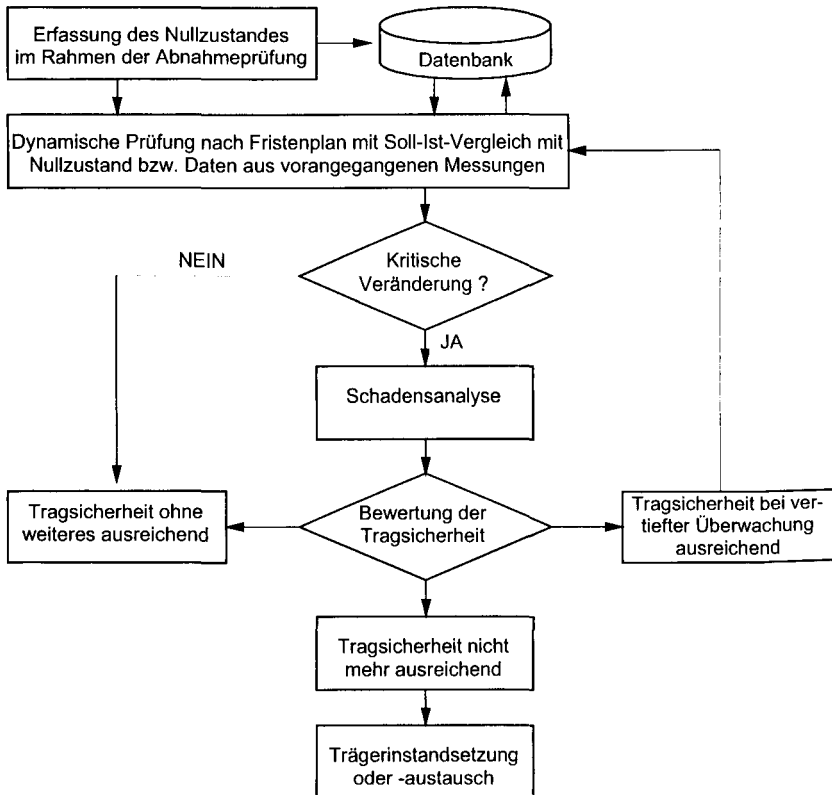


Bild 2-15: Ablauf der Bauwerksprüfung auf Basis der dynamischen Steifigkeitsanalyse

2.4 Zusammenfassung

In Kapitel 2 wurden die Grundlagen der dynamischen Steifigkeitsprüfung von Spannbetonträgern dargestellt. Bei der vorgeschlagenen Methode handelt es sich um in-situ-Messungen künstlich erregter Trägerschwingungen, aus deren Amplitudenveränderungen auf Schädigungen der Vorspannung geschlossen werden kann. Es wurde beschrieben, unter welchen statischen und baodynamischen Randbedingungen die Prüfung durchzuführen ist und wie die vorgeschlagene Methode in ein Gesamtkonzept zur (teil-) automatisierten Bauwerksprüfung eingebunden wird.

3 Experimentelle Untersuchungen

Um nachzuweisen, dass die lastabhängige Trägersteifigkeit mit dem in Kapitel 2 vorgestellten Konzept der dynamischen Steifigkeitsmessung unabhängig von einer ortsfesten Messbasis allein durch Schwingungsmessungen bestimmt werden kann, wurden Demonstrationsversuche an einem vorgespannten Träger im Labormaßstab durchgeführt.

3.1 Versuchsträger und Versuchseinrichtung

Der 2,0 m lange Versuchsträger aus Brettschichtholz ist in Bild 3-1 dargestellt.

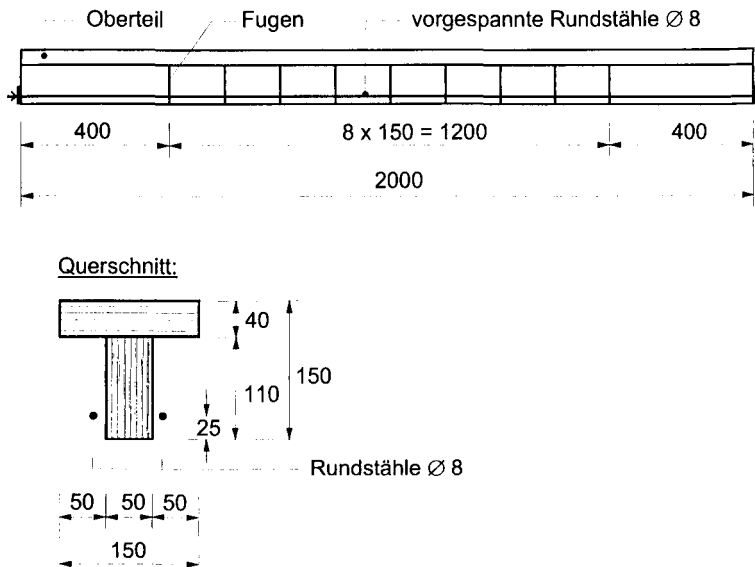


Bild 3-1: Versuchsträger (alle Maße in mm)

Der obere Teil des T-Trägers (= Flansch) besteht aus einem durchgehenden Stück und der untere Teil (= Steg) aus 10 einzelnen, stumpf gestoßenen Teilabschnitten. Der Flansch ist mit den einzelnen Stegabschnitten schubfest verbunden. Die Stegabschnitte weisen untereinander keine zug- oder schubfesten Verbindung auf, so

dass über die Fugen nur Druckspannungen übertragen werden können. Im unteren Bereich sind parallel zum Steg zwei Rundstäbe angeordnet, die gegen die Stirnseiten verspannt sind. Je nach Größe ihrer Vorspannung P und der Trägerauflast F können die Fugen zwischen den Stegabschnitten wahlweise überdrückt bzw. geöffnet werden.

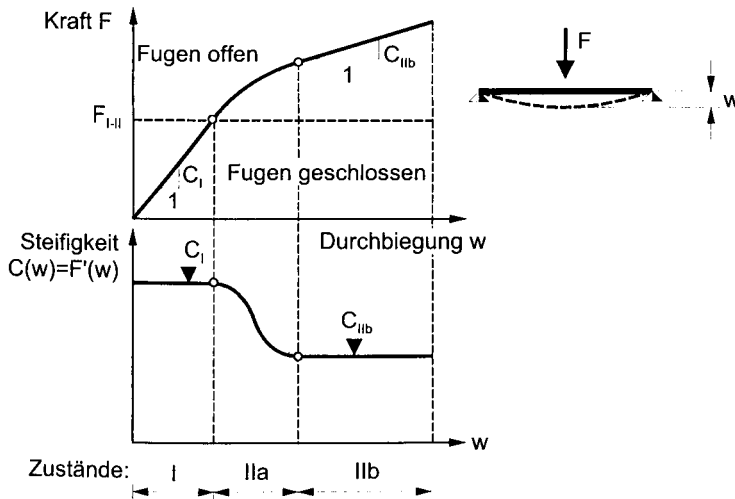


Bild 3-2: Lastverformungsverhalten des Versuchsträgers

Wie in Bild 3-2 schematisch dargestellt ist, durchläuft der Träger bei Steigerung der äußeren Last F drei Zustände:

- Zustand I: Die Fugen bleiben unter geringen äußeren Lasten aufgrund der Vorspannung P überdrückt. Die Trägersteifigkeit ist in diesem Bereich lastunabhängig und entspricht der eines monolithischen Trägers ohne Fugen.
- Zustand IIa: Nachdem die Druckvorspannung am unteren Rand durch die Biegezugspannung aus äußerer Last F vollständig dekomprimiert wurde, öffnen sich bei weiterer Laststeigerung, ausgehend von der Trägermitte, sukzessiv alle Fugen. Dies geht mit einem deutlichen Abfall der Steifigkeit C einher. Die Kraft $F_{I,II}$, bei der der Träger vom Zustand I in den Zustand II übergeht, ist allein von der Vorspannkraft P abhängig.

3 Experimentelle Untersuchungen

- **Zustand IIb:** Alle Fugen sind vollständig geöffnet, die Steifigkeit hat ihren Minimalwert erreicht. Bei weiterer Laststeigerung nimmt die Fugenöffnung zu, ohne dass daraus ein Steifigkeitsabfall resultiert. Das Lastverformungsverhalten ist somit wieder linear.

Die Versuche zur Demonstration der dynamischen Steifigkeitsanalyse wurden mit der in Bild 3-3 schematisch dargestellten Versuchseinrichtung durchgeführt.

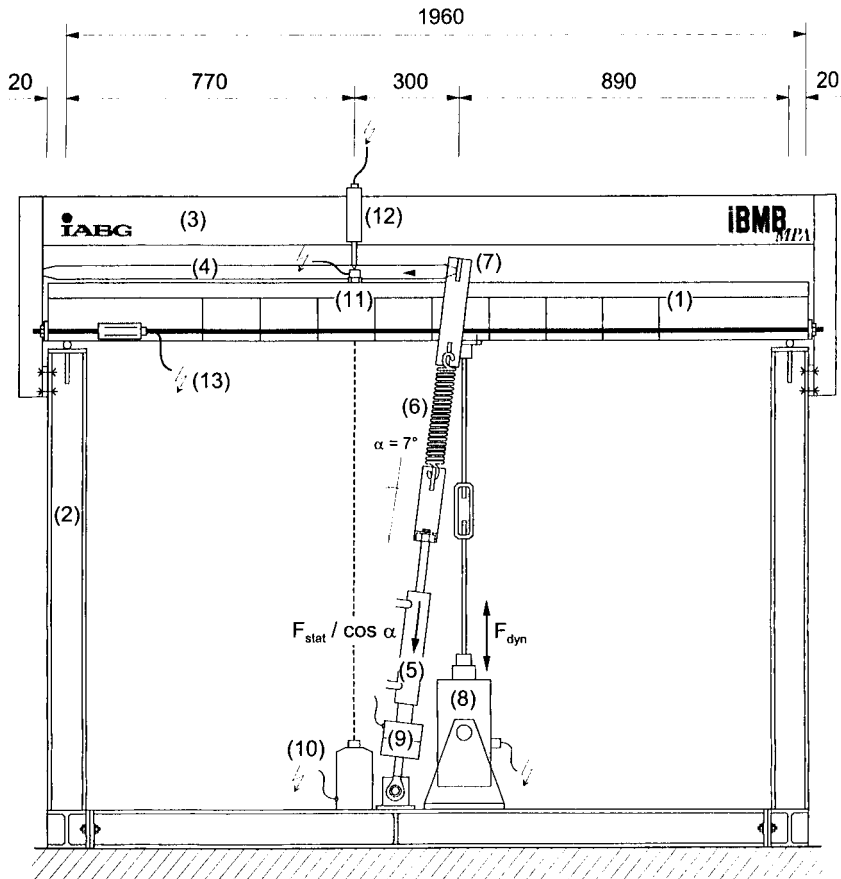


Bild 3-3: Versuchseinrichtung (schematisch, Bezeichnungen in Tabelle 3-1)

3 Experimentelle Untersuchungen

(1)	Versuchsträger	
(2)	Versuchsrahmen (HEB 100)	
(3)	Messrahmen	
(4)	Querstab zur Ableitung der horizontalen Umlenkkraft	
(5)	Hydraulikpresse	
(6)	Spiralzugfedern (Federsteifigkeit $c_N = 20,42$ N/mm je Feder)	
(7)	Querhaupt zur Einleitung der statischen Last auf der Trägeroberseite	
(8)	Elektrodynamischer Schwingungserreger	Messgröße: F_{dyn} (t)
(9)	Kraftmessdose	Messgröße: F_{stat}
(10)	Laservibrometer	Messgröße: w' (t)
(11)	Beschleunigungssensor	Messgröße: w'' (t)
(12)	Induktiver Wegaufnehmer	Messgröße: w (t)
(13)	Dehnmessstreifen	Messgröße: ε_p (t)

Tabelle 3-1: Versuchs- und Messeinrichtung

Auf dem Versuchsrahmen (2) wurde der Versuchsträger (1) statisch bestimmt auf Rollen gelagert. An der Unterseite des Balkens wurden etwa in Trägermitte dynamische Kräfte F_{dyn} in Form von Sinusschwingungen eingeleitet. Erzeugt wurden diese Schwingungen durch einen elektrodynamischen Schwingungserreger (8), bei dem sich eine mit dem Schwinger verbundene zylindrische Spule axial geführt in einem Magnetfeld auf und ab bewegte. Die Kraftübertragung zum Balken erfolgte durch eine Gewindestange. Das Schwingteil im Innern des elektrodynamischen Erregers ließ sich innerhalb des Magnetfeldes nahezu widerstandsfrei verschieben, somit trug die Erregerkonstruktion nicht zur Versteifung des Gesamtsystems bei. Im Gegensatz zu einem Unwuchterreger gestattet der elektrodynamische Schwingungserreger eine frequenzunabhängige Erzeugung der dynamischen Kraft. Die Doppelamplituden der Sinusschwingungen lagen zwischen ca. 40 und 220 N und betragen somit nur einen Bruchteil der statischen Kraft. Sowohl die Amplituden als auch die Erregerfrequenzen konnten stufenlos geregelt werden. Über die Stärke des Spulenstroms wurde die dynamische Kraft F_{dyn} gemessen.

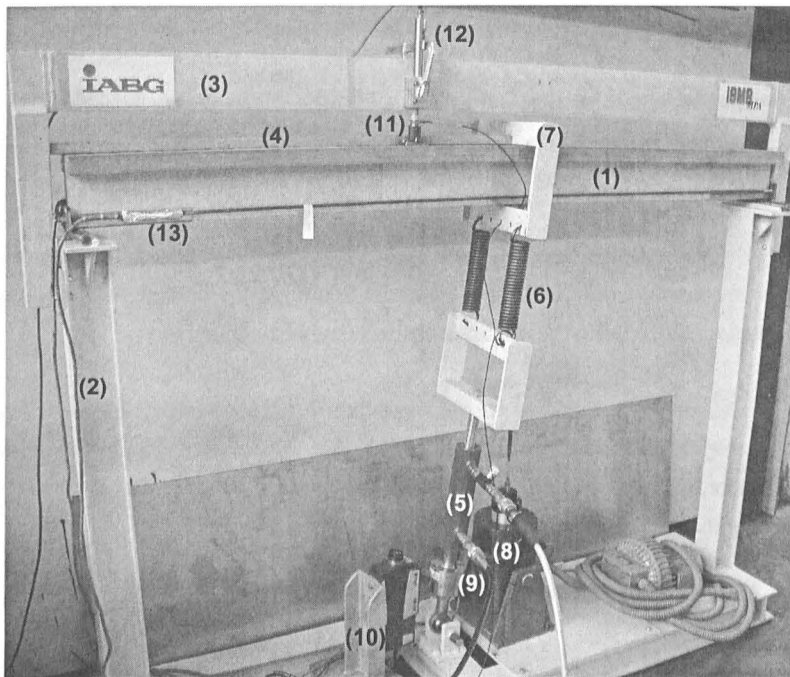


Bild 3-4: Versuchseinrichtung (Bezeichnungen in Tabelle 3-1)

Zusätzlich zur dynamischen Last F_{dyn} wurde mit einer Hydraulikpresse (5) eine statische Last F_{stat} erzeugt und über eine Lasteinleitungsstruktur (7) an der Trägeroberseite aufgebracht. Die Messung von F_{stat} erfolgte durch eine Kraftmessdose (9). Um die statische Kraft am selben Ort wie die dynamische Kraft einleiten zu können, musste die Lasteinleitungsstruktur um 7° gegen die Vertikale geneigt werden. Die daraus resultierende Horizontalkraft wurde durch einen Querstab (4) abgeleitet.

Um eine Übertragung der dynamischen Kraft F_{dyn} über die Lasteinleitungsstruktur für die statische Last möglichst gering zu halten, wurden im statischen Kraftfluss Spiralzugfedern (6) integriert, deren Steifigkeit insgesamt etwa $1/10$ der Balkensteifigkeit im Zustand IIa betrug. Auf diese Weise gelang eine nahezu vollständige Entkopplung von statischer und dynamischer Last.

Die Trägerverformungen wurden durch 3 unabhängige Meßmethoden ermittelt:

1. Direkte Messung der Durchbiegungen $w(t)$ durch einen induktiven Wegaufnehmer (12). Als ortsfeste Messbasis diente der Messrahmen (3), der mit dem Versuchsrahmen (2) verschraubt war.
2. Berührungslose Messung der Schwinggeschwindigkeiten $w'(t)$ durch ein Laservibrometer (10). Die Berechnung der Schwingwege erfolgte nach vorheriger Filterung des $v(t)$ -Signals durch einmalige numerische Integration.
3. Messung der Schwingbeschleunigungen $w''(t)$ mit einem auf dem Träger montierten Beschleunigungssensor (11). Die Berechnung der Schwingwege erfolgte nach vorheriger Filterung des $a(t)$ -Signals durch zweimalige numerische Integration.

3.2 Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung

Es wurden zwei Versuchsreihen unter gleichzeitiger statischer und dynamischer Krafteinwirkung durchgeführt:

- Versuchsreihe S (= Steifigkeitsmessungen) zur dynamischen Steifigkeitsmessung mit stufenloser Veränderung der statischen Last unter Beibehaltung einer konstanten Erregerkraft und Frequenz. Variationsparameter war der Vorspanngrad der Träger.
- Versuchsreihe F (= Frequenzganganalyse) zur Bestimmung der Grundfrequenz der ersten Biegeeigenform des Trägers mit stufenloser Variation der Erregerfrequenzen unter Beibehaltung einer konstanten statischen Vorlast je Versuch. Die einzelnen Versuche wurden für drei verschiedene statische Vorlasten (d. h. Steifigkeiten) wiederholt.

Das Versuchsprogramm ist in nachfolgender Tabelle 3-2 zusammengestellt.

3 Experimentelle Untersuchungen

Versuch	Initiale Vorspannung	Statische Kraft	Dynamische Kraft	Erreger-frequenz
	P_{init} [kN]	F_{stat} [kN]	$\pm F_{dyn}$ [kN]	$f = 1/T$ [1/s]
S1	6,0	0 → 4,5 → 0	0,100	10
S2	7,0			
S3	8,0			
S4	8,0		0,050	15
S5				20
F1		1,5	$\leq 0,110$	0 → 50 → 0
F2	2,5	$\leq 0,050$		
F3	4,0	$\leq 0,020$		

Tabelle 3-2: Versuchsprogramm

3.3 Versuchsergebnisse

3.3.1 Dynamische Steifigkeitsmessungen

Bei den Versuchen zur dynamischen Steifigkeitsmessung wurde der Balken 1, ausgehend von einer Vorlast in Höhe von $F_{stat} = 0,7$ kN, mit einer konstanten Lastaufbringungsgeschwindigkeit von ca. 10 kN/min be- und anschließend wieder entlastet. Die Lastgeschichte ist in Bild 3-5 a dargestellt. Gleichzeitig wurde eine dynamische Last F_{dyn} in Form harmonischer Sinusschwingungen, dargestellt in Bild 3-5 b, mit Hilfe des elektrodynamischen Schwingungserregers erzeugt. Die Erregerfrequenz bei den Versuchen S1 bis S3 betrug 10 Hz, die Versuche S4 und S5 wurden bei Erregerfrequenzen von 15 bzw. 20 Hz durchgeführt.

Die Systemantworten auf die statische und dynamische Belastung sind in Bild 3-5 c (Gleitsinuskurve) als direkt gemessene Verformungen und in Bild 3-5 d als Schwingwege dargestellt. Zusätzlich wurden, wie in Bild 3-5 e gezeigt ist, die Kräfte in den Spannstählen aufgezeichnet.

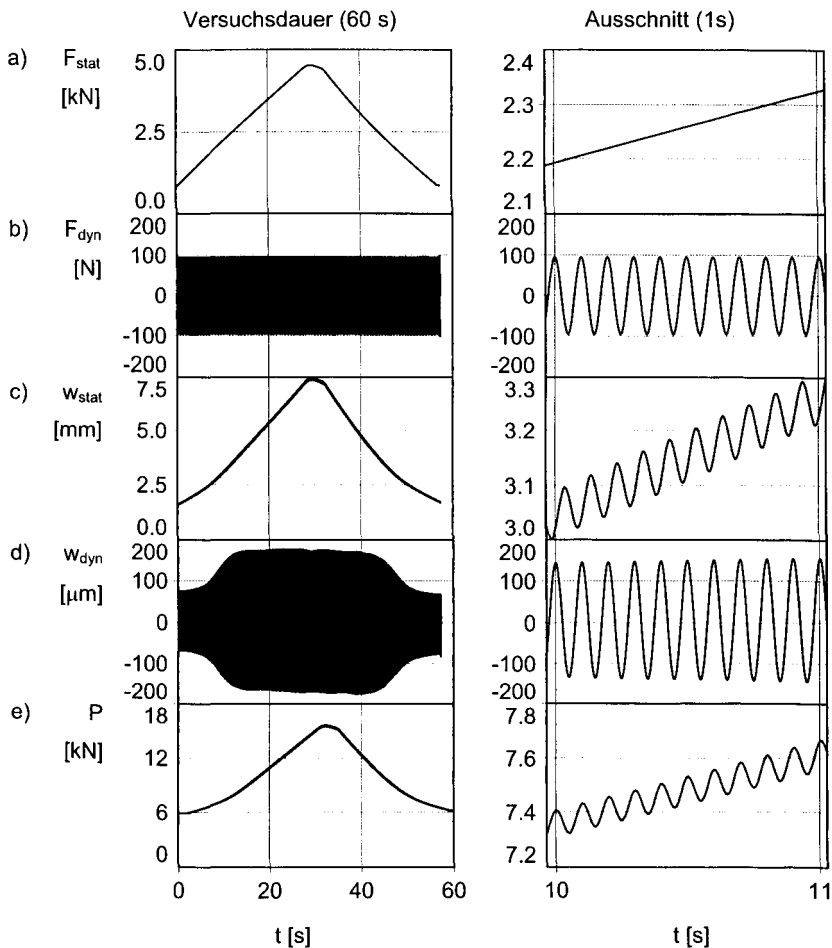


Bild 3-5: Messgrößen im Zeitbereich (exemplarisch für Versuch S1)

Die Betrachtung der in Bild 3-5 dargestellten gefilterten Rohdaten im Zeitbereich lässt bereits erste Schlüsse zum statischen und dynamischen Verhalten des Versuchsträgers zu:

1. Die statische Verformung w_{stat} steigt und fällt gegenüber der statischen Last F_{stat} nichtlinear, d. h. die Steifigkeit des Balken verändert sich. Die Durchbiegung w_{stat} verläuft bei Entlastung nahezu spiegelbildlich zur Belastungsfunktion und geht

3 Experimentelle Untersuchungen

wieder auf den Ausgangswert zurück. Dies bedeutet, dass es sich hier um ein nahezu dissipations- d. h. dämpfungsfreies System mit nichtplastischem Materialverhalten handelt.

2. Deutlicher als bei den statischen Verformungen ist die Nichtlinearität des Last-Verformungsverhaltens an der Zeitreihe der Schwingwege zu erkennen. Deren Amplituden zeigen im Zeitverlauf, wie in Bild 3-5 d ersichtlich, eine deutliche Vergrößerung im Zustand II mit geöffneten Fugen.
3. In den Ausschnitten der Zeitverläufe sind deutlich die Sinusschwingungen der dynamischen Kraftanregung sowie der gemessenen Weggrößen zu erkennen. Daraus wird ersichtlich, dass zwischen dynamischer Anregung und Antwort keine Phasenverschiebung auftritt. Dies bedeutet, dass die Anregung mit einer Erregerfrequenz von 10 Hz und einer Amplitude von $\pm 0,1$ kN derart unterkritisch ist, dass Massenträgheitskräfte nicht geweckt werden und somit auch keine dynamische Lastvergrößerung auftritt.

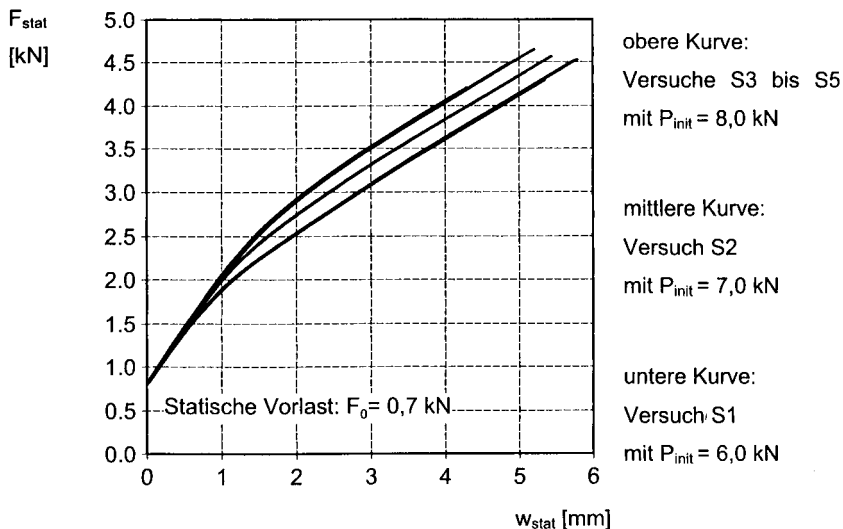


Bild 3-6: Lastverformungskurven aus direkter Messung

3 Experimentelle Untersuchungen

Aus den gleitenden Mittelwerten der Pressenkräfte F_{stat} und der direkt gemessenen statischen Durchbiegungen w_{stat} ergeben sich die in Bild 3-6 dargestellten Lastverformungskurven. Der Übersichtlichkeit halber sind dort nur die Belastungsäste abgebildet. Die Versuche S1 bis S3 wurden jeweils dreimal wiederholt, wobei sich keine Abweichungen im Lastverformungsverhalten zeigten.

Zur Ermittlung der Lastverformungskurve aus den dynamischen Kenngrößen wurden zunächst die Zeitreihen der Erregerkraft F_{dyn} und der Schwingwege w_{dyn} periodenweise abgetastet und für jede Periode (gekennzeichnet mit dem Laufindex i) die nachstehend aufgeführten Schwingungskennwerte berechnet.

- Periodendauer T_i bzw. die Frequenz $f_i = 1 / T_i$
- Phasenverschiebung zwischen dynamischer Kraft $F_{\text{dyn},i}$ und dem Schwingweg $w_{\text{dyn},i}$ nach Gl. (3-1):
- Doppelamplitude der dynamischen Kraft $\Delta F_{\text{dyn},i}$
- Doppelamplitude des Schwingweges $\Delta w_{\text{dyn},i}$

$$\varphi_i = \frac{\Delta t_i}{T_i} \cdot 360^\circ \quad \text{Gl. (3-1)}$$

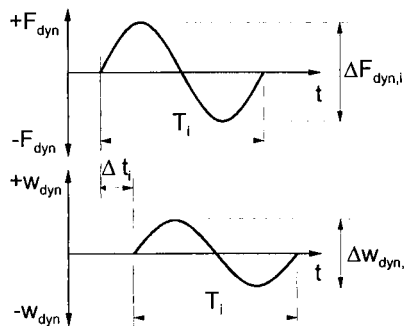


Bild 3-7: Schwingungskenngrößen der Einzelzyklen

Im Weiteren wurde für jede Schwingperiode der zugehörige Mittelwerte der statischen Durchbiegung $w_{\text{stat},i}$ und der statischen Kraft $F_{\text{stat},i}$ berechnet.

3 Experimentelle Untersuchungen

Bezieht man die Doppelamplituden der Erregerkraft periodenweise auf die des Schwingweges, so erhält man eine inkrementelle Last-Verformungskurve für die Periode i , wie sie in Bild 3-8 rechts beispielhaft für Versuch S1 dargestellt ist. Der Anstieg dieser Kurve ist die lokale dynamische Steifigkeit des Versuchsträgers am Lastort für den Schwingzyklus i . Sie wird nach Gl. (3-2) ermittelt.

$$C_{dyn,i} = \frac{\Delta F_{dyn,i}}{\Delta w_{dyn,i}} \quad \text{Gl. (3-2)}$$

In der auf diese Weise ermittelten Steifigkeit ist noch der Anteil der Spiralszugfedern enthalten. Er muss folglich noch von der lokalen dynamischen Steifigkeit abgezogen werden. Bild 3-9 a zeigt den Verlauf der lokalen dynamischen Steifigkeit C_{dyn} bzw. deren Kehrwert $1/C_{dyn}$ (im Folgenden als dynamische Beweglichkeit bezeichnet) über alle Schwingzyklen.

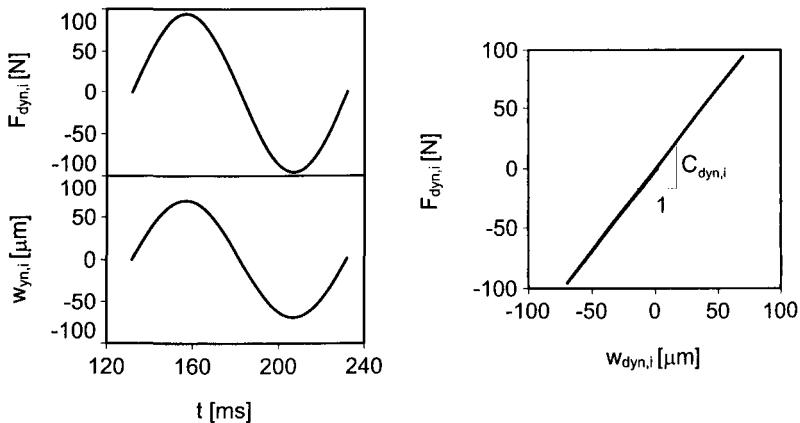


Bild 3-8: Einzelzyklen von F_{dyn} , w_{dyn} und C_{dyn} (Versuch S1)

Bezieht man die Reihe von C_{dyn} auf diejenige von w_{stat} , erhält man den in Bild 3-9 c gezeigten Verlauf der lokalen dynamischen Steifigkeit über der Durchbiegung. Rechts daneben ist der Verlauf der dynamischen Beweglichkeit $1/C_{dyn}$ über der statischen Kraft F_{stat} dargestellt.

Nach einmaliger Integration der dynamischen Steifigkeit über der Durchbiegung erhält man Gl. (3-3) schließlich die nichtlineare Kraft-Durchbiegungsbeziehung des Versuchsträgers. Sie ist in Bild 3-9 d, links zu sehen.

$$F_{\text{stat}}(w_{\text{stat}}) = \int C_{\text{dyn}}(w_{\text{stat}}) dw_{\text{stat}} = \int \frac{\Delta F_{\text{dyn}}}{\Delta W_{\text{dyn}}}(w_{\text{stat}}) dw_{\text{stat}} \quad \text{Gl. (3-3)}$$

Alternativ lässt sich die Kraft-Durchbiegungsbeziehung durch Integration der dynamischen Beweglichkeit über der statischen Kraft nach Gl. (3-4) gewinnen (Bild 3-9 d, rechts).

$$w_{\text{stat}}(F_{\text{stat}}) = \int \frac{1}{C_{\text{dyn}}(F_{\text{stat}})} dF_{\text{stat}} = \int \frac{\Delta W_{\text{dyn}}}{\Delta F_{\text{dyn}}}(F_{\text{stat}}) dF_{\text{stat}} \quad \text{Gl. (3-4)}$$

Die mit dieser indirekten Methode gewonnenen Kraft-Verformungslinien aus den Versuchen S1 – S3 mit Erregerfrequenzen von 10 Hz sind in Bild 3-10 unten dargestellt. Die Kurven zeigen eine exakte Übereinstimmung mit den in Bild 3-6 gezeigten Kraft-Verformungslinien, die aus direkter Messung gewonnen wurden.

Ein anderes Bild ergibt sich bei den Versuchen S4 und S5, bei denen die Erregerfrequenzen der dynamischen Kraft auf 15 bzw. 20 Hz gesteigert wurden (siehe Bild 3-11). Die nun dichter an der Resonanzfrequenz liegenden Erregerfrequenzen bewirken eine dynamische Vergrößerung von F_{dyn} aufgrund der Massenträgheit des Versuchsträgers. Aus diesem Grund sinken, wie in Abschnitt 2.3.2 erläutert, die gemessenen lokalen dynamischen Steifigkeiten scheinbar. Bezieht man diese dynamisch überhöhten lokalen Steifigkeiten jedoch auf ihre Ausgangswerte unter der statischen Vorlast F_0 , ist keine signifikante Veränderung infolge erhöhter Erregerfrequenzen feststellbar (vergleiche Bild 3-11 oben).

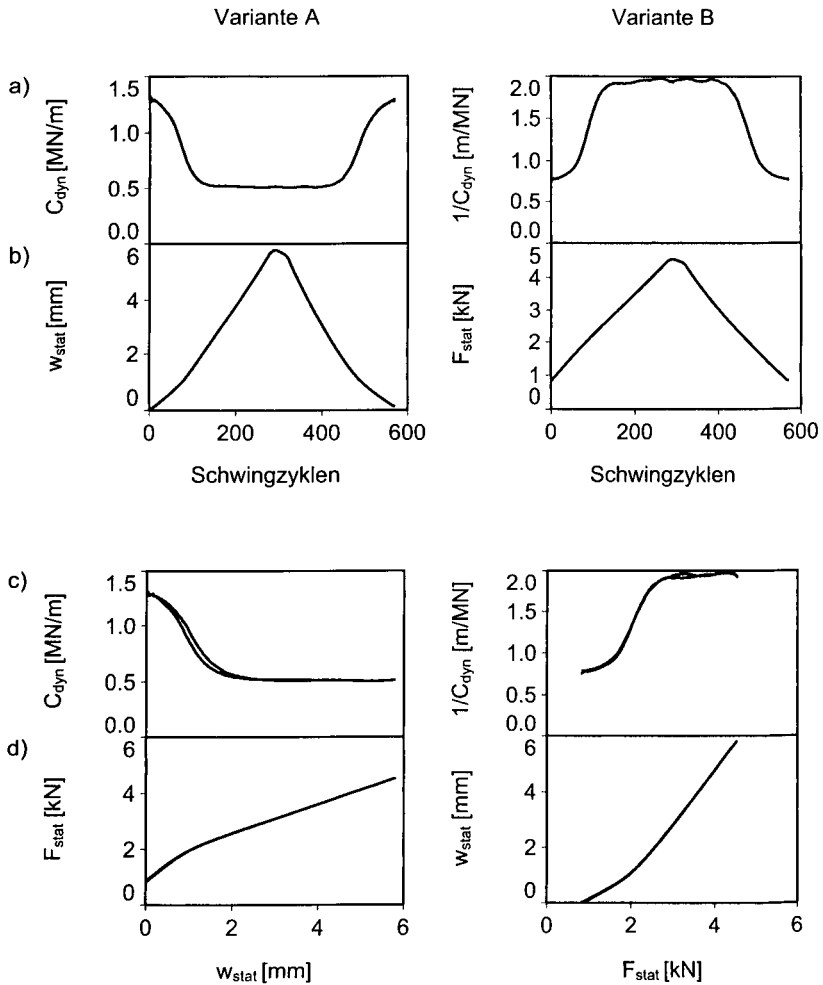


Bild 3-9: Vorgehensweise zur indirekten Ermittlung der Lastverformungskurven (am Beispiel des Versuches S1)

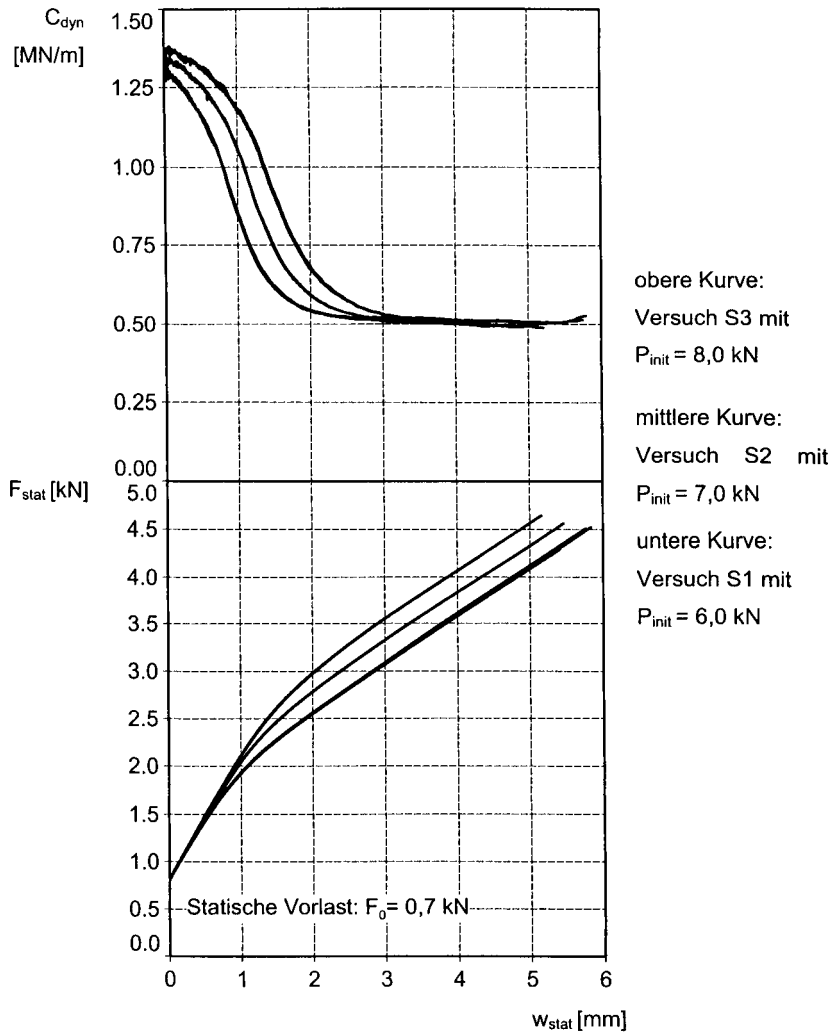


Bild 3-10: Dynamische Steifigkeiten und Lastverformungskurven der Versuche S1 – S3 aus indirekter Messung

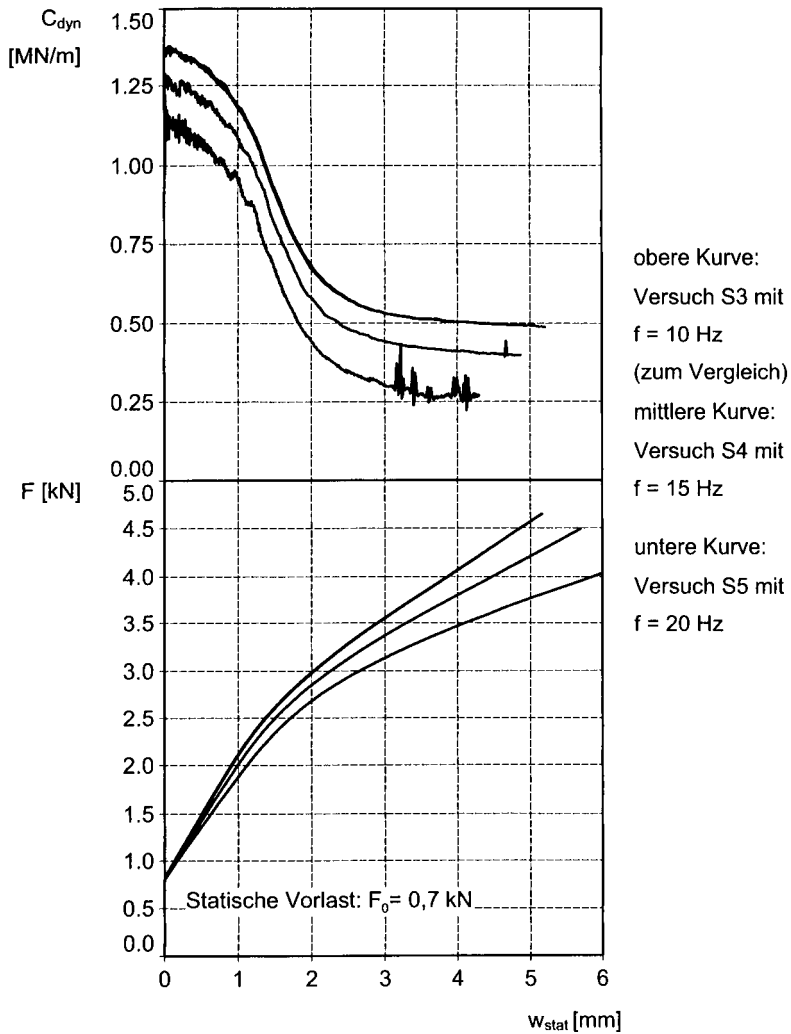
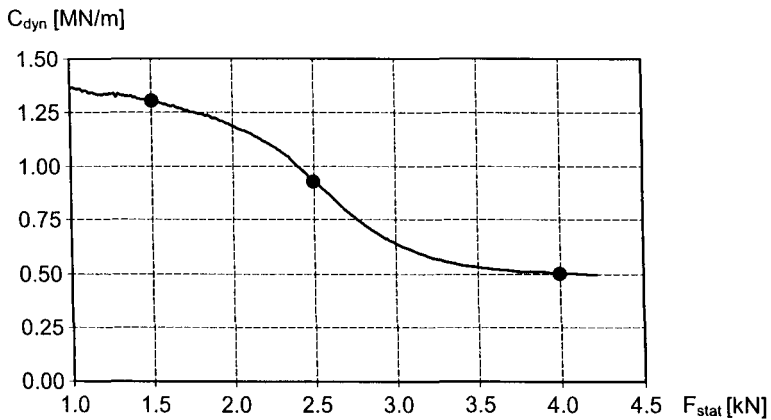


Bild 3-11: Dynamische Steifigkeiten und Lastverformungskurven der Versuche S4 – S5

3.3.2 Frequenzganganalysen

Der Versuchsaufbau bei Versuchsreihe F entsprach dem der Versuchsreihe S. Bei gleicher initialer Vorspannung von $P_{init} = 8 \text{ kN}$ wurden in drei Versuchen bei jeweils konstanten statischen Vorlasten die Erregerfrequenzen verändert.



Versuch			F1	F2	F3
statische Vorlast	F_{stat}	[kN]	1,5	2,5	4,0
dynamische Steifigkeit	C_{dyn}	[MNm]	1,3	0,93	0,50
Steifigkeitsverhältnis	$C_{dyn} / C_{dyn,0}$	[%]	96	68	37

Bild 3-12: Dynamische Steifigkeit in Abhängigkeit der statischen Last

Die statischen Vorlasten sind so gewählt, dass je ein Versuch in den Zuständen I, IIa und IIb erfolgte (siehe Bild 3-12).

Die Steigerung bzw. Verminderung der Erregerfrequenzen erfolgte entsprechend der in Bild 3-13 a dargestellten Kurve. Aus Bild 3-13 c ist zu erkennen, dass der Versuchsträger beim Durchfahren der Eigenfrequenz aufgrund seiner geringen Dämpfung sehr deutliche Resonanzen aufwies.

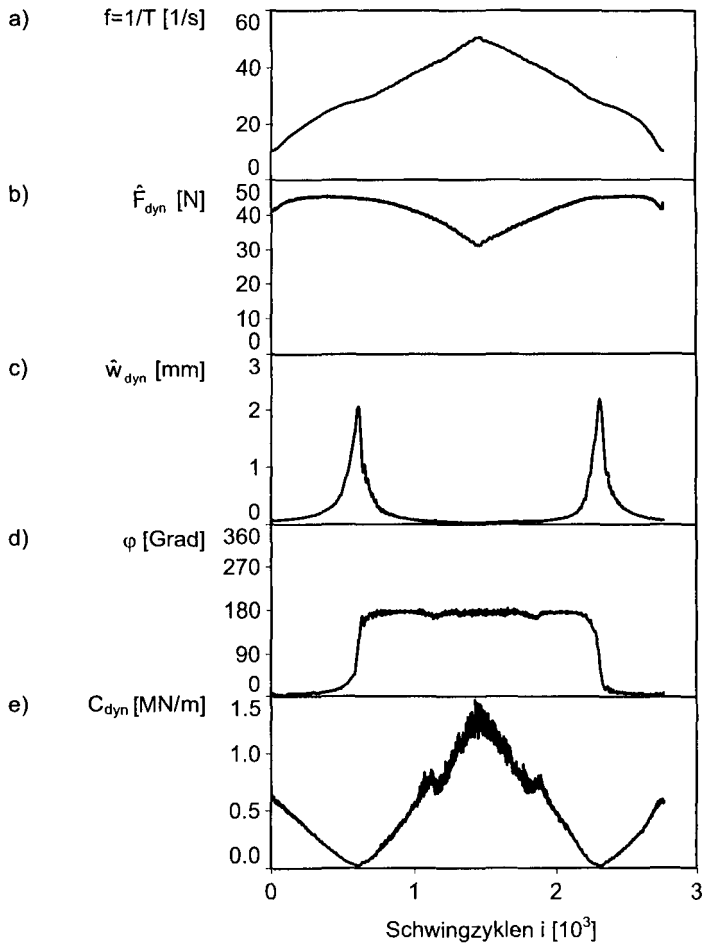


Bild 3-13: Verläufe der dynamischen Kennwerte über die Schwingzyklen i (exemplarisch für Versuch F3)

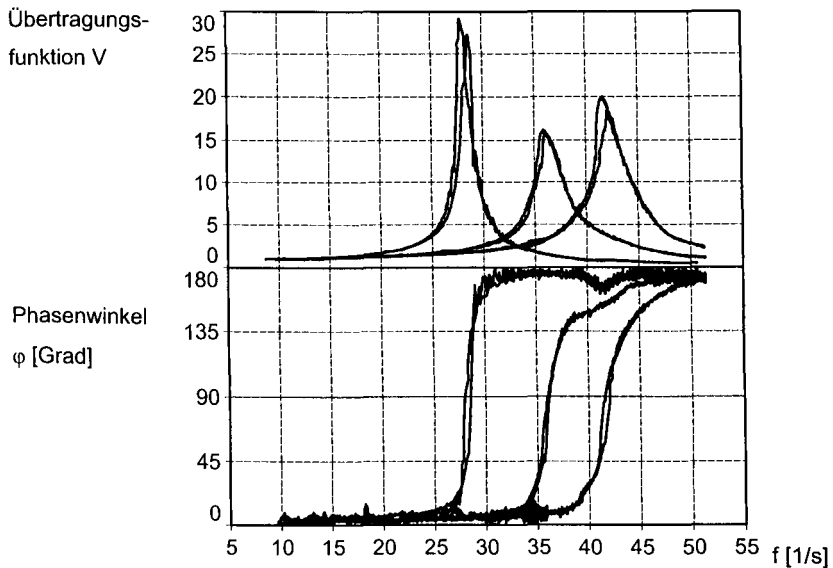
Analog zur Versuchsreihe S erfolgt die Auswertung der Messgrößen durch schrittweises Abtasten aller Schwingzyklen. Anschließend wird die dynamische Steifigkeit auf die Erregerfrequenz bezogen und somit auf einfache Weise in den Frequenzbereich überführt. Die dynamische Vergrößerungsfunktion ergibt sich, indem die dynamische Beweglichkeit $1/C_{dyn}$ gemäß Gl. (3-5) auf diejenige bei statischer Belastung bezogen wird. Im vorliegenden Fall wurde dazu die dynamische

3 Experimentelle Untersuchungen

Beweglichkeit bei einer Erregerfrequenz von 10 Hz herangezogen, da diese, wie im vorherigen Abschnitt gezeigt, keine messbare dynamische Überhöhung aufwies.

$$V = \frac{(1/C_{dyn})}{(1/C_{dyn})_{stat}} = \frac{(\Delta w_{dyn}/\Delta F_{dyn})}{(\Delta w_{dyn}/\Delta F_{dyn})_{stat}} \quad \text{Gl. (3-5)}$$

In Bild 3-14 sind die dynamischen Übertragungsfunktionen und die Verläufe der Phasenwinkel über die Erregerfrequenzen dargestellt. Erwartungsgemäß sinken die Eigenfrequenzen beim Übergang von Zustand I in den Zustand II mit der Wurzel der Steifigkeitsverluste (vergleiche dazu auch Bild 3-12).



Kurve	linke Kurven	mittlere Kurven	rechte Kurven
Versuch	Versuch F3	Versuch F2	Versuch F1
Zustand	I Ib	IIa	I
Eigenfrequenz	28 Hz	36 Hz	42 Hz

Bild 3-14: Übertragungsfunktion und Phasenwinkel

Weiterhin ist aus Bild 3-14 ersichtlich, dass sich, je nachdem ob die Eigenfrequenz von oben oder von unten her durchfahren wird, etwas unterschiedliche Resonanzkurven ergeben. Die Resonanzkurven bei Verminderung der Erregerfrequenzen liefern gegenüber denen aus Frequenzsteigerung niedrigere Eigenfrequenzen bei höheren Amplituden. Dies lässt auf das für unterlineare Schwinger charakteristische Kippen der Resonanzkurve nach links schließen (vergleiche Abschnitt 2.3.2).

3.4 Nachrechnung der Versuche

Die Versuche wurden auf Grundlage der Finite-Elemente-Methode (FEM) mit dem Programmsystem ANSYS nachgerechnet.

Bild 3-15 zeigt das Finite-Element-Modell des Versuchsträgers. Die dort gezeigten Elementtypen sind in Kapitel 5 bzw. in [Ans-1] näher beschrieben.

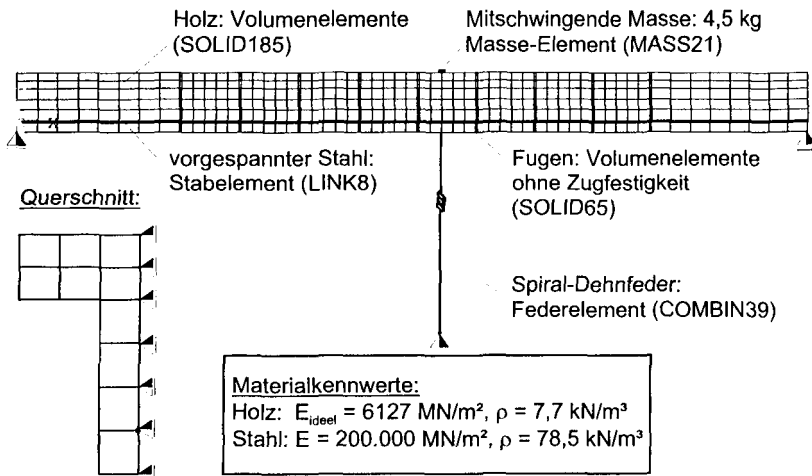


Bild 3-15: Finite-Element-Modell des Versuchsträgers

Im FEM-Modell sind Trägerober- und -unterteil monolithisch miteinander verbunden. Die Abbildung der Fugen erfolgte durch kurze Elementebenen, die bei Druckbeanspruchung die linear-elastischen Eigenschaften des Holzes aufweisen und deren Zug- und Schubfestigkeit gleich Null ist. Zur Modellierung des Stahls genügte ein

einziges finites Stabelement. Die Vorspannung wurde durch initiale Vordehnung des Stahlelementes am nur durch sein Eigengewicht belasteten Balken aufgebracht.

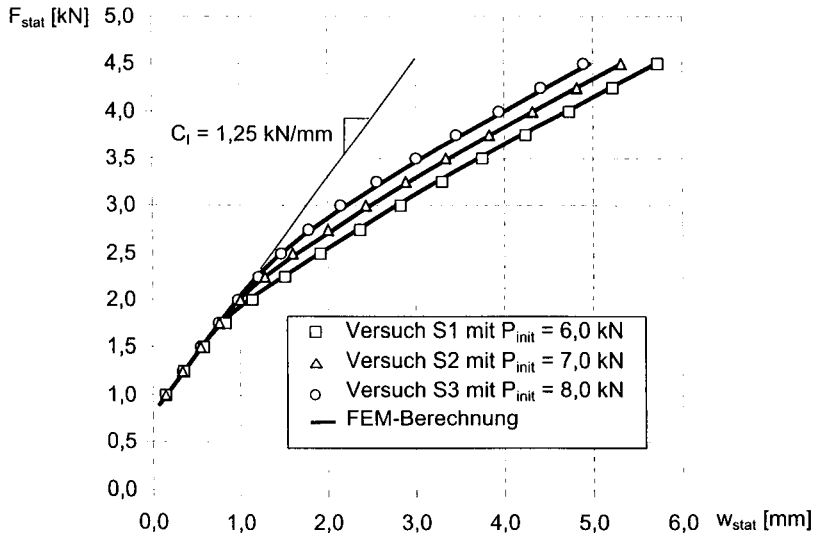
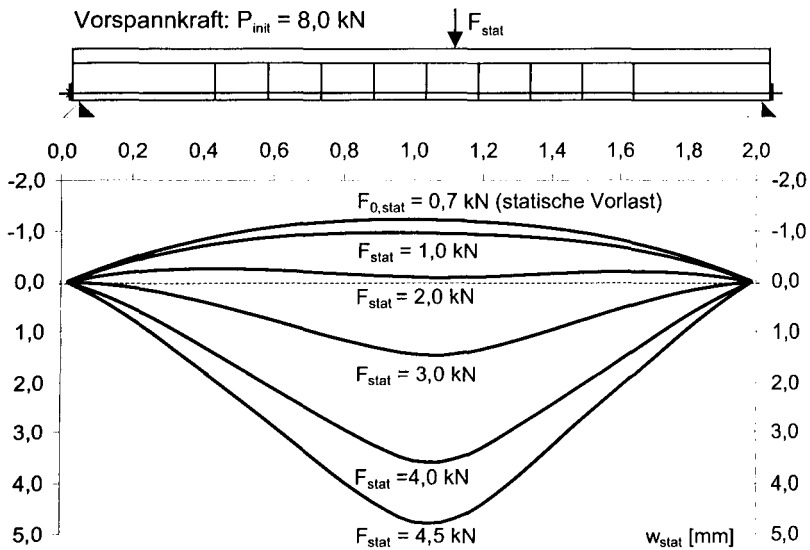


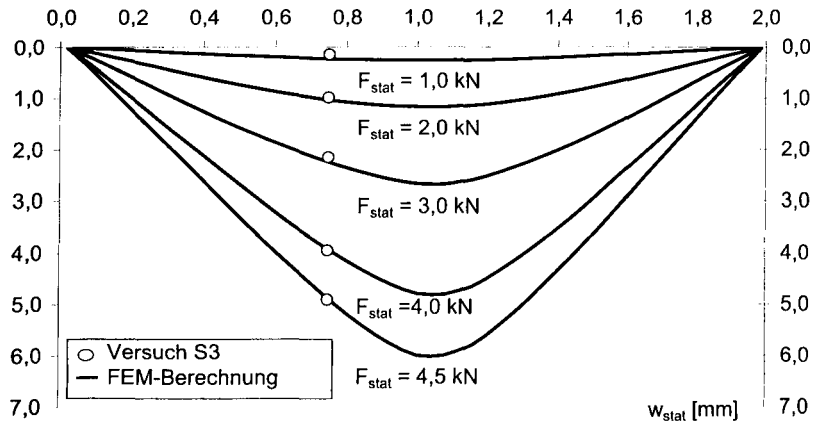
Bild 3-16: Versuchs- und Berechnungsergebnisse (Versuche S1-S3)

Die nichtlineare statische Berechnung erfolgte nach Theorie II. Ordnung am verformten System. In Bild 3-16 sind die Berechnungsergebnisse für die Versuche S1–S3 in Form von Lastverformungskurven den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Weil die Rückrechnung des idealen Elastizitätsmoduls aus den experimentell ermittelten Zustand I-Stifigkeiten erfolgte, stimmten die rechnerisch ermittelten Anstiege der Lastverformungskurven bei geschlossenen Fugen bedingungsgemäß mit den Versuchswerten überein. Somit verblieben die Last, unter der die Fugenöffnung beginnt, und der Verlauf der Verformungen im Zustand II als „echte“ Berechnungsergebnisse.

3 Experimentelle Untersuchungen



a) Rechnerisch ermittelte Biegelinien des Versuches S3



b) Gegenüberstellung der auf die Anfangsverformung zu Beginn des Versuches bezogenen rechnerisch ermittelte Biegelinien des Versuches S3 mit den zugehörigen Messergebnissen

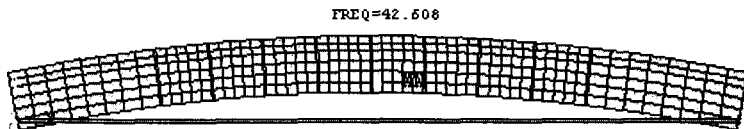
Bild 3-17: Rechnerische Biegelinie des Versuchsträgers und Vergleich mit den Messergebnissen des Versuches S3

3 Experimentelle Untersuchungen

Sie zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten. Dies entsprach wegen der geringen Zahl und Streuung der Einflussparameter der Erwartung.

In Bild 3-17 sind die Ergebnisse der Nachrechnung des Versuches S3 in Form von Biegelinien dargestellt. Bild 3-17 a zeigt die Absolutwerte der Biegelinien bei verschiedenen Laststufen. Um die Biegelinien mit den im Versuch ermittelten Durchbiegungen vergleichen zu können, wurden sie auf die Ausgangsverformung zu Beginn der Messung bezogen. Die bezogenen Biegelinien sind in Bild 3-17 b dargestellt.

Aus den bezogenen Biegelinien ist ersichtlich, dass der Balken im überdrückten Zustand I eine kontinuierliche Biegelinie entsprechend der Elastizitätstheorie aufweist. Nach dem Aufklaffen öffnen sich die Fugen am Ort der Lasteinleitung, so dass ein singulärer Knick in der Biegelinie entsteht.



Initialvorspannung: $P_{\text{init}} = 8,0 \text{ kN}$

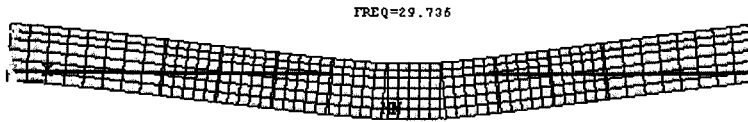
Statische Kraft: $F_{\text{stat}} = 0 \text{ kN}$

Eigenfrequenz: $f_1 = 42,6 \text{ Hz}$ (Versuch: 42,0 Hz, vergleiche Bild 3-14)

Bild 3-18: 1. Biegeeigenform des Versuchsträgers im Zustand I

Dies ist auch in Bild 3-18 und Bild 3-19 erkennbar, in der die ersten Eigenformen der Biegeschwingung in vertikaler Richtung für die Zustände I und II dargestellt sind. Die Modalanalyse wurde auf Grundlage einer zuvor durch nichtlineare statische Analyse modifizierten Steifigkeitsmatrix durchgeführt. Der Vergleich zwischen den rechnerisch

ermittelten Eigenfrequenzen mit denen aus den im Versuch ermittelten Werten (siehe Abschnitt 3.3.2) zeigt eine gute Übereinstimmung.



Initialvorspannung: $P_{\text{init}} = 8,0 \text{ kN}$

Statische Kraft: $F_{\text{stat}} = 4,5 \text{ kN}$

Eigenfrequenz: $f_{\text{II}} = 29,7 \text{ Hz}$ (Versuch: 28 Hz, vergleiche Bild 3-14)

Bild 3-19: 1. Biegeeigenform des Versuchsträgers im Zustand II

3.5 Zusammenfassung

Auf experimentellen Wege wurde nachgewiesen dass Steifigkeitseinbußen infolge verminderter Vorspannung von Trägern mit nichtlinearem Lastverformungsverhalten direkt auf Grundlage niederfrequenter Trägerschwingungen zu detektieren und zu quantifizieren.

Als Versuchsträger diente ein Holzträger im Labormaßstab, der durch Anordnung von Fugen und Spannstäben so ausgelegt wurde, dass er ein dem Spannbeton ähnliches Lastverformungsverhalten aufwies. Die Belastung des Trägers erfolgte gleichzeitig durch stufenlos regulierbare statisch und dynamisch wirkende Kräfte, wobei die Doppelamplituden der dynamischen Kräfte um ein Vielfaches unter der statischen Grundlast lagen. Die Systemantwort wurde durch Messung der absoluten Durchbiegungen und der Schwingwege erfasst. Aus beiden Weggrößen ließen sich für verschiedene Vorspanngrade Lastverformungskurven gewinnen, die bei einer Erregerfrequenz von etwa einem Drittel der ersten Eigenfrequenz des voll belasteten

3 Experimentelle Untersuchungen

Trägers exakte Übereinstimmung aufwiesen. Damit konnte die Vermutung aus Kapitel 2 bestätigt werden, wonach es bei Anregung im Frequenzbereich A gelingt, aus den Amplituden der dynamischen Kraft und dem zugehörigen Schwingweg die lokale Trägersteifigkeit zu bestimmen.

Um nachzuweisen, dass die dynamische Steifigkeitsprüfung grundsätzlich auch im Frequenzbereich B gelingt, wurden die Versuche mit dichter an den Resonanzen liegenden Eigenfrequenzen wiederholt. Hier zeigte sich, dass trotz des zunehmenden Einflusses der Massenträgheit und der Dämpfung, Steifigkeitsverminderungen detektierbar und quantifizierbar sind. Voraussetzung dafür ist jedoch die Kenntnis der unter gleichen baodynamischen Randbedingungen gemessenen dynamischen Steifigkeit des ungeschädigten Referenzzustandes.

Schließlich wurden für verschiedene Laststufen, in denen der Träger wegen seines nichtlinearen Tragverhaltens jeweils unterschiedliche Steifigkeiten aufwies, dynamische Untersuchungen zur Identifikation der Eigenfrequenzen durchgeführt. Erwartungsgemäß sanken die Eigenfrequenzen bei steigenden Lasten. Aus der Form der nichtlinearen Resonanzkurven konnte auf sich öffnende und schließende Fugen innerhalb der Schwingzyklen geschlossen werden.

4 Schädigungsindikator

In Kapitel 3 wurde gezeigt, dass sich im Laborversuch die Steifigkeitsvermindierungen aus Vorspannverlusten mit hoher Genauigkeit detektieren lassen. Um die Ergebnisse der dynamischen Steifigkeitsanalyse bewerten zu können, wird im Folgenden ein Schädigungsindikator eingeführt und dessen Eigenschaften auf Grundlage der Elastizitätstheorie untersucht.

4.1 Geschädigter Einfeldträger unter Wanderlast

Bild 4-1 zeigt einen geschädigten Einfeldträger unter einer wandernden Einzellast P mit der auf die Trägerlänge bezogenen Laufkoordinate ξ_P .

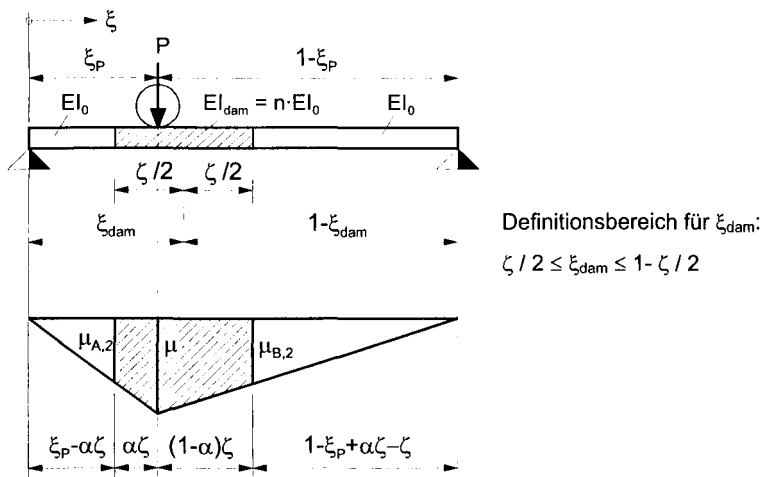


Bild 4-1: Geschädigter Einfeldträger unter Wanderlast

Die Schädigung des Trägers durch Rissbildung wird durch einen Trägerabschnitt mit einer um das Steifigkeitsverhältnis $n = EI_{dam} / EI_0$ verminderten Biegesteifigkeit beschrieben, wobei EI_0 die Biegesteifigkeit des ungeschädigten und EI_{dam} die des geschädigten Trägerquerschnittes ist. Die Länge des geschädigten Trägerabschnittes und seine Lage werden durch die Parameter ζ bzw. ξ_{dam} definiert.

4 Schädigungsindikator

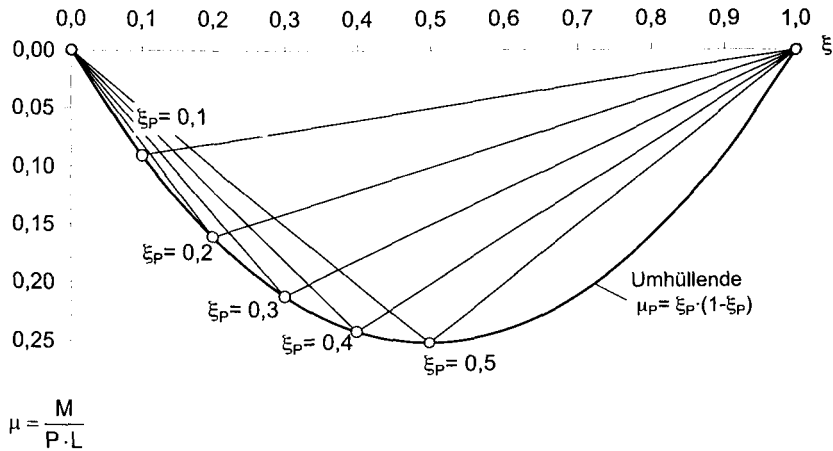


Bild 4-2: Momentenbeiwerte des Einfeldträgers infolge einer wandernden Einzellast

Bild 4-2 zeigt die Verläufe der bezogenen Biegemomente μ aus der Einzellast P für verschiedene Laststellungen. Die Umhüllende um die Maximalmomente wird durch die quadratische Funktion nach Gl. (4-1) gebildet.

$$M(\xi_P) = \xi_P \cdot (1 - \xi_P) \cdot P \cdot L = \mu_P \cdot P \cdot L \quad \text{Gl. (4-1)}$$

Diese quadratische Funktion verläuft affin zur Momentenfunktion des Einfeldträgers unter Gleichstreckenlast. Eine volle Übereinstimmung zwischen beiden Funktionen erhält man, wenn man die bezogene Ordinate der Wanderlast ξ_P durch die bezogene Koordinate in Balkenlängsrichtung ξ und die Einzellast P durch eine äquivalente Gleichstreckenlast $p = 2 \cdot P / L$ ersetzt (siehe auch Abschnitt 2.3.1)

Bild 4-3 zeigt die resultierenden Biegelinien für Träger mit über der Trägerlänge konstanter Steifigkeit. Außerdem ist dort der Verlauf der Verformungen $w_{P,0}$ des ungeschädigten Trägers am Ort ξ_P der Wanderlast, wie er sich nach Gl. (4-2) ergibt, dargestellt.

$$\omega_{P,0}(\xi_P) = w_{P,0}(\xi_P) \cdot \frac{EI}{P \cdot L^3} = \frac{1}{3} \cdot \xi_P^2 \cdot (1 - \xi_P)^2 \quad \text{Gl. (4-2)}$$

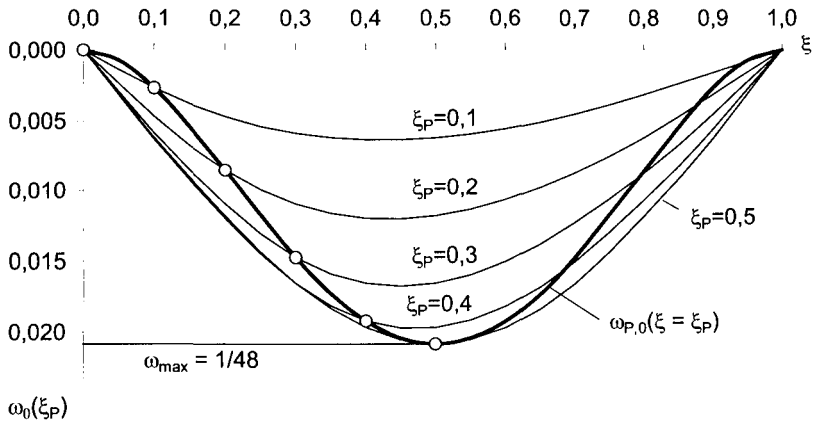


Bild 4-3: Biegelinien infolge der Wanderlast und Verlauf der Verformungen an den Orten der Wanderlast

Bei der Berechnung der Durchbiegungen des geschädigten Balkens an der Stelle der wandernden Einzelast $\omega_{P,dam}$ muss hinsichtlich der Laststellung zwischen den in Bild 4-4 dargestellten drei Fällen unterschieden werden:

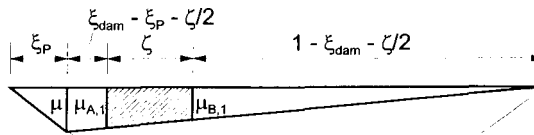
- Fälle 1 und 3: Wanderlast befindet sich links bzw. rechts neben dem geschädigten Trägerbereich,
- Fall 2: Wanderlast befindet sich im geschädigten Trägerbereich.

Die Lösungen für die drei Fälle werden in den Bestimmungsgleichungen Gl. (4-3) bis Gl. (4-5) gegeben.

4 Schädigungsindikator

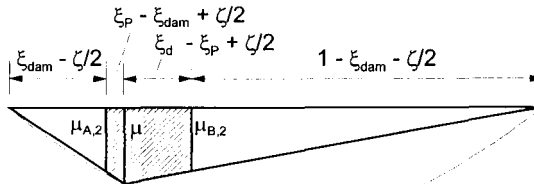
a) Fall 1

$$\xi_P \leq \xi_{dam} - \zeta/2$$



b) Fall 2

$$\begin{aligned} \xi_P &\geq \xi_{dam} - \zeta/2 \\ \xi_P &\leq \xi_{dam} + \zeta/2 \end{aligned}$$



c) Fall 3

$$\xi_P \leq \xi_{dam} + \zeta/2$$

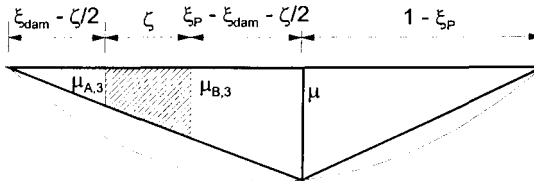


Bild 4-4: Biegemomente des geschädigten Trägers unter Wanderlast (vergleiche auch Bild 4-1)

$$\omega_{P,dam,1} = \frac{1}{3} \left[\begin{aligned} &\mu^2 \cdot \xi_P + (\mu_{A,1}^2 + \mu_{A,1} \cdot \mu + \mu^2) \cdot (\xi_{dam} - \xi_P - \zeta/2) \\ &+ \frac{1}{n} \cdot \zeta \cdot (\mu_{A,1}^2 + \mu_{A,1} \cdot \mu_{B,1} + \mu_{B,1}^2) + \mu_{B,1}^2 \cdot (1 - \xi_{dam} - \zeta/2) \end{aligned} \right] \quad \text{Gl. (4-3)}$$

$$\omega_{P,dam,2} = \frac{1}{3} \left[\begin{aligned} &\mu_{A,2}^2 \cdot (\xi_{dam} - \zeta/2) + \frac{1}{n} \cdot (\mu_{A,2}^2 + \mu_{A,2} \cdot \mu + \mu^2) \cdot (\xi_P - \xi_{dam} + \zeta/2) \\ &+ \frac{1}{n} \cdot (\mu^2 + \mu \cdot \mu_{B,2} + \mu_{B,2}^2) \cdot (\xi_{dam} - \xi_P + \zeta/2) + \mu_{B,2}^2 \cdot (1 - \xi_{dam} - \zeta/2) \end{aligned} \right] \quad \text{Gl. (4-4)}$$

$$\omega_{P,dam,3} = \frac{1}{3} \left[\begin{aligned} &\mu_{A,3}^2 \cdot (\xi_{dam} - \zeta/2) + \frac{1}{n} \cdot \zeta \cdot (\mu_{A,3}^2 + \mu_{A,3} \cdot \mu_{B,3} + \mu_{B,3}^2) \\ &+ (\mu^2 + \mu \cdot \mu_{B,3} + \mu_{B,3}^2) \cdot (\xi_P - \xi_{dam} - \zeta/2) + \mu^2 \cdot (1 - \xi_P) \end{aligned} \right] \quad \text{Gl. (4-5)}$$

4 Schädigungsindikator

$$\mu_{A,1} = \xi_P \cdot (1 - \xi_{dam} + \zeta/2) \quad \text{Gl. (4-6)}$$

$$\mu_{A,2} = \mu_{A,3} = (1 - \xi_P) \cdot (\xi_{dam} - \zeta/2) \quad \text{Gl. (4-7)}$$

$$\mu_{B,1} = \mu_{B,2} = \xi_P \cdot (1 - \xi_{dam} - \zeta/2) \quad \text{Gl. (4-8)}$$

$$\mu_{B,3} = (1 - \xi_P) \cdot (\xi_{dam} + \zeta/2) \quad \text{Gl. (4-9)}$$

Für die Schädigungsparameter $n = 0,3$ und $\zeta = 0,1$ sind in Bild 4-5 exemplarisch die Verläufe von der bezogenen Durchbiegung $\omega_{P,dam}$ eines geschädigten Trägers in Abhängigkeit des Schädigungsortes ξ_{dam} dargestellt.

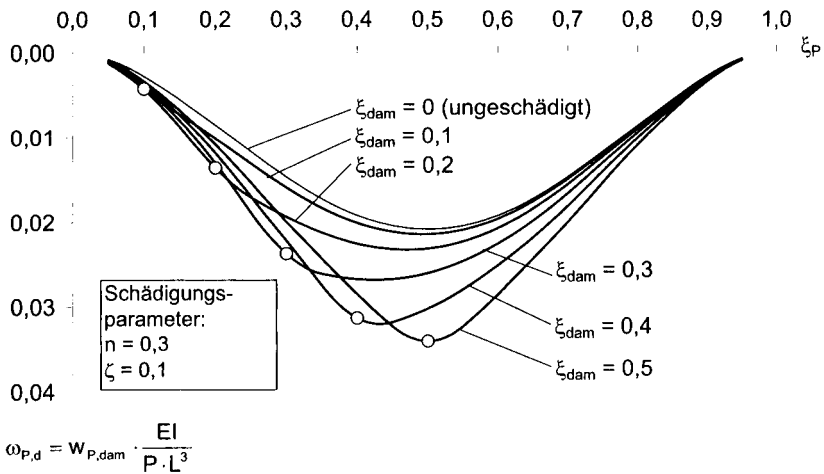


Bild 4-5: Durchbiegungen des geschädigten Balkens an den Orten der Wanderlast

4.2 Linearer Schädigungsindikator

Das in Abschnitt 2.3.1 eingeführte Verhältnis der lokalen Steifigkeiten $C_{P,dam} / C_{P,0}$ ist bei linear-elastischem Tragverhalten unabhängig von der Höhe der statischen Grundlast. Gl. (2-6) lässt sich somit zu Gl. (4-10) vereinfachen.

$$\frac{C_{P,dam}}{C_{P,0}} = \frac{\omega_{P,0}}{\omega_{P,dam}} \quad \text{Gl. (4-10)}$$

Bild 4-6 zeigt exemplarisch die Verläufe der bezogenen lokalen Steifigkeiten $C_{P,dam} / C_{P,0}$ über der Lastordinate ξ_P für die Schädigungsparameter $n = 0,3$, $\zeta = 0,1$ und $\xi_{dam} = 0,1 \dots 0,5$.

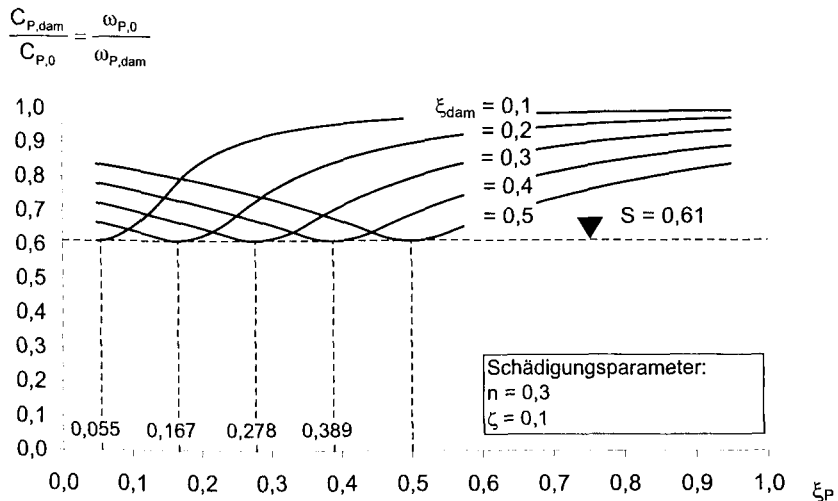


Bild 4-6: Verläufe der lokalen bezogenen Steifigkeiten geschädigter Träger (exemplarisch)

Wie aus Bild 4-6 hervorgeht, wird die stärkste schädigungsbedingte Veränderung der lokalen Steifigkeitsverhältnisse registriert, wenn sich die Prüflast im geschädigten Trägerbereich befindet. Weiterhin fällt auf, dass der Minimalwert der lokalen Steifigkeitsverhältnisse $(C_{P,dam} / C_{P,0})_{min}$ unabhängig vom Ort der Schädigung ξ_{dam} ist

und somit lediglich von den Parametern der Schädigung selbst (n und ζ) abhängt. Der Wert $(C_{P,dam}/C_{P,0})_{min}$ eignet sich daher sehr gut zur quantitativen Erfassung des Schädigungsausmaßes und wird im Folgenden als *Schädigungsindikator S* bezeichnet.

Der Schädigungsindikator S und der Ort, an dem er identifiziert wird (nachfolgend als $\xi_{P,S}$ bezeichnet), lassen sich durch Extremwertberechnung ermitteln. Die Extremwertbedingungen sind in den Gleichungen Gl. (4-11) und Gl. (4-12) formuliert. Aus Bedingung 1 lässt sich $\xi_{P,S}$ berechnen. Bedingung 2 ist die Minimalwertbedingung.

$$\frac{\partial(\omega_{P,0}/\omega_{P,dam,2})}{\partial \xi_P} = 0 \quad \text{(Bedingung 1)} \quad \text{Gl. (4-11)}$$

$$\frac{\partial(\omega_{P,0}/\omega_{P,dam,2})}{\partial^2 \xi_P} > 0 \quad \text{(Bedingung 2)} \quad \text{Gl. (4-12)}$$

$\omega_{P,0}$ gemäß Gl. (4-2), $\omega_{P,dam,2}$ gemäß Gl. (4-4)

Zur Beschreibung der Wanderlastordinate innerhalb des geschädigten Bereiches wird die Variable α eingeführt, die gemäß Bild 4-1 definiert ist. Nunmehr lässt sich die bezogene Schädigungsordinate ξ_{dam} in Abhängigkeit des Wanderlastortes ξ_P nach Gl. (4-13) formulieren:

$$\xi_{dam} = \xi_P - \alpha \cdot \zeta + \zeta/2 \quad \text{Gl. (4-13)}$$

Analog zu Gl. (4-11) lässt sich die Extremwertbedingung zur besseren Interpretation des Ergebnisses jetzt nach Gl. (4-14) umformulieren:

$$\frac{\partial(\omega_{P,0}/\omega_{P,dam,2})}{\partial \alpha} = 0 \quad \text{Gl. (4-14)}$$

4 Schädigungsindikator

Als Ergebnis der Extremwertberechnung, die sehr umfangreich ist und auf deren Darstellung hier verzichtet wird, erhält man zwei Lösungen für α , von denen eine außerhalb der Gültigkeitsgrenzen liegt. Die somit eindeutige Lösung ist:

$$\alpha = \xi_P \quad \text{Gl. (4-15)}$$

Demnach wird der Schädigungsindikator S genau dann identifiziert, wenn die Biegemomente an den Grenzen des geschädigten Bereiches gleich groß werden ($\mu_{A,2} = \mu_{B,2}$), und dadurch die in Bild 4-4 b schraffiert dargestellte Fläche ihr Maximum erreicht.

Setzt man Gl. (4-15) folgend ξ_P anstelle von α in Gl. (4-13) ein, ergibt sich nach einfachem Umformen die Bestimmungsgleichung für den zum Schädigungsindikator S gehörenden Lastort $\xi_{P,S}$:

$$\xi_{P,S} = \frac{\xi_{\text{dam}} - \zeta/2}{1 - \zeta} \quad \text{Gl. (4-16)}$$

Die Verformung des geschädigten Trägers an der Stelle $\xi_{P,S}$ erhält man, indem ξ_P in Gl. (4-4) durch $\xi_{P,S}$ gemäß Gl. (4-16) ersetzt wird. Setzt man den somit gewonnenen Ausdruck in Gl. (4-10) ein, erhält man nach einigem Umformen schließlich die Bestimmungsgleichung für den Schädigungsindikator S .

$$S = \frac{1}{1 - (1 - 1/n) \cdot (\zeta^3 - 3 \cdot \zeta^2 + 3 \cdot \zeta)} \quad \text{Gl. (4-17)}$$

Bild 4-7 zeigt die Auswertung der Gl. (4-16) und Gl. (4-17) in Form eines Nomogramms, mit dem man den Schädigungsindikator und die Laststellung, bei der er identifiziert wird, ablesen kann. Zur Erläuterung wird in Bild 4-8 ein Ablesebeispiel gegeben.

4 Schädigungsindikator

Die Werte, die der Schädigungsindikator S annehmen kann, liegen zwischen 1 für den ungeschädigten Träger und 0 für den vollständig geschädigten Träger im Bruchzustand. Bereits bei vergleichsweise geringen Schädigungen fällt der Schädigungsindikator stark ab und sinkt dann bei wachsender Schädigung in immer geringerem Maße. Wenn die Schäden auf einen kleinen Trägerbereich begrenzt sind ($\zeta \rightarrow 0$), fällt der Ort der Schädigung ξ_{dam} mit dem Ort $\xi_{p,s}$, an dem der Schädigungsindikator identifiziert wird, zusammen. Somit ist es theoretisch möglich, Schäden nicht nur frühzeitig zu identifizieren, sondern auch zu lokalisieren.

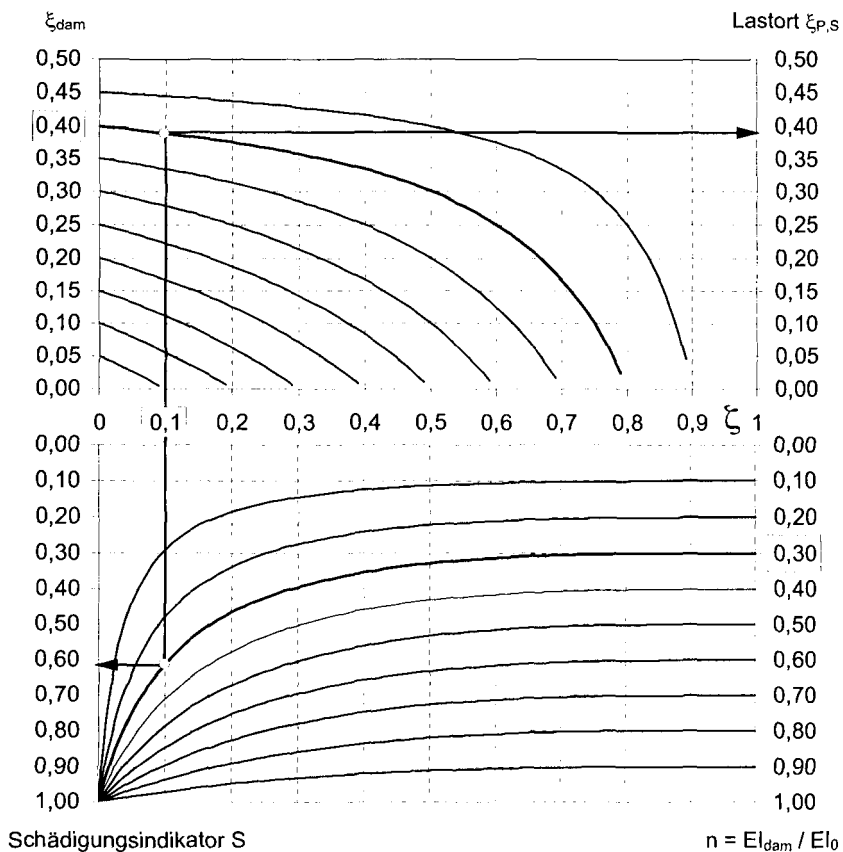


Bild 4-7: Schädigungsindikator und zugehöriger Lastort in Abhängigkeit der Schädigungsparameter

Beispiel (vgl. auch Bild 4-6):

Schädigungsparameter:	$\xi_{\text{dam}} = 0,4$	$\zeta = 0,1$	$n = 0,3$
Schädigungsindikator:	$S = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{1}{0,3}\right) \cdot (0,1^3 - 3 \cdot 0,1^2 + 3 \cdot 0,1)} = 0,61$		
Maßgebende Laststellung:	$\xi_{P,S} = \frac{0,4 - 0,1/2}{1 - 0,1} = 0,389$		

Bild 4-8: Ablesebeispiel für Bild 4-7

4.3 Nichtlinearer Schädigungsindikator

Bei nichtlinearem Last-Verformungsverhalten ist der Schädigungsindikator S nicht mehr lastunabhängig, sondern wird auf vielfache Weise von der Trägerbelastung beeinflusst. So hängen die Schädigungsparameter und damit auch der Schädigungsindikator S sowie der zugehörige Lastort ξ_P von Lasthöhe, -bild und -historie ab. Die geschlossene Berechnung von S und ξ_P ist auf analytischem Wege daher nicht möglich. Statt dessen muss das Problem auf inkrementell-iterativem Wege gelöst werden. Zusätzlich erschwert wird die Ermittlung des Schädigungsindicators, wenn er aus Vorspannverlusten resultiert, da diese nicht nur Steifigkeits- sondern auch Anker- bzw. Umlenkraftverluste zur Folge haben. Aus diesen Gründen erfordert die Berechnung der Schädigungsindikatoren ein an das Problem angepasstes Berechnungsmodell auf Basis der Finite-Elemente-Methode. Ein derartiges Berechnungsmodell wird in Kapitel 5 vorgestellt.

4.4 Zusammenfassung

Zur Quantifizierung des Ausmaßes von Schädigungen an Einfeldträgern auf Basis der dynamischen Steifigkeitsanalyse wurde der Schädigungsindikator S eingeführt. Er kennzeichnet die maximale schädigungsbedingte Steifigkeitsveränderung eines Einfeldträgers unter einer wandernden Einzellast.

Am Einfeldträger mit linear-elastischem Materialverhalten wurde untersucht, wie sich lokale Schädigungen auf den Schädigungsindikator auswirken. Die Schädigung wird

4 Schädigungsindikator

dabei vereinfachend als Bereich mit einer um das Steifigkeitsverhältnis n verminderten Biegesteifigkeit angesetzt. Weitere Parameter der Schädigung sind die auf die Trägerlänge bezogene Lage ξ_{dam} und Länge ζ des geschädigten Trägerbereiches. Im Ergebnis der analytischen Untersuchungen konnten Bestimmungsgleichungen für den Schädigungsindikator S und den zugehörigen Lastort ξ_P gegeben werden.

Die wesentlichste Eigenschaft des linearen Schädigungsindikators $S(n; \zeta)$ ist seine alleinige Abhängigkeit von den Einflussgrößen, die das Schädigungsausmaß selbst beschreiben. Er stellt somit einen geeigneten Parameter zur Quantifizierung des Schädigungsausmaßes dar.

5 Prognosemodell für den Schädigungsindikator von Spannbetonträgern

5.1 Möglichkeiten und Grenzen des Prognosemodells

In Abschnitt 4.3 wurde dargelegt, dass die Prognose des Schädigungsindikators infolge lokaler Vorspannverluste bei Spannbetonträgern ein an das Problem angepasstes Berechnungsmodell erfordert. In den nachfolgenden Abschnitten wird ein derartiges Berechnungsmodell auf Basis der FEM vorgestellt, mit dem sich Erwartungswerte der Schädigungsindikatoren auf Grundlage wirklichkeitsnaher Materialgesetze prognostizieren lassen. Die wesentlichen Eigenschaften des Berechnungsmodells werden nachfolgend beschrieben.

- Tragwerksidealisierung: Die Modellierung der Träger erfolgt mit dreidimensionalen Volumenelementen. Dadurch gelingt die Abbildung des mehraxialen Spannungszustandes, der beim Bruch räumlich exzentrisch angeordneter Spannglieder entsteht (zweiachsige Biegung und Torsion). Außerdem können auch lokale Scheibenbeanspruchungen, wie sie aus der Rückhängewirkung geschädigter Spannglieder mit Verbund entstehen, mit erfasst werden (siehe auch Abschnitt 5.4).
- Vorspannung: Mit finiten Stabelementen lassen sich die Spannglieder, beliebigen Verläufen folgend, unabhängig vom Volumenelementnetz in die Struktur einmodellieren. Es können alle Verbundarten abgebildet werden: Vorspannung ohne / mit verschieblichem / mit starrem Verbund. Die Vorspannung wird durch Einprägung einer initialen Vordehnung der Spannglieder erzeugt.
- Betonstahlbewehrung: Die Materialeigenschaften der Betonstahlbewehrung wird als Eigenschaft des Betons in „verschmierter“ Form“ angesetzt. Durch entsprechende Diskretisierung mit diesen „Stahlbetonelementen“ können unterschiedliche Gehalte der Betonstahlbewehrung in den verschiedenen Querschnittsbereichen abgebildet werden.

- Materialmodelle für Beton und Stahl: Die wesentlichen, das Kurzzeitverformungsverhalten kennzeichnenden, mechanischen Eigenschaften des Betons wie die Rissbildung bei Überschreitung der Zugfestigkeit und die nichtlineare Druckspannungs-Stauchungs-Beziehung werden berücksichtigt. Für den Beton- und Spannstahl werden nichtlineare Materialgesetze in Abhängigkeit der Herstellart (warmgewalzt oder kaltverformt) verwendet. Es werden statistische Mittelwerte der Festigkeiten angesetzt. Wegen des großen Einflusses nicht ständiger Lasten wird das Materialverhalten von Beton und Stahl bei zyklischer Beanspruchung berücksichtigt.

Unter Berücksichtigung dieser Modelleigenschaften lassen sich, wie in Abschnitt 5.3 anhand von Vergleichsberechnungen aufgezeigt werden kann, Verformungen von Spannbetontträgern ausreichend genau ermitteln.

Die Unsicherheiten bei der Prognose der Schädigungsindikatoren liegen in der Erfassung der lokalen Spanngliedschädigung. Ausmaß, Grad und Fortschritt der Schädigungen hängen wesentlich von den Schadensursachen ab, für die es eine Vielzahl denkbarer Möglichkeiten gibt (Bild 5-1) [Kön-2], [Kön-3]. Aus diesem Grunde werden hinsichtlich der rechnerischen Abbildung der Schäden folgende Vereinfachungen und Annahmen getroffen:

- Der Schädigungsfortschritt wird durch eine kontinuierliche Schwächung des Spannstahlquerschnittes abgebildet.
- Die Schädigungsparameter (Lage, Länge und Grad der Schädigung des Spanngliedes) werden unabhängig voneinander angesetzt. Das bedeutet, dass sich bei fortschreitender Schwächung des Spanngliedes die Länge des geschädigten Spannstahlbereiches nicht vergrößert.
- Bei Vorspannung mit Verbund bleibt dieser auch im geschädigten Bereich erhalten.

Um Schädigungen unterschiedlichen Ausmaßes zu erfassen, werden geschätzte Werte der maximale und minimale Längen der geschädigten Spannstahlbereiche angesetzt.

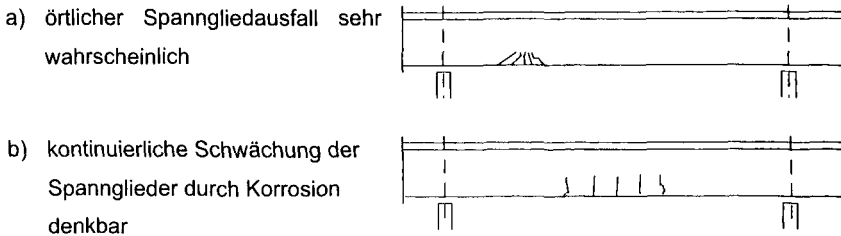


Bild 5-1: Rissbilder für verschiedene Spanngliedschädigungen [Kön-2]

5.2 Wirklichkeitsnahe Berechnung von Spannbetonsträgern

5.2.1 Materialeigenschaften des Betons

5.2.1.1 Nichtlinearität der Druckspannungs-Stauchungsbeziehung

Unter geringen Druckspannungen ($\leq 40\%$ der maximal aufnehmbaren Druckspannung) weisen alle Betone ein nahezu elastisches Materialverhalten auf. Bei Steigerung der Druckbeanspruchung führen die resultierenden Zugspannungen senkrecht zur Belastungsrichtung zum Wachstum der Mikrorisse in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Betonzuschlägen. Die Mikrorisse entstanden bereits vor der Belastung aus Schwind- und Temperatureigenspannungen. Das Wachstum der Mikrorisse führt zu überproportionalen Stauchungen des Betons. Schließlich kommt es, nachdem sich die Mikrorisse vereinigt und somit über den gesamten Prüfkörper ausgebreitet haben, beim Erreichen von 70 - 90% der Druckfestigkeit zu einem instabilen Risswachstum. Ab dieser Druckspannung, die gleichzeitig die Dauerstandsfestigkeit beschreibt, wachsen die Risse auch ohne Laststeigerung weiter an [Rei-1].

Mit dem Erreichen der Druckfestigkeit ist das Betongefüge weitgehend zerstört. Dennoch verfügt der normalfeste Beton auch nach dem Überschreiten der Druckfestigkeit noch über eine Reststandfestigkeit, wobei die Dehnungen auch bei sinkender Spannung weiter zunehmen (Entfestigung = strain softening).

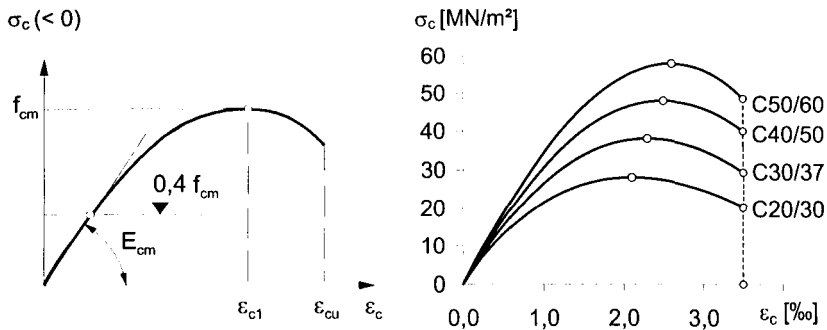


Bild 5-2: Spannungs-Dehnungslinien des Betons nach [DIN-1]

Die einaxiale Druckspannungs-Stauchungslinie des Normalbetons lässt sich nach GRASSER (1968) durch die in Bild 5-2 links gezeigte quadratische Funktion nach Gl. (5-1) beschreiben und ist Grundlage von [DIN-1]. Bild 5-2 rechts zeigt exemplarisch nach diesem Ansatz ermittelte Spannungs-Dehnungslinien für Normalbetone verschiedener Festigkeitsklassen.

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = - \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta} \right) \quad \text{Gl. (5-1)}$$

$$\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$$

$$k = -1,1 \cdot E_{cm} \cdot \epsilon_{c1} / f_c$$

$$E_{cm} = 9500 \cdot f_{cm}^{1/3} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad \text{Gl. (5-2)}$$

$$E_{c,0} = 1,1 \cdot E_{cm} \quad \text{Gl. (5-3)}$$

ϵ_{c1} = Betonstauchung beim Erreichen der Druckfestigkeit

ϵ_u = Betonbruchstauchung (1045-1, Tab. 9)

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ [MN/m²]: mittlere Betondruckfestigkeit

f_{ck} = charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit

Als mittlerer Elastizitätsmodul E_{cm} des Betons ist nach [DIN-1] der Sekantenmodul bei einer Spannung von 40% der Druckfestigkeit definiert. Er lässt sich nach [DIN-1]

unabhängig von der Zuschlagsart nach Gl. (5-2) bestimmen. Der Anfangsmodul E_0 (Tangentenmodul im Koordinatenursprung) kann ausreichend genau nach Gl. (5-3) ermittelt werden².

5.2.1.2 Baustoffspezifische Einflüsse auf den Elastizitätsmodul des Betons

Der Elastizitätsmodul des Betons hängt wesentlich von der Art der Betonzuschläge sowie vom Volumenanteil und Hydratationsgrad des Zementsteins ab. Die Berücksichtigung des Zementsteinanteils erfolgt indirekt über die Betondruckfestigkeit (Gl. (5-2)). Zur Erfassung der Zuschlagsart wird in [CEB-1] ein Berechnungsansatz gegeben. Bild 5-3 zeigt die Verläufe der nach diesem Ansatz ermittelten Anfangsmoduli $E_{c,0}$ in Abhängigkeit der Festigkeit für verschiedene Zuschlagsarten.

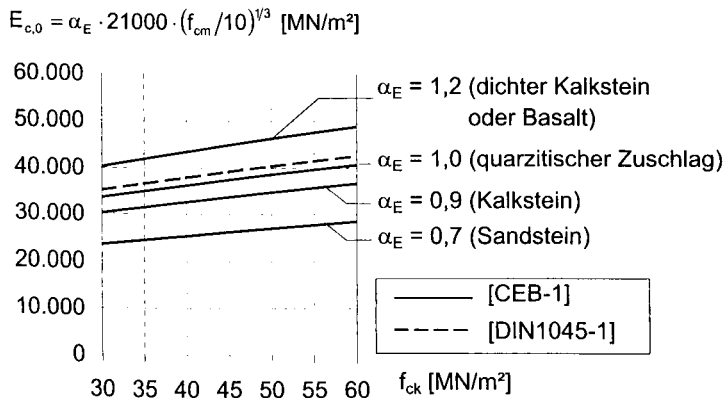


Bild 5-3: Einfluss der Zuschlagsart auf den E-Modul von Beton

Aus Bild 5-3 geht hervor, dass der Ansatz nach [DIN-1], mit Ausnahme von Sandstein, im Mittel eine gute Näherung für alle Zuschlagsarten darstellt. Dies gilt insbesondere, wenn sich die Betonzuschläge aus verschiedenen Gesteinsarten zusammensetzen.

² Nachtrag: Mit der Berichtigung 2 zu [DIN-1] vom April 2005 wurden die Bestimmungsgleichungen von $E_{c,0}$ und E_{cm} geringfügig verändert. Dies hat keine wesentlichen Auswirkungen auf den Inhalt dieser Arbeit.

Die Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls vom Hydratationsgrad des Zementsteins wird nach [CEB-1] durch den zeitabhängigen Faktor β_E erfasst, der zudem noch von der Zementart abhängt (Bild 5-4). Wie aus Bild 5-4 hervorgeht, liegt der zeitabhängige Elastizitätsmodul-Zuwachs nach Ablauf eines Jahres für normal bis sehr schnell erhärtende Zemente im Bereich weniger Prozente.

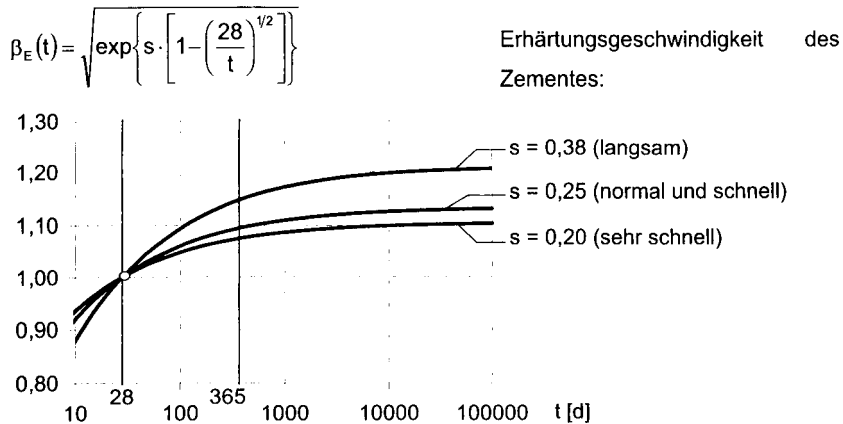


Bild 5-4: Einfluss der Zementart auf die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls von Beton

5.2.1.3 Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit

Die Festigkeitseigenschaften des Betons steigen mit der Belastungsgeschwindigkeit („Strain Rate Effect“). Dieser Effekt, der einen ausgeprägt stochastischen Charakter besitzt, ist im Vergleich zu anderen mechanischen Betoneigenschaften bisher wenig erforscht. Möglichkeiten zu seiner Erklärung sind die:

- gebremste Rissfortpflanzung bei sehr hohen Belastungsgeschwindigkeiten (d. h. die Lastaufbringung verläuft schneller als das Wachstum der Mikrorisse) [Eib-2],
- unterschiedliche Wellenausbreitungsgeschwindigkeit der Verformung in Zementmatrix- und Zuschlagkorn [Cur-1] und
- festigkeitssteigernde Wirkung des Porenwasserüberdrucks [Eib-2] [Hil-1].

In [CEB-2] sind empirisch gewonnene Formeln zur Beschreibung des festigkeitssteigernden Einflusses der Belastungsgeschwindigkeit angegeben. Bild 5-5 zeigt die Auswertung dieser Ansätze für den Elastizitätsmodul unter Druck- und Zugbeanspruchung in Abhängigkeit der Belastungsgeschwindigkeit im logarithmischen Maßstab.

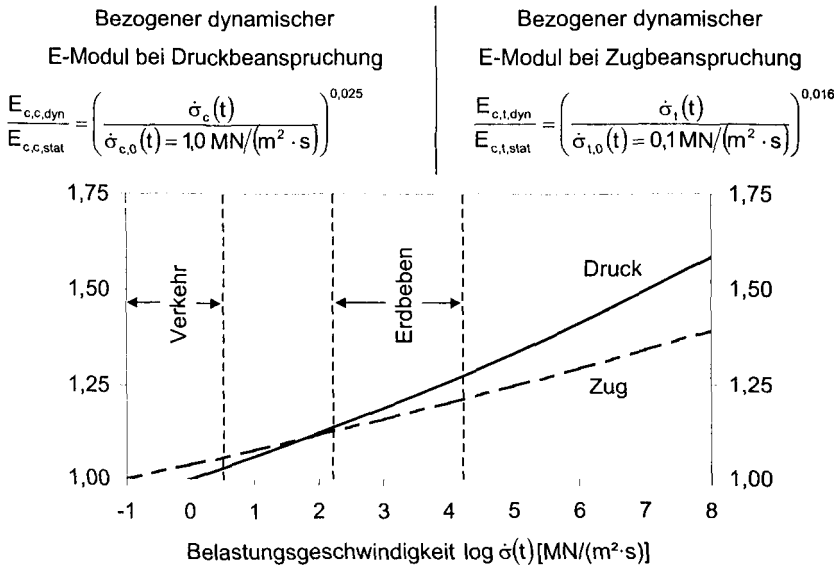


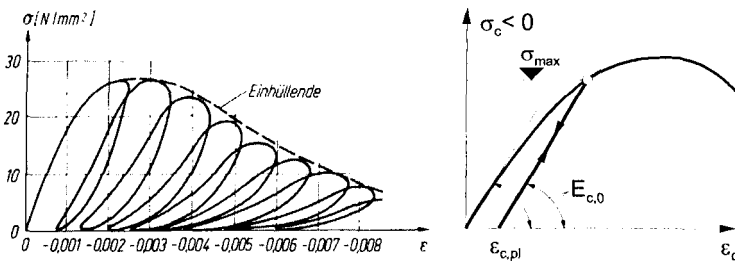
Bild 5-5: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf den E-Modul

Daraus geht hervor, dass für den Bereich der Kurzzeitbelastung von Verkehrsbauwerken noch keine nennenswerten Belastungssteigerungen zu erwarten sind. Erst bei größeren Dehngeschwindigkeiten, wie sie bei Erdbeben, Explosionen und mechanischem Anprall entstehen, kommt es zur signifikanten Erhöhung des Elastizitätsmoduls.

5.2.1.4 Einfluss wiederholter Beanspruchung

Wird der Beton auf Druck belastet und anschließend wieder entlastet, zeigt sich eine Spannungs-Dehnungslinie, wie sie beispielhaft in Bild 5-6 a dargestellt ist. Bei erneuter Belastung entsteht eine sogenannte Hystereseschleife. Bis zur Bruchspannung ist der Anstieg des Entlastungs- und Wiederbelastungsastes etwa gleich

der Anfangssteifigkeit [Ste-1]. Erst nach Überschreitung der Bruchspannung, also außerhalb des Betrachtungsbereiches dieser Arbeit, ist ein starker Steifigkeitsabfall sowie eine signifikante Energiedissipation (= Fläche innerhalb der Hystereseschleife) zu beobachten. Da in dieser Arbeit Nachbruchzustände nicht von Interesse sind, ist die Annahme des verwendeten Hysterese Modells nach Bild 5-6 b) eine zulässige Näherung.

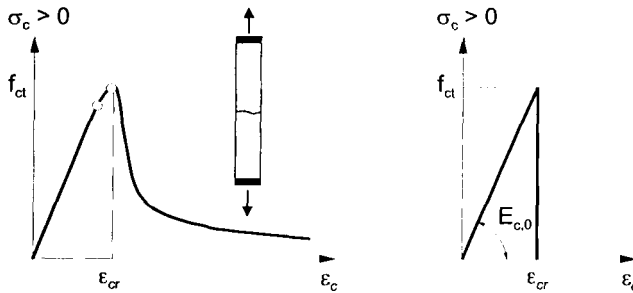


a) Spannungs-Dehnungsverhalten im zyklischen Versuch [Ste-1] b) Verwendetes Hysterese Modell

Bild 5-6: Beton unter wiederholter Druckbeanspruchung

5.2.1.5 Zugfestigkeit und Rissbildung

Das Lastverformungsverhalten des Stahl- und Spannbetons wird am stärksten durch die Bildung von Rissen nach der Überschreitung der Betonzugfestigkeit beeinflusst.



a) Spannungs-Dehnungsdiagramm b) Rechnerische Idealisierung

Bild 5-7: Spannungs-Dehnungsverhalten des Betons bei Zugbeanspruchung

5 Prognosemodell für den Schädigungsindikator von Spannbetonträgern

Wie bei Druckbeanspruchung weist der Beton auch bei Zugbeanspruchung ein nicht-lineares Materialverhalten auf. Bild 5-7 a) zeigt schematisch die Lastverformungslinie des zugbeanspruchten Betons, wie sie an einem prismatischen Zugstab ermittelt wurde.

Danach verhält sich der Beton bis kurz vor dem Erreichen der Zugfestigkeit nahezu linear-elastisch. Im Gegensatz zum einaxialen Druckversuch entsteht im Zugversuch ein einzelner Makroriss am Ort der geringsten Zugfestigkeit. Die plastischen Verformungen spielen sich innerhalb eines kleinen Bereiches in der Nähe des Risses ab, der sogenannten „Rissprozesszone“. Unter einer Zugbeanspruchung von etwa 90% der Zugfestigkeit kommt es in der Rissprozesszone zur Bildung von Mikrorissen, aus denen schließlich der Makroriss entsteht. Die Folge ist ein lokales „Aufweichen“ des Betons unmittelbar vor der Rissbildung (Bild 5-7 a). Die Nachrisszugfestigkeit des Betons resultiert aus der noch vorhandenen Kornverzahnung im Bereich des Risses. Sie nimmt mit wachsender Rissbreite jedoch schnell ab. Dies führt zu dem in Bild 5-8 dargestellten Maßstabseffekt, wonach sich die Nachrisszugfestigkeit je nach Bauteilhöhe unterschiedlich auf die Tragfähigkeit der Zugzone auswirkt.

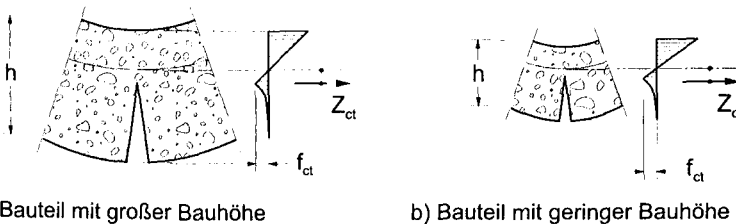


Bild 5-8: Maßstabseffekt

Bei gleichen Verhältnissen in den Bruchflächen (Kornverzahnung) weisen hohe Bauteile bei gleicher bezogener Druckzonenhöhe größere absolute Rissbreiten auf als Bauteile mit geringer Bauhöhe. Die Folge ist ein sinkender Einfluss der Nachrisszugfestigkeit bei steigender Bauteilhöhe. Dies spiegelt sich auch im Unterschied zwischen der zentrischen Zugfestigkeit f_{ct} und der höheren Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ der Standardprobekörper wider [DIN-1]. In [Hem-1] wurden verschiedene empirische Ansätze zur mathematischen Beschreibung des Maßstabeffektes verglichen. Danach wirkt er sich bei Bauteilen mit einer Bauhöhe von $h \geq 1,0$ m kaum noch auf

5 Prognosemodell für den Schädigungsindikator von Spannbetontträgern

das Tragverhalten aus. In dieser Arbeit wird der Maßstabseffekt daher vernachlässigt und als maßgebende, das Rissverhalten des Bauteils kennzeichnende Größe, die zentrische Zugfestigkeit angesetzt (Bild 5-7 b).

Die Zugfestigkeit f_{ct} des Betons ist eine stark streuende Größe. Sie hängt vor allem von den Eigenschaften des Zementsteins und der Haftung zwischen Zuschlag und Beton ab. Die Mittelwerte der zentrische Zugfestigkeit lassen sich nach Gl. (5-4) und Gl. (5-5) berechnen.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ MN/m}^2 \quad \text{Gl. (5-4)}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + f_{cm}/10) \quad \text{für } f_{ck} > 55 \text{ MN/m}^2 \quad \text{Gl. (5-5)}$$

Für die nichtlineare Berechnung von Stabtragwerken hat sich nach [Chen-1] der Ansatz einer abgeminderten zentrischen Zugfestigkeit bewährt. Sie entspricht etwa dem 5% Quantilwert nach [DIN-1].

$$f_{ct} = 0,73 \cdot f_{ctm} \quad \text{Gl. (5-6)}$$

Die Abminderung trägt dem Umstand Rechnung, dass im Gegensatz zum Prüfkörperbeton der Bauwerksbeton neben der äußeren Last auch durch Eigenspannungen, hervorgerufen durch Schwinden und Hydratation, beansprucht wird. Der Abminderungsfaktor von 0,73 wurde von EMPELMANN (zitiert in [Chen-1]) durch Auswertung von über 100 Versuchen ermittelt und in [Kön-1] grundsätzlich bestätigt. Die eigenen Berechnungen (Abschnitt 5.3) bestätigen im Wesentlichen diese Abminderung der Zugfestigkeit.

Zur rechnerischen Berücksichtigung der Rissbildung können zwei Modelle benutzt werden: das verschmierte und das diskrete Rissmodell. Beim diskreten Modell (Bild 5-9, links) werden Risse durch das Teilen des Elementnetzes erzeugt. Dies führt zu einer ständigen Vergrößerung der Elementzahl und damit zu einem stark erhöhten Rechenaufwand, der sich nur lohnt, wenn Rissbreiten auf direktem Wege

prognostiziert werden sollen [Stemp]. Da dies in vorliegender Arbeit nicht der Fall ist, genügt hier die Anwendung des verschmierten Rissmodells (Bild 5-9, rechts). Bei diesem Modell wird die Steifigkeit in Richtung der Zugbeanspruchung nach Überschreitung der Zugfestigkeit orthogonal zur Rissebene zu Null gesetzt. Damit bleibt die Struktur der Steifigkeitsmatrix während der Berechnung erhalten und der Rechenaufwand in Grenzen.

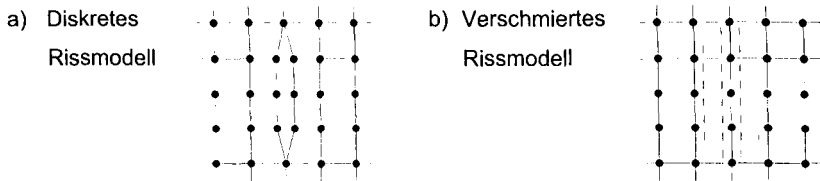


Bild 5-9: Diskretes und verschmiertes Rissmodell

5.2.2 Materialeigenschaften des Stahls

Nach dem Herstellungsverfahren wird zwischen naturharten bzw. warmverformten und kaltverformten Stählen unterschieden. Durch Kaltverformung wird das Korngefüge des Stahls neu ausgerichtet, was zu einer Querschnittsabnahme und, bezogen auf den verminderten Querschnitt, zur Festigkeitssteigerung führt [Rei-1]. Kaltverformter Stahl weist daher im Gegensatz zu warmverformtem Stahl keine ausgeprägte Fließgrenze und ein geringeres Verformungsvermögen auf. Bild 5-10 veranschaulicht den Effekt der Kaltverformung.

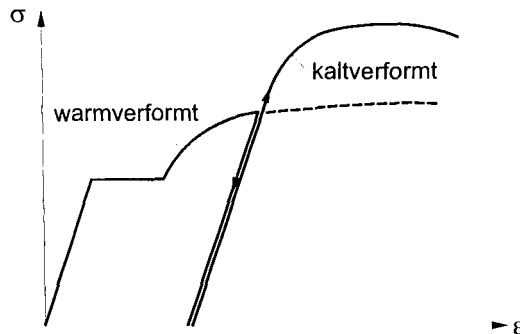


Bild 5-10: Effekt der Kaltverformung (nach [Rei-1])

5 Prognosemodell für den Schädigungsindikator von Spannbetonträgern

Wegen des stetigen Übergangs zwischen dem linear-elastischen Bereich und dem Fließbereich des kaltverformten Stahles wird bei letzterem die 0,2 % -Dehngrenze als Streckgrenze definiert. Auf Grundlage dieser Festlegung beschreibt DILGER (1966) die Spannungs-Dehnungslinie kaltverformter Stähle mit folgender Exponentialfunktion [Kre-1]:

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,002 \cdot \left(\frac{\sigma_s}{f_y} \right)^m \quad \text{Gl. (5-7)}$$

$$m = \frac{\ln(\varepsilon_{s,u}/0,002)}{\ln(f_t/f_y)}$$

Die Bezeichnungen sind Bild 5-11 zu entnehmen. Um auch für naturharte und warmverformte Stähle eine mathematische Beschreibung des Materialgesetzes zu formulieren, wird die Gleichung in [Kre-1] modifiziert und um einen Term zur Beschreibung des Fließ- und Verfestigungsbereiches erweitert:

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,002 \cdot \left(\frac{\sigma_s}{f_y} \right)^m \quad \text{für } \sigma_s \leq f_y \quad \text{Gl. (5-7)}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + \varepsilon_{s,n} + 0,002 \cdot \left(\frac{\sigma_s}{f_y} \right)^m \quad \text{für } \sigma_s > f_y \quad \text{Gl. (5-8)}$$

$$m = \frac{\ln[(\varepsilon_{s,u} - \varepsilon_{s,n})/0,002]}{\ln(f_t/f_y)}$$

Der Übergang vom linear-elastischen Bereich in den Fließbereich wird mit diesem Ansatz, ebenso wie beim kaltverfestigten Stahl, mit einem stetigen Verlauf durch die 0,2 %-Dehngrenze beschrieben. Damit lässt sich jedoch der abrupte Steifigkeitssprung beim warmverformten Stahl nur unzureichend erfassen. Eine einfache Modifikation kann erfolgen, indem in Gl. (5-7) anstelle des Wertes 0,002 (= 0,2 %) ein geringerer Wert der charakteristischen Dehngrenze zur Beschreibung der Fließspannung eingesetzt wird. Eigene Testrechnungen zeigten, dass auch ein

bilinearer Ansatz, wie in [DIN-1] angegeben, eine ausreichend genaue Beschreibung des linear-elastischen Bereiches bzw. des Fließbereiches des kaltverformten Stahles liefert.

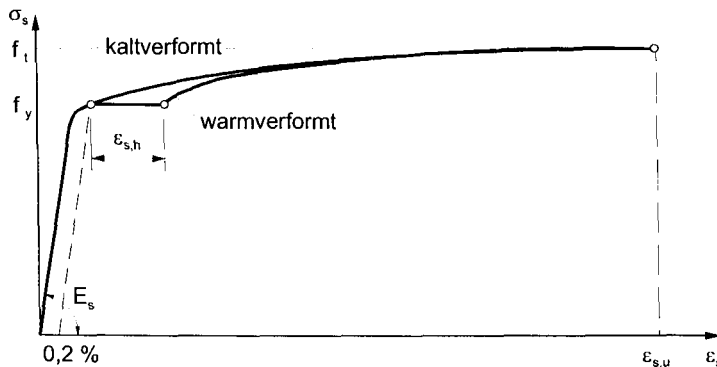


Bild 5-11: Stoffgesetze für Betonstahl (nach [Kre-1])

Wenn die Fließgrenze eines kaltverfestigten Stahls nicht durch die 0,2%-Dehngrenze, sondern durch eine davon abweichende Dehnung festgelegt ist, wird Gl. (5-7), wie oben beschrieben, ebenfalls modifiziert. Dies ist z. B. der Fall bei Spannstählen, die auf Grundlage von [DIN-1] zugelassen sind. Mit Hilfe dieser Spannungs-Dehnungslinien gelingt eine ausreichend genaue Beschreibung des Stahlverhaltens (siehe auch Bild 6-9). Auf die Darstellung weiterer analytischer Ansätze wird daher verzichtet und auf weiterführende Literatur verwiesen [Li-1].

5.2.3 Zusammenwirkung von Beton und Stahl

5.2.3.1 Grundsätzliches zum Zusammenwirken von Beton und Stahl

Neben den Materialeigenschaften der beiden Komponenten Stahl und Beton ist ihr Zusammenwirken entscheidend für das Tragverhalten des bewehrten Betons. Obwohl zwischen Beton und Stahl grundsätzlich ein verschieblicher Verbund besteht, erweist es sich hinsichtlich der rechnerischen Idealisierung als sinnvoll, zwischen starrem, verschieblichem und fehlendem Verbund zu unterscheiden (Bild 5-14).

5 Prognosemodell für den Schädigungsindikator von Spannbetonträgern

Von starrem und ggf. verschieblichem Verbund kann ausgegangen werden, wenn der Bewehrungsstahl im umgebenden Beton eingebettet ist. Bei Vorspannung mit Verbund wird nach der Herstellart zwischen sofortigem und nachträglichem Verbund unterschieden. Vorspannung mit sofortigem Verbund entsteht unmittelbar beim Erhärten des Betons, während nachträglicher Verbund erst nach dem Anspannen der Spannglieder durch das Verpressen des Zwischenraums zwischen Spannstahl und Hüllrohr hergestellt wird. Die Verbundkraftübertragung bei Vorspannung mit Verbund ist für beide Verbundarten ähnlich und hängt grundsätzlich von folgenden Faktoren ab [Heg-1]:

- Haftung zwischen Stahl und Beton (Haftverbund),
- Scherwiderstand der profilierten Stahloberfläche (Scherverbund) und
- Reibung infolge der Oberflächenrauigkeit (Reibverbund).

Vorspannung mit nachträglichem Verbund weist gegenüber Vorspannung mit sofortigem Verbund eine etwas geringere Verbundfestigkeit auf [Tro-1].

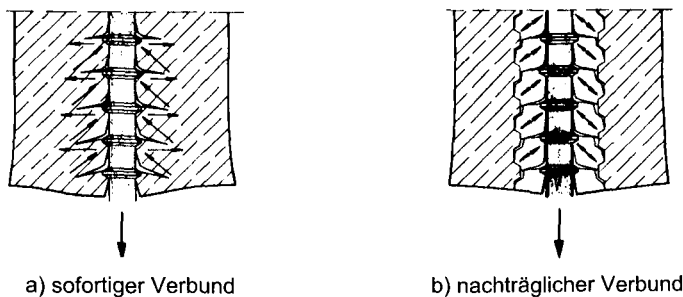


Bild 5-12: Prinzip der Verbundkraftübertragung zwischen Spannstahl und Beton [Tro-1]

Bei Vorspannung ohne Verbund treten keine bzw. vernachlässigbare Verbundkräfte zwischen Stahl und Beton auf. Bild 5-13 zeigt einverbundloses Spannglied, welches aus einer Litze mit einer werkseitig hergestellten Korrosionsschutzmasse und einer PE-Ummantelung besteht. Der sehr geringe Reibungsbeiwert solcher Monolitzen von $\mu = 0,06$ rechtfertigt die Annahme eines fehlenden Verbundes.

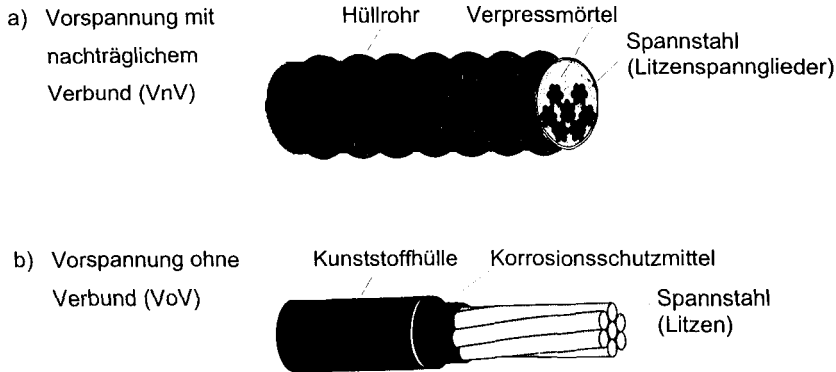


Bild 5-13: Vorspannung mit nachträglichem und ohne Verbund [Col-1]

Die Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton bzw. die daraus resultierenden Effekte lassen sich mit der FEM grundsätzlich auf zwei Arten erfassen (Bild 5-14):

- direkt durch verschiebliche Kopplung von Stahl- und Betonelemente mittels Verbundelementen (Bond-Link-Elemente), wobei die Verbundeigenschaften allein durch die Verbundelemente abgebildet werden und
- indirekt durch starre Ankopplung der Stahl- an die Betonelemente und Modifikation der Materialgesetze von Stahl oder Beton [Keu-1].

Mittels direkter Erfassung der Verbundwirkung durch Verbundelemente gelingt die Beschreibung lokaler Effekte, z. B. im Verankerungsbereich von Spanngliedern. Dabei wird das Verbundverhalten durch Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen beschrieben, die aus Ausziehversuche gewonnen werden [Tro-1] [Li-1]. Im Abschnitt 5.2.3.3 dieser Arbeit wird beschrieben, wie sich Verbundelemente zur Modellierung der Vorspannung ohne Verbund nutzen lassen.

Bei der indirekten Berücksichtigung der Verbundwirkung werden die Verbundbeziehungen durch die Modifikation der Materialgesetze von Beton oder Stahl erfasst. Dazu wird ein Verbundkörper mit endlicher Länge betrachtet, bei dem anstelle von Spannungen und Dehnungen nunmehr Kräfte und zugehörige Wege

ermittelt werden. Die Modifikation besteht darin, dass diese Kräfte und Wege auf Querschnittsflächen bzw. Längen bezogen werden und damit wieder in Form von Spannungs-Dehnungslinien vorliegen. Zu jedem modifizierten Materialgesetz sind daher immer die Flächenanteile der beiden Verbundpartner mit anzugeben. Da die im Versuch ermittelten Wege auf die Länge des gesamten Versuchskörpers zu beziehen sind, lassen sich diese Weise nur gemittelte Spannungs-Dehnungslinien erzeugen. Aus diesem Grund ist die Anwendung modifizierter Materialgesetze immer dann möglich, wenn auch Mittelwerte der Ergebnisgrößen von Interesse sind. Dies ist immer der Fall, wenn Ergebnisse durch Integration über die Bauteillänge gewonnen werden (z. B. Durchbiegungen und Rotationswinkel). Auch bei lokalen Größen wie Dehnungen und Spannungen interessieren oft nur die Mittelwerte, wohl wissend, dass lokal abweichende Werte auftreten. In Abschnitt 5.2.3.4 wird näher erläutert, wie Verbundeffekte indirekt durch Erfassung der mittragenden Wirkung des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt werden.

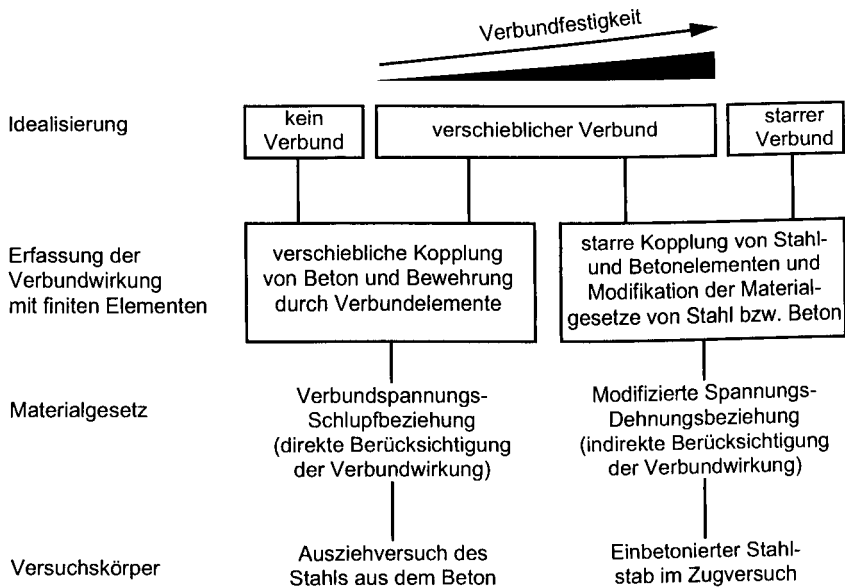


Bild 5-14: Möglichkeiten der Berücksichtigung der Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton im FE-Modell

5.2.3.2 Berücksichtigung der Betonstahlbewehrung

Zur Abbildung der Bewehrung im Finite-Element-Modell stehen grundsätzlich zwei Möglichkeiten zur Verfügung: die verschmierte und die diskrete (eingefügte) Modellierung.

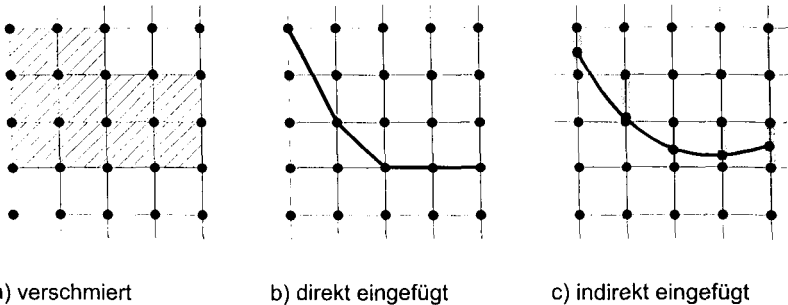


Bild 5-15: Möglichkeiten der Berücksichtigung der Bewehrung

Bei der verschmierten Modellierung wird die Bewehrung als gleichmäßig verteilter Volumenanteil des Betonelementes in eine vorgegebene Richtung definiert. Daraus resultiert ein Zweikomponentenstoffgesetz des Stahlbetonelementes. Mit verschmierter Bewehrung lassen sich Makromodelle von Stahlbetontragwerken mit gleichmäßigen Bewehrungsnetzen auf einfache Weise abbilden.

In vorliegender Arbeit wird das in Bild 5-16 dargestellte achtknotige Stahlbeton-Volumenelement SOLID65 verwendet. Das Element besitzt drei Freiheitsgrade je Knoten und acht Integrationspunkte. Es lassen sich bis zu drei in beliebige Raumrichtungen verlaufende Bewehrungen als Volumenanteil des Stahlbetonelementes definieren. Als Versagensformen kommen der Betonbruch bei Überschreitung der Druckfestigkeit und das Aufreißen bei Überschreitung der Zugfestigkeit infrage, wobei das in Abschnitt 5.2.1.5 beschriebene verschmierte Rissmodell zur Anwendung kommt. Das verwendete Bruchmodell für den Beton entspricht dem Ansatz von WILLIAM/WARNKE (dreiaxiale Versagensfläche) [Ans-1] [Ste-1].

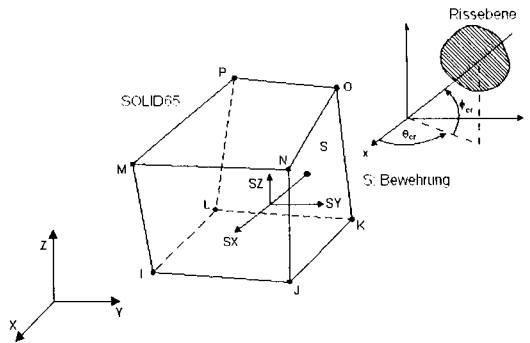


Bild 5-16: Element SOLID65 mit Darstellung der Rissebene

Die Modellierung von Trägern durch Volumenelemente erfordert das in Bild 5-17 exemplarisch dargestellte Schichtenmodell, bestehend aus Bewehrungszonen mit unterschiedlichen Bewehrungsgehalten. Die Schichtdicken orientieren sich an den Bewehrungsabständen des abzubildenden Querschnitts. Ist dies wegen geometrischer Zwangspunkte nicht möglich, sind die Bewehrungsgehalte so auf die Bewehrungszonen des FE-Modells aufzuteilen, dass der Gesamtbewehrungsgrad und der effektive Randabstand der Bewehrung dem des zu modellierenden Querschnitts entspricht. Die Bedingungsgleichungen zur Bestimmung der äquivalenten Bewehrungsquerschnitte \bar{A}_s lauten demnach:

$$\sum_n \bar{A}_{s,n} = \sum_n A_{s,n} \quad (\text{Bedingung 1}) \quad \text{Gl. (5-9)}$$

$$\sum_n \bar{A}_{s,n} \cdot \bar{d}_n = \sum_n A_{s,n} \cdot d_n \quad (\text{Bedingung 2}) \quad \text{Gl. (5-10)}$$

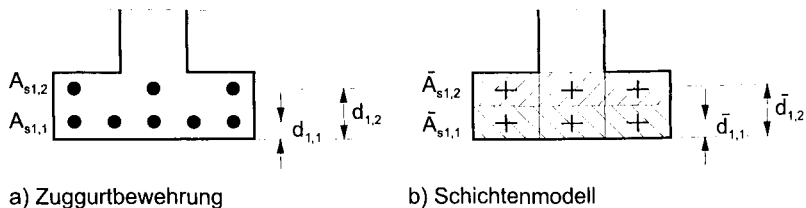


Bild 5-17: Äquivalente Bewehrung des Zuggurtes

Die Auswertung der oben stehenden Gleichungen führt für den in Bild 5-17 dargestellten Zuggurt mit zwei Bewehrungslagen zu den in Gl. (5-11) und Gl. (5-12) angegebenen modifizierten Bewehrungsmengen.

$$\bar{A}_{s,1,1} = \frac{A_{s1,1} \cdot d_{1,1} + A_{s1,2} \cdot d_{1,2} - \bar{d}_{1,2} \cdot (A_{s1,1} + A_{s1,2})}{\bar{d}_{1,1} - \bar{d}_{1,2}} \quad \text{Gl. (5-11)}$$

$$\bar{A}_{s,1,2} = A_{s1,1} + A_{s1,2} - \bar{A}_{s,1,1} \quad \text{Gl. (5-12)}$$

5.2.3.3 Berücksichtigung der Vorspannung mit und ohne Verbund

Die Spannglieder werden diskret durch Stabelemente vom Typ LINK8 mit drei Translations-Freiheitsgraden je Knoten modelliert. Durch Einprägung einer initialen Vordehnung wird die Vorspannung des Stabelementes erzeugt [Ans-1].

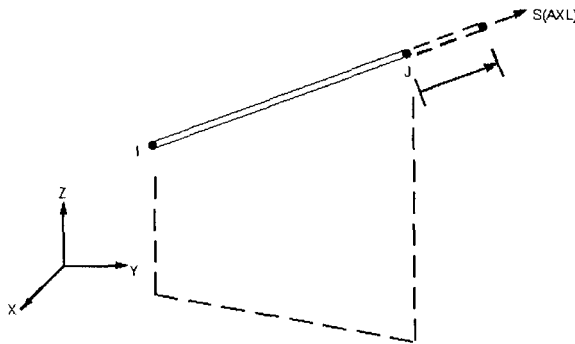


Bild 5-18: Stabelement mit eingepprägter Initialverformung [Ans-1]

Die Stabelemente werden indirekt über Verformungsbeziehungen (Constraint Equations) mit dem Stahlbeton-Elementnetz verknüpft (Bild 5-15 c). Die Verschiebungen der Stabelementknoten lassen sich aus den benachbarten Stahlbeton-Elementknoten linear interpolieren. Im Gegensatz zur direkten Ankopplung (Bild 5-15 b) gelingt nach [Spe-2] auf diese Weise die Modellierung beliebiger

Spanngliedverläufe, ohne dass dazu eine Anpassung des Stahlbeton-Elementnetzes erforderlich ist.

Wie bereits in Abschnitt 5.2.3.1 erwähnt, lässt sich der verschieblicher Verbund zwischen Spannstahl und Beton durch das Einfügen zusätzlicher Verbundelemente (Bond-Link-Elemente) abbilden. Die Verbundelemente sind Federn, die keine räumliche Ausdehnung benötigen, d. h., die zu verknüpfenden Knoten dürfen am selben geometrischen Ort liegen (Koinzidenz) (siehe Bild 5-19).

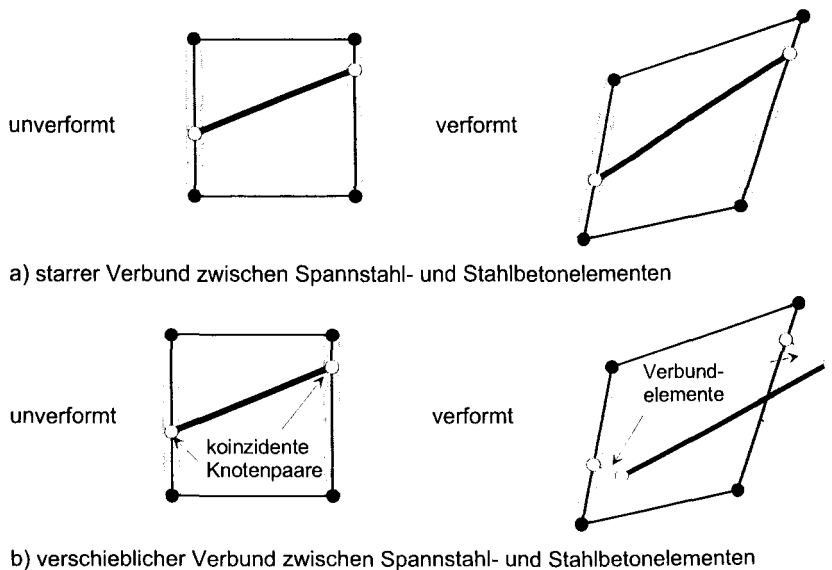


Bild 5-19: Berücksichtigung des Verbundes bei eingefügter Modellierung

Einen Grenzfall des verschieblichen Verbundes stellt die verbundlose Vorspannung dar. In diesem Fall wird die freie Beweglichkeit des Spannstahls in Längsrichtung durch ebenfalls in diese Richtung wirkende Verbundelemente mit gegen Null gehender Steifigkeit simuliert. Der Kontakt zum Hüllrohr lässt sich durch orthogonal zum Spanngliedverlauf orientierte Verbundelemente mit unendlich großer Steifigkeit abbilden. Bild 5-20 zeigt schematisch das Modellierungskonzept für verbundlose Vorspannung.

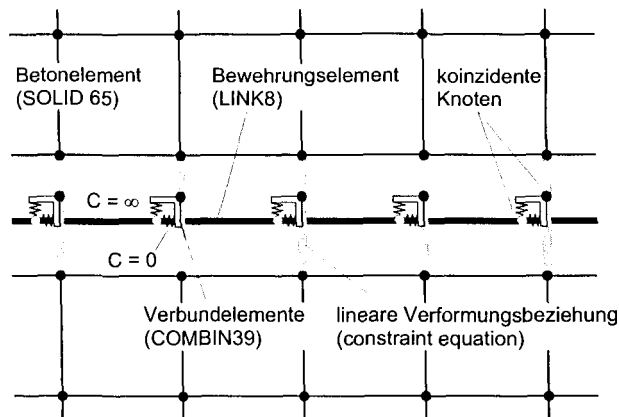


Bild 5-20: Modellierung verbundloser Vorspannung mit ANSYS

Schwierigkeiten ergeben sich bei der Modellierung von verbundloser Vorspannung bei umgelenkten Spanngliedern. Hinsichtlich der Tragwirkung lässt sich diese Vorspannung mit einem Seil vergleichen, das über reibungsfrei gelagerte Rollen geführt wird. Wie in Bild 5-21 links dargestellt ist, schmiegt sich das Seil an die Rolle entsprechend dem Umlenkwinkel α an und erzeugt dabei eine resultierende Umlenkkraft U in Richtung der Winkelhalbierenden. Die Seilkraft P bleibt dabei unverändert. Dies bedeutet im Umkehrschluss, dass sich eine Stabkraft verlustfrei umlenken lässt, wenn der Knoten an der Umlenkstelle ausschließlich in Richtung der Halbierenden des Umlenkwinkels gelagert ist (Bild 5-21 rechts). Ähnliche Ansätze zur Modellierung der verbundlosen Vorspannung sind in [Ara-1] und [Hyl-1] zu finden. Die Berücksichtigung von Spannkraftverlusten aus Gleitreibung gegenüber dem Hüllrohr erfolgt auf einfache Weise durch Ansatz einer endlichen Federsteifigkeit des in Spannglied-längsrichtung orientierten Verbundelementes.

Zur Implementierung der Verbundelemente in das FE-Modell werden zunächst lokale kartesische Knotenkoordinatensysteme (LKK) eingeführt. Die LKK orientieren sich an jeder Stützstelle des Spannglied-Polygonzuges in die jeweilige Richtung der Umlenkwinkelhalbierenden (siehe dazu auch Bild 6-23). Für die nach den LKK ausgerichteten Verbundelementen können nun einheitliche Verbundgesetze angesetzt werden, ohne dass eine Berücksichtigung der Spanngliedumlenkung erfolgen muss.

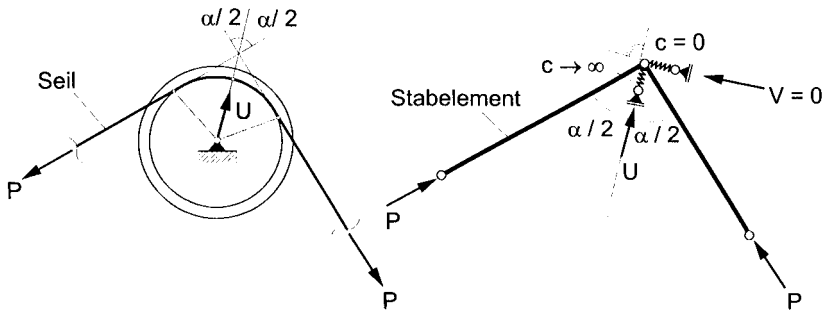


Bild 5-21: Rollengleichnis

Bild 5-22 zeigt die geometrischen Beziehungen zwischen globalem und lokalem Knotenkoordinatensystem an der Umlenkstelle n. Die auf Basis dieser Beziehungen gewonnenen Bestimmungsgleichungen für die Drehwinkel φ_n der lokalen Koordinatensysteme wird in Gl. (5-13) gegeben.

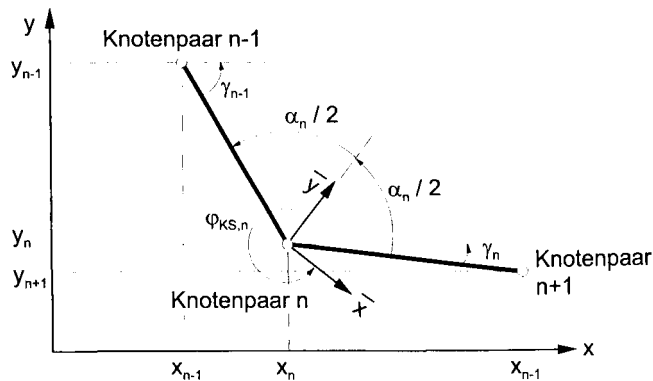


Bild 5-22: Globales und lokales Koordinatensystem am Knotenpaar n

$$\varphi_{KS,n} = 360^\circ - \frac{\gamma_{n-1}}{2} - \frac{\gamma_n}{2} \quad \text{Gl. (5-13)}$$

$$\gamma_{n-1} = \arctan\left(\frac{y_n - y_{n-1}}{x_n - x_{n-1}}\right) \quad \text{bzw.} \quad \gamma_n = \arctan\left(\frac{y_{n+1} - y_n}{x_{n+1} - x_n}\right)$$

Nachfolgend wird zusammenfassend dargestellt, wie die Generierung der Bewehrung der Spannbetontträger erfolgt (s. a. Ablaufdiagramm in Bild 5-23).

1. Erstellung des Trägermodells aus Stahlbeton-Volumenelementen und Zuweisung der verschmierten Betonstahlbewehrung zu den einzelnen Bewehrungszonen unter Einhaltung der in den Gleichungen Gl. (5-9) und Gl. (5-10) formulierten Bedingungen.
2. Generierung koinzidenter Knotenpaare an den äquidistanten Stützstellen der den Spanngliedverlauf beschreibenden Funktion. Die lokalen Koordinatensysteme beider Knoten werden um den Winkel φ_{KS} nach dem in Bild 5-22 dargestellten Schema gedreht.
3. Die koinzidenten Knotenpaare an jeder Stützstelle werden unter Zugrundelegung des gedrehten Knotenkoordinatensystems untereinander durch Verbundelemente verkoppelt. In Abhängigkeit der Verbundart erhalten die Verbundelemente eine unendlich hohe Federsteifigkeit (starrer Verbund), eine endliche Federsteifigkeit (verschieblicher Verbund) oder eine gegen Null gehende Federsteifigkeit (Vorspannung ohne Verbund). Die Spann- und Festanker bei Vorspannung ohne Verbund werden durch starren Verbund simuliert.
4. Das Spannglied wird generiert, indem jeweils ein Knoten der koinzidenten Knotenpaare wird dem zugehörigen Knoten der benachbarten Stützstellen durch Stabelemente verbunden wird. Die noch freien Knoten am anderen Ende der Verbundelemente werden mit den benachbarten Knoten der Stahlbeton-Volumenelemente über lineare Verformungsbeziehungen (Constraint Equations) verknüpft. Damit ist die eigentliche Modellierung der Vorspannung abgeschlossen.
5. Durch Einprägen einer initialen Vordehnung der Stabelemente erfolgt das Aufbringen der Vorspannung. Nach der Berechnung des Lastfalles „Eigengewicht und Vorspannung“ kann, falls erforderlich, eine Korrektur der Vordehnungen zur Berücksichtigung der Eigengewichtswirkung (Hängewerkswirkung) und der Trägerverkürzung vorgenommen werden.

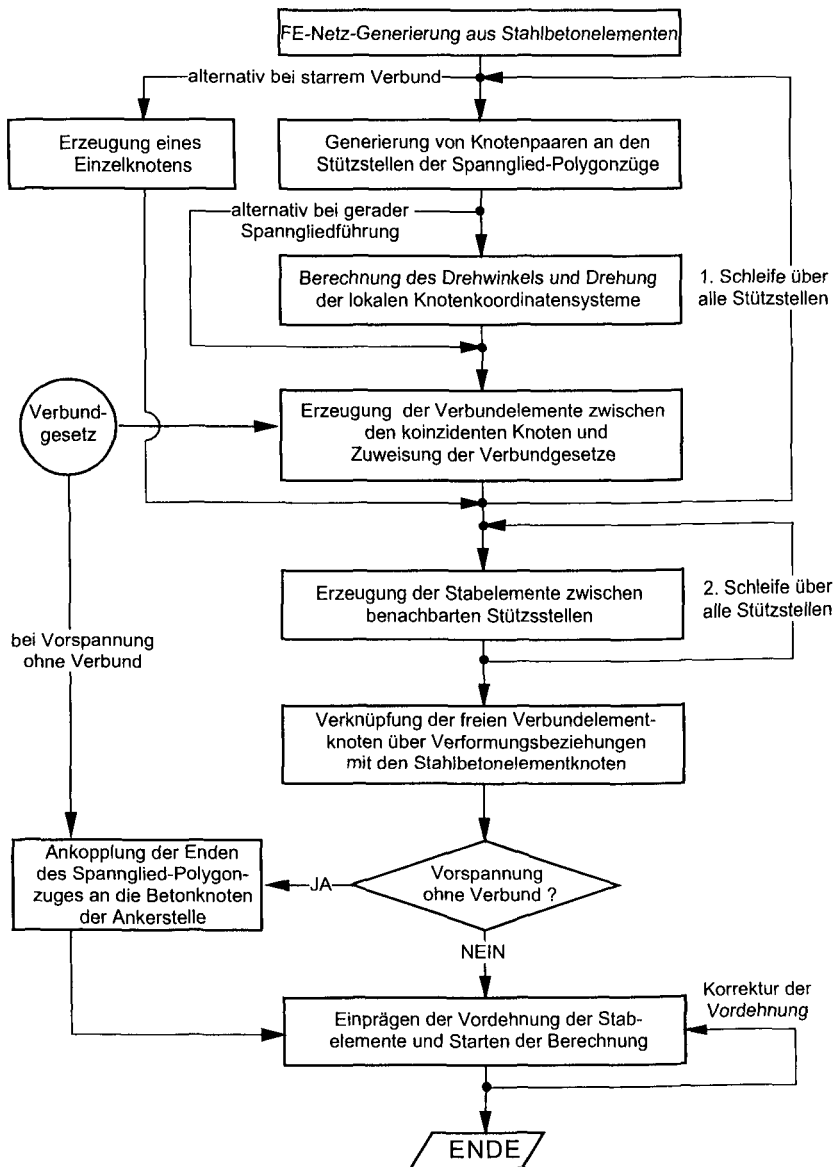


Bild 5-23: Ablauf der FE-Modellierung vorgespannter Betontträger

5.2.3.4 Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen

Aufgrund der Verbundwirkung ist der Beton in der Lage, sich auch zwischen den Rissen am Lastabtrag zu beteiligen. Die zugversteifende Wirkung des Betons (Tension Stiffening Effect) lässt sich am einfachsten am Stahlbetonzugglied ermitteln, wie es in Bild 5-24 dargestellt ist. Im ungerissenen Zustand verteilt sich die angreifende Kraft F entsprechend der Dehnsteifigkeiten auf die beiden Verbundpartner Stahl und Beton. Nach der Rissbildung werden über die Verbundwirkung Zugkräfte in den Beton übertragen, so dass dieser weiterhin einen (wenn auch geringeren) Zugkraftanteil erhält. Dieser Anteil bleibt im Bereich der abgeschlossenen Rissbildung nahezu konstant. Auch nach Überschreitung der Fließspannung des Betonstahles wirkt der Beton unvermindert bei der Abtragung der Zugspannungen mit. Wegen der nun stark verminderten Steifigkeit des Stahls steigt, relativ gesehen, der Betonanteil.

Wie bereits in Abschnitt 5.2.3.1 erläutert, kann die rechnerische Berücksichtigung der Betonmitwirkung durch Modifikation der Spannungs-Dehnungslinien des Stahls oder Betons erfolgen. Die modifizierte Spannungs-Dehnungslinie des einbetonierten Stahls wird direkt aus dem Versuch gewonnen. Zieht man von dieser Spannungs-Dehnungslinie die des „nackten“ Stahles ab und multipliziert die Spannungsdifferenz mit dem effektiven Bewehrungsgrad der Zugzone, ergibt sich die modifizierte Arbeitslinie des Betons auf der Zugseite. Bild 5-24 zeigt die modifizierten Spannungs-Dehnungslinien nach DIN 1045-1 [DIN-1]. Die zur Ermittlung des effektiven Bewehrungsgrades mitwirkende Betonfläche $A_{c,eff}$ ergibt sich für Balkenquerschnitte nach [DIN-1] aus der gesamten Balkenbreite und dem 2,5-fachen Randabstand der Bewehrung (Bild 5-25 c). Dieser Ansatz geht auf einen Vorschlag von GERGELY/LUTZ (1968) zurück, wobei die Autoren jedoch die effektive Zugzonenhöhe mit $2 \cdot d$, definieren [Elig-1] (Bild 5-25, b). Die auf diese Weise fest definierte effektive Mitwirkungsfläche ändert sich bei steigendem Bewehrungsgehalt nicht mehr. Daher nimmt bei wachsender Bewehrungsmenge die anteilige Mitwirkung des Betons ab. Hoch bewehrte Bauteile weisen daher einem im Verhältnis zum Stahlquerschnitt niedrigen Mitwirkungsanteil der Bewehrung auf. Bei schwach bewehrten Querschnitten wird der Mitwirkungsanteil des Betons durch den Ansatz einer festen Mitwirkungsfläche überschätzt. Hier empfiehlt sich die Verwendung des in Bild 5-25 a) dargestellten Ansatzes [CEB-3].

5 Prognosemodell für den Schädigungsindikator von Spannbetonträgern

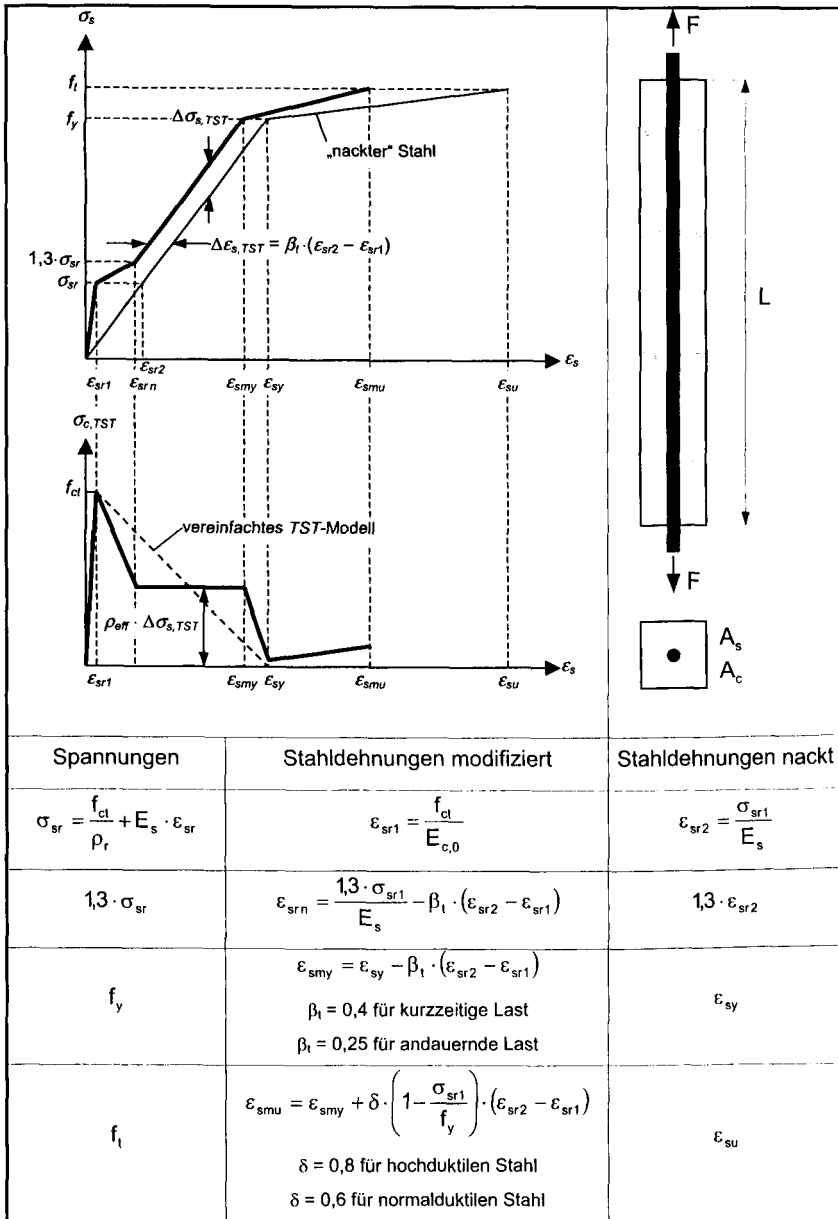


Bild 5-24: Erfassung der Betonmitwirkung (Abbildung oben links aus [Six-1])

Dieses Modell beschreibt die Mitwirkungszone für jeden einzelnen Stahl. Danach steigt die Mitwirkung des Betons mit jedem zusätzlich eingelegten Stahl. Erst nachdem der Beton auf der gesamten Breite zum Mittragen aktiviert wurde, sinkt bei weiterer Bewehrungserhöhung der relative Zug-Traganteil des Betons.

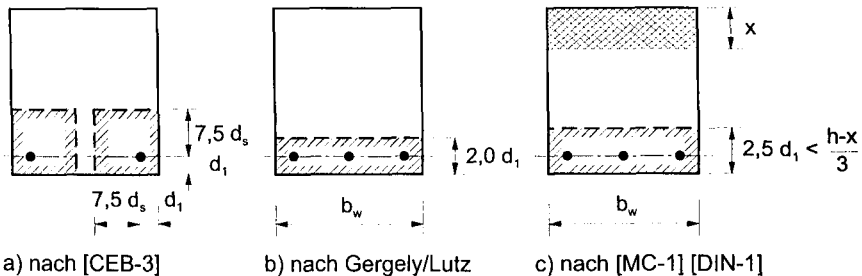


Bild 5-25: Ansätze zur Definition der mitwirkenden Betonfläche $A_{c,eff}$

Bei der Implementierung modifizierter Spannungs-Dehnungslinien in das Finite Spannbetonträgermodell sind folgende Punkte zu beachten:

- In den modifizierten Materialgesetzen ist Betonzugfestigkeit der effektiven Zugzone bereits enthalten. Um in diesem Falle eine doppelte Berücksichtigung des Betonanteils zu vermeiden, muss in der effektiven Zugzone die Zugfestigkeit des Betons zu Null gesetzt werden. Diese Vorgehensweise ist jedoch nur dann gerechtfertigt, wenn es sich um ein stabförmiges Bauteil unter einaxialer Belastung handelt. Ist dies, wie z. B. bei einem Balken unter Torsionsbeanspruchung, nicht der Fall, würde das bereichsweise Ausschalten der Betonzugfestigkeit zu einer Verfälschung der Rechenergebnisse führen, da die modifizierte Längsbewehrung nicht in Richtung der Hauptzugspannungen wirkt.
- Vermieden werden könnte dieser Fehler, indem der Betonanteil vor der Rissbildung aus den modifizierten Arbeitslinien entfernt wird. Dies führt jedoch zu einem sprunghaften Anstieg der Spannungen nach dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit. Eine derartige Unstetigkeitsstelle im Materialgesetz wirkt sich äußerst ungünstig auf die Gleichgewichtsiteration aus.

- Die Formulierungen der in Rechenprogrammen verfügbaren Materialgesetze gestatten üblicherweise keine Steifigkeitssprünge im Nulldurchgang der Arbeitslinien. Daher ist es nicht möglich, das Materialgesetz des Stahles nur auf der Zugseite zu modifizieren. Eine Modifizierung der Spannungs-Dehnungslinie des Stahls auf der Zug- und Druckseite würde bei Beanspruchungen mit wechselndem Vorzeichen zu fehlerhaften Berechnungen führen. Dies ist generell der Fall bei Bewehrung im Bereich der vorgedrückten Betonzugzone von Spannbetonbauteilen.
- Bei der Modifikation der Betonarbeitslinien ist zu beachten, dass die Nachrisszugfestigkeit nur in Richtung der Bewehrung wirkt, also kein isotropes Materialverhalten vorliegt.

Um Kenntnis darüber zu erlangen, wie stark sich der Zugversteifungseffekt auf die Durchbiegungen profilierter Spannbetonträger auswirkt, wurden vom Verfasser Vergleichsberechnungen durchgeführt und mit den Ergebnissen der von CAFLISCH und THÜRLIMANN [Caf-1] geprüften Versuchsträger verglichen (siehe auch Kapitel 5.3 und Anhang 1). Untersucht worden sind zwei Träger mit unterschiedlichen Vorspanngraden bei gleicher Biegetragfähigkeit. Bild 5-26 zeigt die nach den genauen und vereinfachten Ansätzen gemäß Bild 5-24 modifizierten Stoffgesetze beider Balken.

Balken A1 weist einen Vorspanngrad von ca. 25% und einen hohen Anteil schlaffer Bewehrung auf. Die zweilagige untere Betonstahlbewehrung rechtfertigt den Ansatz des gesamten Zugflansches als mitwirkende Betonfläche. Auch ohne Ansatz des Spannstahlquerschnitts ist der Bewehrungsgrad so hoch, dass der Mitwirkungsanteil des Betons vergleichsweise gering ist. Ein anderes Bild ergibt Balken A4 mit hohem Vorspanngrad und entsprechend geringer Betonstahlbewehrung. Auch wenn hier der, nach Meinung des Verfassers, zutreffende Ansatz a nach Bild 5-25 zur Ermittlung der mitwirkenden Betonfläche angesetzt wurde, ist der Bewehrungsgrad so gering, dass der auf den Einzelstab bezogene Mitwirkungsanteil des Betons vergleichsweise groß ist. Die im Hüllrohr verlaufende Vorspannung mit nachträglichem Verbund blieb auch hier bei der Ermittlung der modifizierten Arbeitslinien unberücksichtigt.

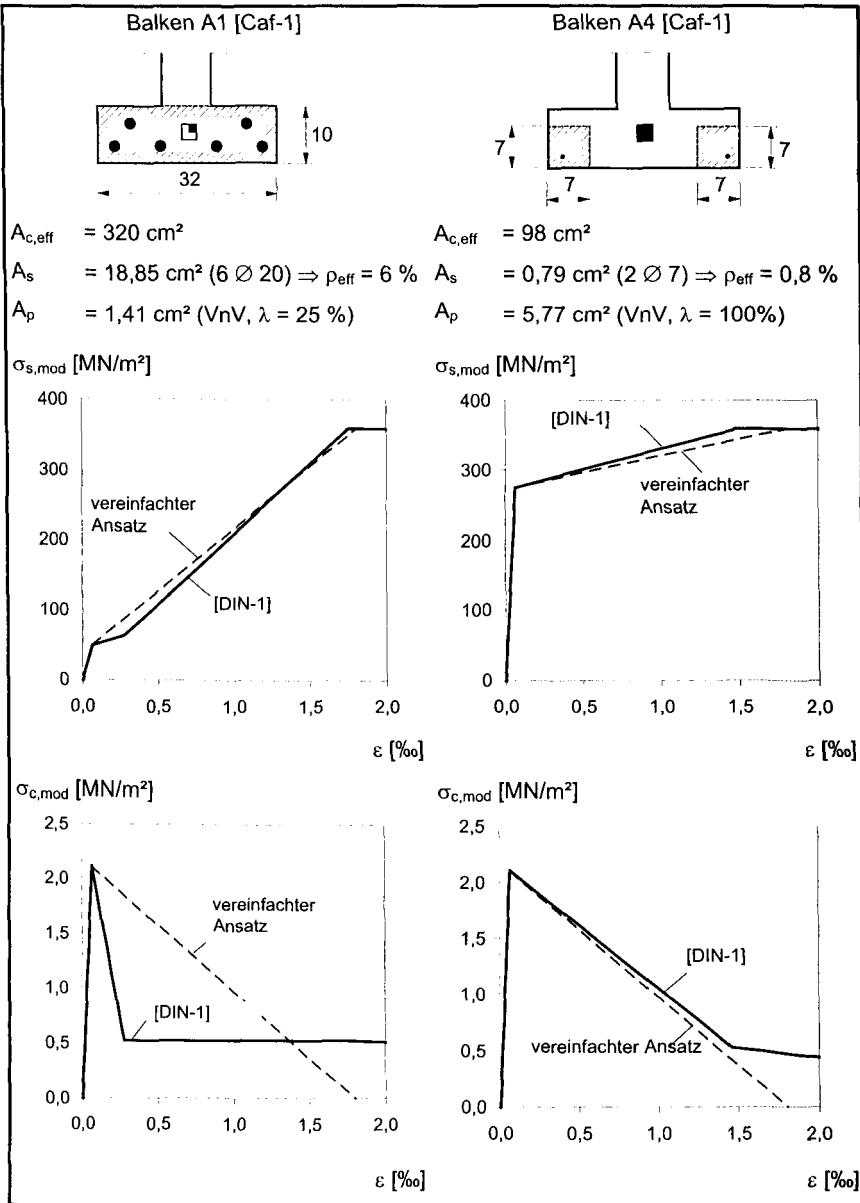


Bild 5-26: Modifizierte Stoffgesetze der Balken A1 und A4 [Caf1]

5 Prognosemodell für den Schädigungsindikator von Spannbetonträgern

In Bild 5-27 sind oben die auf Grundlage der modifizierten Stoffgesetze ermittelten Momenten-Krümmungsbeziehungen beider Balken dargestellt.

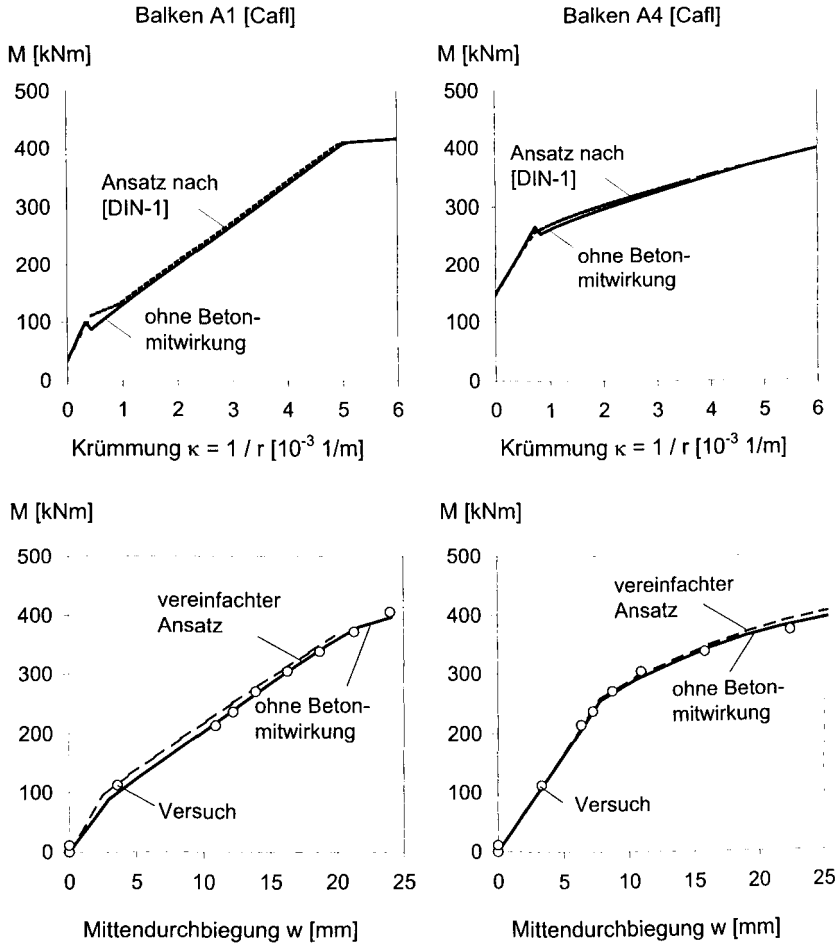


Bild 5-27: Auswirkung des Zugversteifungseffektes auf Querschnitts- und Bauteilebene (siehe auch Anhang 1)

Bei beiden Balken zeigt sich eine vergleichsweise geringe Betonmitwirkung unter Zugbeanspruchung. Auch beim Balken 4 ist der Zugversteifungseffekt gering. Obwohl die Modifikation der Arbeitslinien, für sich gesehen, signifikant ist, gilt sie doch für nur geringe Flächenanteile der Bewehrung bzw. des Betons.

Im Weiteren wurde der Einfluss des Zugversteifungseffektes auf Bauteilebene durch Vergleichsberechnungen mit der FEM untersucht. Wegen der bereits beschriebenen Schwierigkeiten bei der Implementierung modifizierter Stoffgesetze erfolgte die Simulation des Zugversteifungseffektes durch zusätzliche druckschlaffe Federn mit nichtlinearer Federkennlinie. Die Federn sind parallel zur Betonstahlbewehrung orientiert. Weil der genaue Ansatz nach [DIN-1] aufgrund seiner Unstetigkeit zu Konvergenzproblemen der Gleichgewichtsiteration führte, wurde die Federkennlinie auf Grundlage des vereinfachten Ansatzes nach Bild 5-28 berechnet. Die Zugtragfähigkeit der effektiven Beton-Mitwirkungsfläche ist in der Federkennlinie bereits enthalten. Deshalb wurde die Zugfestigkeit der entsprechenden Elemente zu Null gesetzt (vgl. Bild 5-28 links).

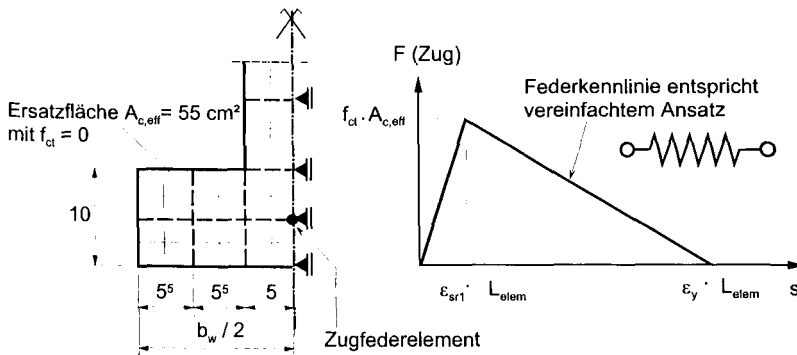


Bild 5-28: Federmodell zur Abbildung des Zugversteifungseffektes und modifiziertes FE-Modell am Beispiel des Balkens A4

Wie aus Bild 5-27 unten hervorgeht, liegen die Berechnungsergebnisse mit und ohne Berücksichtigung des Zugversteifungseffektes beim Balken A4 dicht beieinander. Dies entspricht der Erwartung, da hier der vereinfachte Ansatz gut mit dem genaueren Ansatz nach [DIN-1] übereinstimmt. Wegen der großen Abweichung zwischen beiden Ansätzen beim Balken A1 weichen dort auch die

Lastverformungskurven stärker voneinander ab. Berücksichtigt man dies beim Vergleich mit den Versuchswerten, ist kaum noch ein Einfluss des Zugversteifungseffektes erkennbar. Seine Auswirkungen auf die Trägerdurchbiegungen liegen im Bereich der Ungenauigkeit der Berechnung, die im Spannbetonbau wegen ihrer Empfindlichkeit gegenüber Streuungen der Beanspruchung aus Vorspannung und Last ohnehin vergleichsweise groß ist (Differenz gleichgroßer Zahlen) [König-1] [Heu-1]. Hinzu kommt, dass die verbundabhängige Betonmitwirkung im Bereich lokaler Schädigungen ohnehin gering sein dürfte. Aus diesen Gründen wird in dieser Arbeit auf die numerisch aufwändige Berücksichtigung des Zugversteifungseffektes verzichtet.

5.3 Vergleichsberechnungen zur Validierung des Modells

Zur Überprüfung der Richtigkeit des Berechnungsmodells wurden Versuche an vorgespannten Einfeldträgern nachgerechnet. Dabei handelte es sich um 10 Versuchsträger im Labormaßstab mit Stützweiten von 6,0 m und einen Versuchsträger im Maßstab 1:1 mit einer Stützweite von ca. 25 m.

5.3.1 Laborträger

5.3.1.1 Nachgerechnete Versuchsträger

Insgesamt wurden 10 Laborträger aus zwei Versuchsreihen nachgerechnet.

EIBL, MORA UND STRAUß [Eib-1] untersuchten das Rotationsvermögen von Spannbeton-Einfeldträgern mit Rechteckquerschnitt, die unterschiedliche Spanngliedverläufe bei etwa gleicher Biegetragfähigkeit aufwiesen. In einem umfangreichen Messprogramm wurden für verschiedene Messorte die Durchbiegungen, die Dehnungen der Vorspannbewehrung und der schlaffen Bewehrung sowie die Randstauchungen der Betondruckzone gemessen.

CAFLISCH UND THÜRLIMANN [Caf-1] führten Biegeversuche an teilweise vorgespannten Einfeldträgern mit I-Querschnitt durch, wobei die Vorspanngrade zwischen 25% und 100% lagen. Die schlaffe Zulagebewehrung wurde für jeden Balken so gewählt, dass alle Balken etwa dieselbe Biegetragfähigkeit aufwiesen.

5 Prognosemodell für den Schädigungsindikator von Spannbetonsträgern

Die wesentlichen Variationsparameter der Versuche waren:

- die Querschnittsform,
- der Verlauf der Vorspannung über die Trägerlänge,
- der Vorspanngrad,
- die Verbundart (Vorspannung mit/ohne Verbund),
- der Bewehrungsgehalt und die
- Art der Belastung (zyklisch/monoton).

Die Balken sind in den nachfolgenden Abbildungen dargestellt. Alle wesentlichen geometrischen Kennwerte und Bewehrungskenngrößen können Tabelle 5-1 entnommen werden.

Der in Tabelle 5-1 angegebenen Vorspanngrad λ der einzelnen Versuchsträger wurde nach Gl. (5-14) berechnet.

$$\lambda = \frac{A_p \cdot f_{y,p}}{A_p \cdot f_{y,p} + A_s \cdot f_{y,s}} \quad \text{Gl. (5-14)}$$

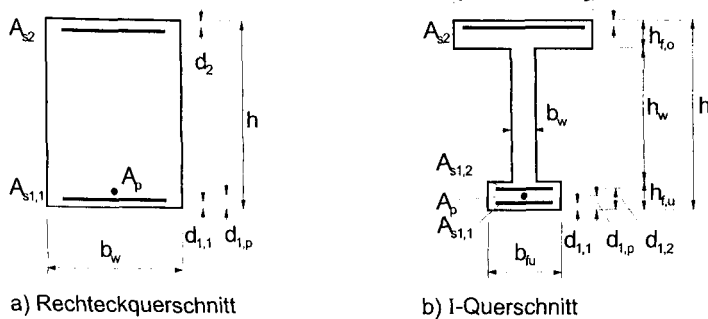
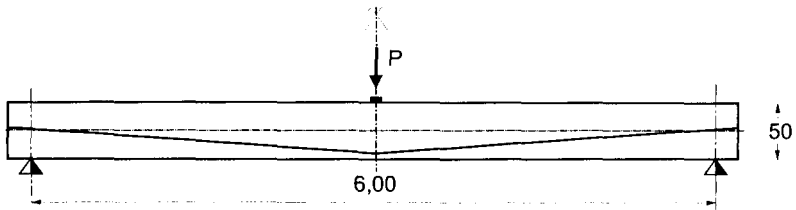
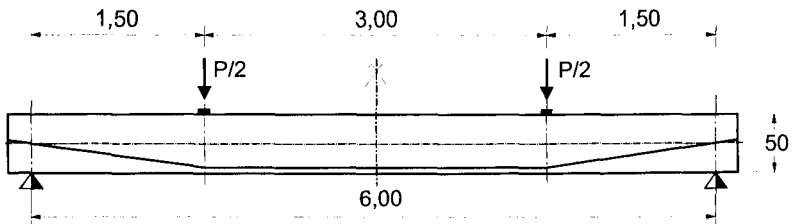


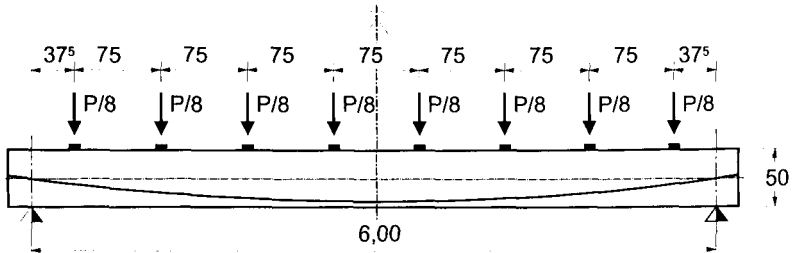
Bild 5-29: Querschnittsbezeichnungen der Versuchsträger



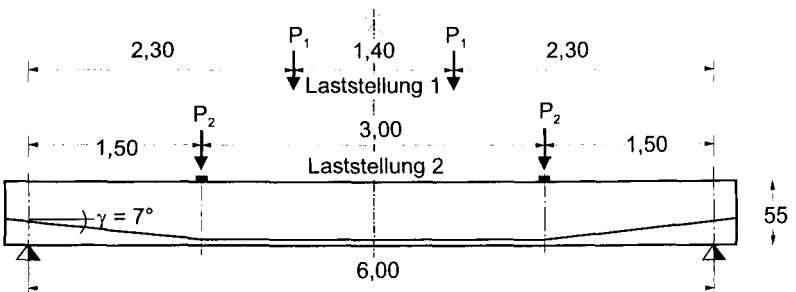
a) Versuchsträger Eibl1



b) Versuchsträger Eibl2



c) Versuchsträger Eibl3



d) Versuchsträger Caf1 A1 bis A6

Bild 5-30: Nachgerechnete Laborträger

5 Prognosemodell für den Schädigungsindikator von Spannbetonträgern




Versuchsreihe	[Eib-1]				[Caf-1] Reihe A						
Versuchsträger	1	2	3	4	A1	A2	A3	A4	A5	A6	
Parametervariation											
Querschnittstyp											
Spanngliedverlauf	dreieck	trapez	parabel		trapez						
Vorspanngrad λ	63%				25%	50%	75%	100%	25%	75%	
Verbundart	mit Verbund			ohne Verb.	mit Verbund						
Belastungsanordnung	3-Punkt Vers.	4-Punkt Vers.	Streckenlast		4-Punkt- Versuch						
Belastungsart	monoton				zyklisch (2 Belastungsäste)						
Querschnittsabmessungen											
h	[cm]	50				55					
d_{to}	[cm]	-				58			-		
h_{to}	[cm]					8					
d_w	[cm]	25				10			58		
d_u	[cm]	-				32			-		
h_u	[cm]					10					
Vorspannung											
A_p	[cm ²]	4,02				1,44	2,89	4,33	5,77	1,44	4,33
P	[kN]	326				154	303	445	577	154	452
$d_{1,p}$	[cm]	4,2				5,7	5,4	5,2	4,9	5,7	5,2
Schläffe Bewehrung											
$A_{s1,1}$	[cm ²]	7,63	7,63	8,23	7,63	12,66	12,6	6,32	0,79	18,85	6,29
$d_{1,1}$	[cm]	4,2				3,0	3,0	3,0	2,3	3,0	3,0
$A_{s1,2}$	[cm ²]	-				6,33	-				
$d_{1,2}$	[cm]					7,0					
A_{s2}	[cm ²]	0,56				4,62					
d_2	[cm]	2,6				2,5					

Tabelle 5-1: Hauptparameter der nachgerechneten Versuchsträger

5.3.1.2 Berechnungsannahmen

Den Berechnungen lagen folgende Voraussetzungen und Annahmen zugrunde:

- Die Modellierung der Vorspannung erfolgte nach den in Abschnitt 5.2.3.3 dargelegten Grundsätzen, wobei für die Vorspannung mit nachträglichem Verbund ein starres Verbundverhalten angenommen wurde. Die anzusetzenden Vorspannkräfte entsprachen den in den Versuchsberichten angegebenen Werten. Sie wurden unmittelbar vor Versuchsbeginn gemessen, so dass zeitabhängige Vorspannverluste nicht gesondert zu berücksichtigen waren.
- Als Betondruckfestigkeiten wurden mittlere Zylinderdruckfestigkeiten angesetzt, die entweder den Versuchsberichten direkt entnommen werden konnten oder aus den angegebenen Würfeldruckfestigkeiten nach [DIN-1] umgerechnet wurden. Alle anderen Materialkennwerte des Betons (Zugfestigkeit, Elastizitätsmodul, Betondehnung bei Erreichen der Betondruckfestigkeit) wurden gemäß den in Abschnitt 5.2.1.1 angegebenen Gleichungen aus dem Mittelwert der Betondruckfestigkeit berechnet.
- Die Abbildung der Spannungs-Dehnungslinien der kaltverfestigten Beton- und Spannstähle erfolgte unter Zugrundelegung der in den Versuchsberichten gegebenen 0,2 %-Fließspannungen nach Gl. (5-7). Die Arbeitslinie des in den Versuchen von EIBL et al. verwendeten Spannstahls, wurde direkt dem Versuchsbericht [Eib-1] entnommen und durch einen Polygonzug approximiert. Einer der in den Versuchen von Caflich verwendeten Betonstähle wies die Spannungs-Dehnungscharakteristik eines warmverformten Stahles (ausgeprägte Streckgrenze) auf und wurde vereinfachend durch eine bilineare Arbeitslinie beschrieben. Aus den in Abschnitt 5.2.3.4 genannten Gründen wurde auf die Berücksichtigung des Zugversteifungseffekte verzichtet.

5.3.1.3 Berechnungssteuerung

Die hochgradige Nichtlinearität des Materialverhaltens erfordert eine inkrementell-iterative Berechnung. Dabei sind die Verformungen jedes einzelnen finiten Elements zunächst unbekannt. Bekannt sind anfangs lediglich die Steifigkeiten (Steifigkeitsmatrix mit n Zeilen und Spalten für n Elemente), die Massematrix und die

Dämpfungsmatrix für dynamische Berechnungen sowie die Randbedingungen in Form äußerer Lasten (Knotenkräfte) bzw. Knotenverformungen. Die Lösung erfolgt durch die Annahme von Formfunktionen der Knotenverformungen, wobei nach einem Gleichgewichtszustand gesucht wird, der die minimale Formänderungsenergie erfordert. Die Konvergenz der Gleichgewichtsiteration sowie die Genauigkeit und Aussagekraft der Ergebnisse kann entscheidend verbessert werden, wenn die Last durch Weg- anstelle von Kraftinkrementen aufgebracht wird. Tragwerke, die nur mit einer Einzellast beaufschlagt sind, können problemlos weggesteuert berechnet werden, indem anstelle der Last eine Verformung in Richtung der angreifenden Last aufgeprägt wird. Handelt es sich jedoch um verteilte Lasten, ist dies nicht ohne weiteres möglich, da die Verformungsfigur und damit die Verschiebungen an den Lasteinleitungsstellen nicht von vornherein bekannt sind. In [Spe-1] werden vom Verfasser Hinweise gegeben, wie die weggesteuerte Berechnung auch bei verteilten Lasten gelingt.

5.3.1.4 Vergleich zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnissen

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Berechnungen mit den experimentell gewonnene Daten verglichen. Die Ergebnisse für die einzelnen Messorte sind aus Gründen der Übersichtlichkeit gesondert im Anhang 1 dargestellt.

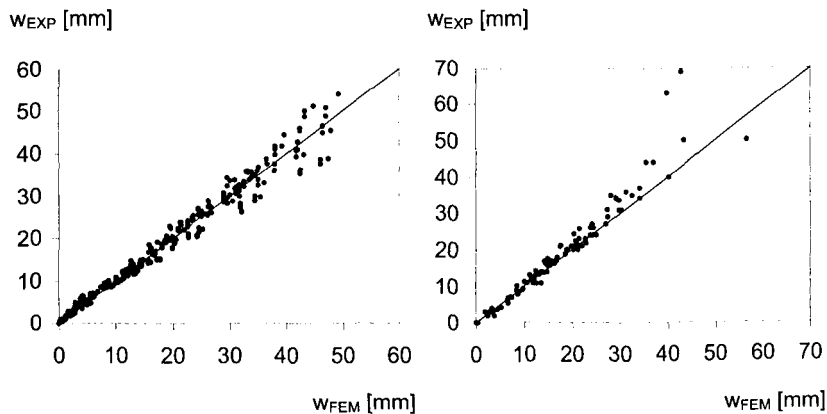
Durchbiegungen

Der Vergleich der berechneten Verformungen mit den in Versuchen ermittelten Werten zeigt insgesamt eine gute Übereinstimmung. Die rechnerischen Bruchmomente weisen gegenüber den experimentell ermittelten Werten kaum Abweichungen auf. In Bild 5-31 a sind alle Berechnungsergebnisse der Durchbiegungen der Eibl-Balken den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Eine volle Übereinstimmung beider Werte wird durch die durchgezogene Linie („Ideallinie“) symbolisiert. Es ist erkennbar, dass die Streuung der Werte gering ist und sich gleichermaßen auf beiden Seiten der Ideallinie bewegt. Aufgrund der geringen Steifigkeiten im Bereich der Bruchlast und der damit verbundenen großen Wegzunahme bei kleinen Laststeigerungen sind dort die Streuungen größer.

Beim Vergleich der rechnerisch ermittelten Durchbiegungen mit den Versuchswerten der Versuchreihe von [Caf-1] ergibt sich ein ähnliches Bild wie für die Balken der

5 Prognosemodell für den Schädigungsindikator von Spannbetonträgern

Eibl-Versuchsreihe (Bild 5-31 b). In der Tendenz waren hier die rechnerisch ermittelten Durchbiegungen, besonders im Bereich hoher Beanspruchungen, etwas geringer als die tatsächlich im Versuch gemessenen Werte. Die Ursache dafür dürfte in der vereinfachten Annahme einer bilinearen Spannungs-Dehnungslinie für den Betonstahl liegen. Besonders im Bereich des Übergangs zwischen elastischem und plastischem Verhalten liefert dieses Materialgesetz etwas zu „steife“ Ergebnisse. Der Vergleich der Ergebnisse querschnittsgleicher Balken zeigt erwartungsgemäß gleiche Zustand I-Steifigkeiten. Während die teilweise vorgespannten Balken früh in den Zustand II übergingen, verblieben die voll vorgespannten Balken auch bei höheren Momenten noch im Zustand I. Nach dem Überschreiten der Rissmomente fiel wegen des geringeren Bewehrungsgrades die Steifigkeit der voll vorgespannten Balken stärker ab als die der teilweise vorgespannten Balken. Die Bruchmomente waren wieder gleich groß und konnten auch rechnerisch sehr genau erfasst werden.



a) Versuchsbalken der Eibl-Reihe

b) Versuchsbalken der Caffisch-Reihe

Bild 5-31: Vergleich zwischen berechneten und experimentell ermittelten Durchbiegungen

Stahldehnungen

Stahldehnungen liegen als Messergebnisse nur für die Balken der Eibl-Reihe vor. Sie sind im Gegensatz zu den Durchbiegungen keine globalen Größen, die sich aus der Integration über die Trägerlänge ergeben, sondern lokale Größen, die stark vom Risszustand an der Messstelle abhängen. Demzufolge weisen, wie aus Bild 5-32

5 Prognosemodell für den Schädigungsindikator von Spannbetonträgern

ersichtlich, die Rechenergebnisse der Stahldehnungen gegenüber den Versuchswerten größere Abweichungen auf, als dies bei den Durchbiegungen der Fall ist.

Im Mittel wurden die Dehnungen der Spannbewehrung, besonders bei höherer Belastung, rechnerisch etwas überschätzt und die Dehnungen der schlaffen Bewehrung in etwa gleichem Maße unterschätzt. Es wird vermutet, dass die Ursache für diesen Effekt in Lastumlagerungen vom Spannstahl zum Betonstahl aufgrund des unterschiedlichen Verbundverhaltens liegt. Da beim Balken Eibl4 solche Lastumlagerungen wegen des fehlenden Verbundes zwischen Spannstahl und Beton nicht stattfinden können, wurden hier bessere Berechnungsergebnisse erreicht. Aus den Bildern A1-11 und A1-12 geht hervor, dass die Dehnungen der im Verbund liegenden Spannstähle bei steigender Last stärker anwachsen als diejenigen bei Vorspannung ohne Verbund. Dies entspricht auch der Erwartung, da wegen der freien Dehnbarkeit zwischen den Verankerungen bei Vorspannung ohne Verbund die Dehnungen über die Trägerlänge gemittelt werden. Bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund führen hohe örtliche Trägerquerschnitts-Verkrümmungen dagegen zu entsprechend hohen Spannstahldehnungen.

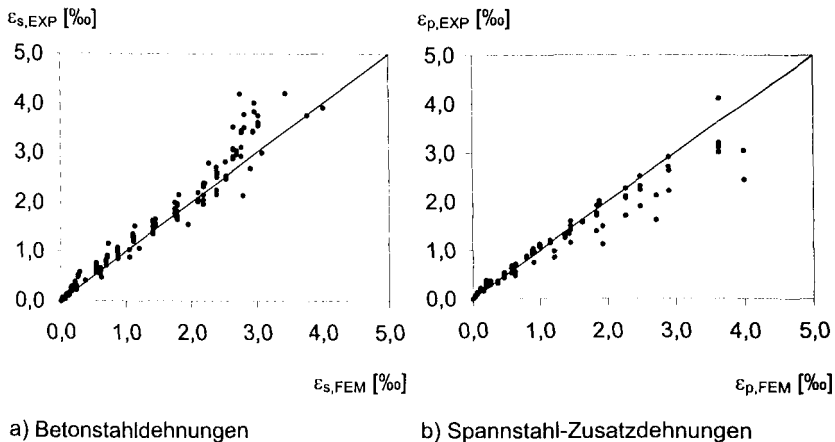


Bild 5-32: Vergleich zwischen berechneten und experimentell ermittelten Stahldehnungen der Eibl-Reihe

Betonrandstauchungen

Die Messergebnisse der Betonrandstauchungen an den einzelnen Messstellen unterliegen wegen der Inhomogenität des Betons noch stärkeren Schwankungen als die Stahldehnungen. Beim Vergleich der Messwerte mit den Rechenergebnissen sind daher größerer Streuungen feststellbar, die sich gleichermaßen auf beiden Seiten der Ideallinie bewegen.

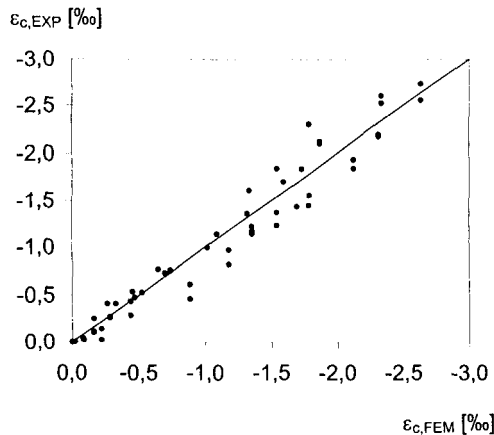


Bild 5-33: Vergleich zwischen berechneten und experimentell ermittelten Betonrandstauchungen der Eibl-Reihe

5.3.2 Versuchsträger im Maßstab 1:1

Im Rahmen eines Zulassungsverfahrens wurden vom Verfasser FE-Berechnungen des in Bild 5-34 dargestellten Hallenbinders durchgeführt [Fal-1] [Gru-1]. Dabei handelte es sich um einen Binder aus stahlfaserbewehrten Beton C60/75 ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung. Die zweisträngige Vorspannung mit sofortigem Verbund erfolgte durch Litzenspannglieder aus St 1570/1770.

Als Materialgesetz für die äquivalente Betonstahlbewehrung wird die Spannungs-Dehnungslinie des Stahlfaserbetons, gewonnen im 4-Punkt-Biegezugversuch, angesetzt. Die Implementierung dieses Materialgesetzes erfolgte unter Nutzung der Bewehrungsoption der finiten Stahlbetonelemente. Die Zugfestigkeit des Betons wird zu Null gesetzt, da sie bereits in der Faserbeton-Arbeitslinie berücksichtigt ist. Weil

5 Prognosemodell für den Schädigungsindikator von Spannbetonträgern

die Fasern in der Druckzone keine Wirkung haben, müssen sie dort auch nicht angesetzt werden. Ebenso ist es möglich, die Fasern in allen Elementen anzusetzen und die Spannungs-Dehnungslinie des Betons auf der Druckseite unter Berücksichtigung der Faserwirkung zu modifizieren. Nach [Nie-1] kann diese Modifizierung bei Beanspruchungen im Gebrauchszustand wegen der Geringfügigkeit ihrer Auswirkungen auch entfallen. Dies konnte durch die eigenen Berechnungen bestätigt werden.

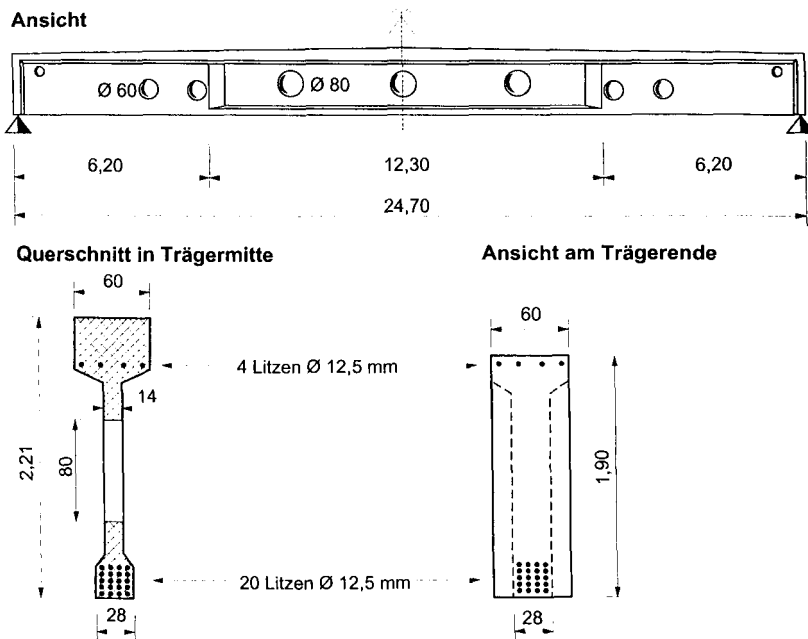


Bild 5-34: Hauptabmessungen des Versuchsbinders

Den Berechnungen lagen folgende Voraussetzungen und Annahmen zugrunde:

- starrer Verbund zwischen Spannbewehrung und Beton,
- bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung des Spannstahles gem. [DIN-1],

5 Prognosemodell für den Schädigungsindikator von Spannbetonträgern

- Materialkennwerte des Betons nach [DIN-1] auf Basis einer abgeminderten Festigkeitsklasse zur Berücksichtigung des Erhärtungszustandes zum Zeitpunkt des Versuches,
- näherungsweise Abminderung der Vorspannung zur Berücksichtigung zeitabhängiger Spannkraftverluste aus Kriechen und Schwinden um 5 %,
- idealisierte Spannungs-Dehnungslinie [Gru-1] des Stahlfaserbetons im Nachrissbereich in allen finiten Elementen und
- keine Modifizierung des Materialgesetzes auf der Betondruckseite zur Berücksichtigung der Fasern wegen des ohnehin nur abgeschätzten Materialgesetzes für den Beton.

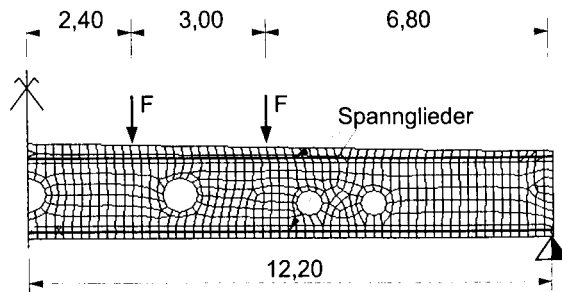


Bild 5-35: Finite-Element-Modell des Versuchsbinders

Trotz des Näherungscharakters der Berechnung gelang, wie aus Bild 5-36 ersichtlich, eine gute Annäherung an das im Versuch ermittelte Tragverhalten des Binders. Die Genauigkeit der Rechenergebnisse entspricht denen der im vorherigen Abschnitt beschriebenen Laborbalken, ein signifikanter Maßstabeffekt konnte nicht festgestellt werden. Weil der Versuch vor dem Erreichen der Versagenslast abgebrochen wurde, ließen sich die rechnerisch ermittelten Bruchlasten nicht verifizieren.

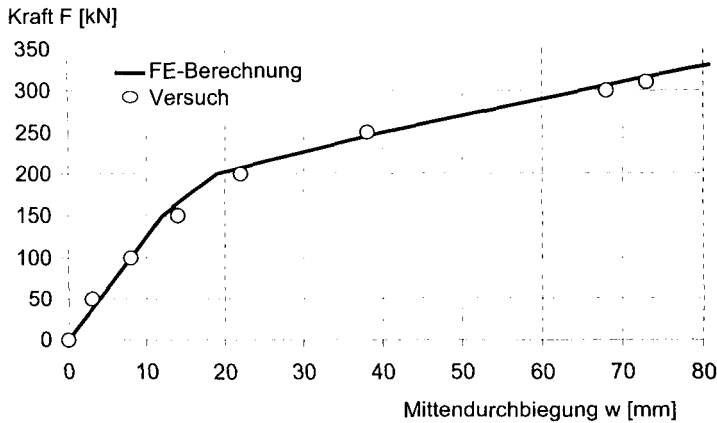


Bild 5-36: Last-Verformungsdiagramm (Kraft F gemäß Bild 5-35)

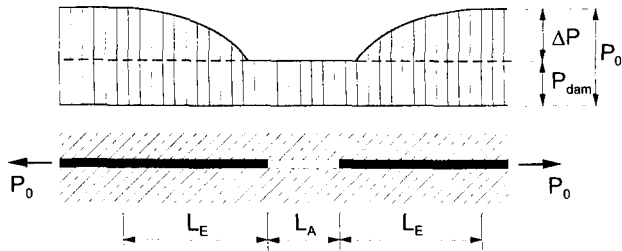
5.4 Auswirkungen von Vorspannverlusten

5.4.1 Vorspannung mit Verbund

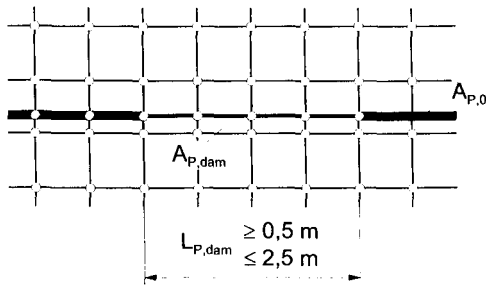
Während bei verbundlos vorgespannten Bauteilen Kräfte vom Spannstahl in den Beton nur an den Endverankerungen eingeleitet werden können, ist bei Vorspannung mit Verbund eine Kraftübertragung auf gesamter Spanngliedlänge möglich. Hier führt die lokale Schädigung des Stahles oder des Verbundes zu einer lokal begrenzten Verminderung der Vorspannwirkung. Der Länge des Bereiches, in dem infolge einer lokalen Schädigung nicht die planmäßige Vorspannkraft im Stahl vorhanden ist, setzt sich bei Vorspannung mit Verbund aus folgenden zwei Anteilen zusammen:

- einem Bereich mit der Länge L_A , bestehend aus dem geschädigten Bereich selbst und kurzen Bereichen beiderseits der Schädigung, in denen es zur Verbundablösung kommt (siehe auch Bild 5-12) [Trost] und
- den Lasteinleitungslängen L_E beiderseits des Bereiches L_A , an deren Enden wieder die planmäßige Vorspannung vorhanden ist.

Bild 5-37 zeigt schematisch die Bereiche mit verminderter Vorspannung.



a) Verlauf der Vorspannkraft im Bereich der Schädigung



b) Berücksichtigung des lokalen Spannstahlausfalls im FE-Modell

Bild 5-37: Berücksichtigung des lokalen Spannstahlausfalls

Die Länge L_A , in der es zur vollständigen Verbundablösung infolge der Schädigung kommt, hängt von der Art des Schadens ab und lässt sich nur schwer abschätzen. Bei mechanischer Beschädigung des Spanngliedes, hervorgerufen z. B. durch den Anprall von Straßenfahrzeugen bei kreuzenden Verkehrswegen, beträgt L_A nur wenige Zentimeter. Bei Korrosionsschäden infolge von Fehlstellen im Verpressmörtel kann L_A dagegen wesentlich größere Ausmaße annehmen.

Die Lasteinleitungslänge L_E hängt von den Verbundbedingungen ab und liegt bei guten Verbundeigenschaften der Spannglieder und des umgebenden Betons bzw. Verpressmörtels im Bereich weniger Zentimeter. Bei ungünstigen Verbundbedingungen (glatte Drähte, Rostablösungen, Verpressfehler, hoher Ausfallgrad) muss jedoch mit deutlich höheren Lasteinleitungslängen von mehreren Metern gerechnet werden.

Zur Erfassung des lokalen Spannstahlausfalls werden im Rahmen dieser Arbeit daher Grenzwerte der Ausfalllänge $L_{P,dam}$ angesetzt. In Anlehnung an [Tro-1] und [Kor-1] wird als unterer Grenzwert der Ausfalllänge $L_{P,dam} = 0,5 \text{ m}$ und als oberer Grenzwert $2,5 \text{ m}$ angenommen. In diesem Bereich wird die Querschnittsfläche der finiten Spannstahlelemente vom planmäßigen Wert $A_{P,0}$ bei unveränderten Verbundbedingungen auf die Restfläche $A_{P,dam}$ vermindert (siehe auch Bild 5-37 b).

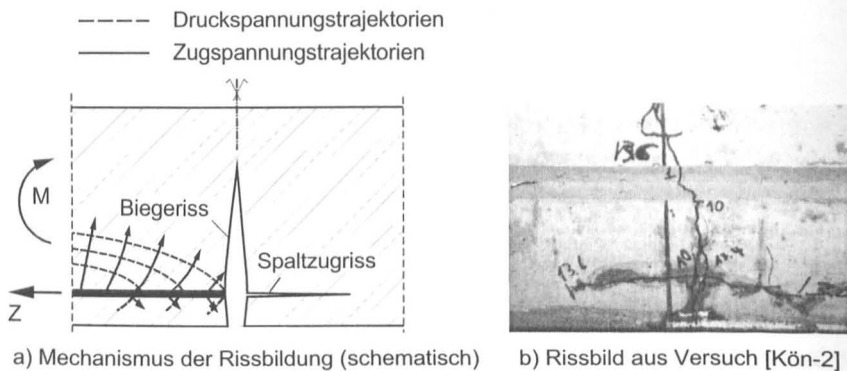


Bild 5-38: Lokale Rissbildung bei Vorspannung mit Verbund

Der Mechanismus der Rissbildung infolge eines lokalen Spanngliedausfalls ist schematisch in Bild 5-38 a dargestellt. Am biegebeanspruchten Träger entsteht am Ort der Schädigung nach Überschreitung der Betonzugfestigkeit ein Biegeriss, der den Fluss der Hauptzugspannungen unterbricht. Hinter dem Riss werden, ebenso wie bei einer Endverankerung, wieder Kräfte vom Stahl in den Beton geleitet. In der Folge entstehen Spaltzugspannungen, die ihrerseits Risse in Richtung des Spanngliedes erzeugen. Da im Gegensatz zur Endverankerung am Ort der Schädigung planmäßig keine Spaltzugbewehrung bzw. Umschnürungsbewehrung vorhanden ist, treten die Spaltzugrisse deutlich zutage. Dieser Effekt wurde bei Versuchen an Trägern mit planmäßiger geschädigter Vorspannung, beobachtet [Kön-2]. Dabei wurde auch festgestellt, dass die Bildung von Spaltzugrisse besonders stark bei Trägern mit aufgelöster Zugzone ausgeprägt ist. Die Spaltzugrisse infolge der Scheibenbeanspruchung aus der Wiedereinleitung der lokal ausgefallenen Vorspannkraft ΔP können entstehen, wie in Bild 5-39 schematisch dargestellt ist,

bevor die Biegezugspannung aus äußerer Last und planmäßiger Vorspannung am Querschnittsrand die Betonzugfestigkeit erreicht.

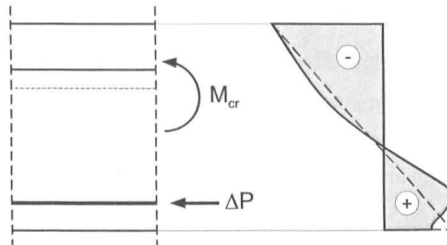


Bild 5-39: Längsspannungen infolge äußerer Last, Vorspannung und Spannstahlausfalls am Beispiel eines Plattenbalkens bei Rissbildung [Kön-2]

Dies wird durch eigene rechnerische Untersuchungen an scheibenartigen, vorgespannten Zuggurten, wie sie z. B. bei Hohlkastenbrücken vorliegen, bestätigt (Bild 5-34). Hier entstehen auch ohne äußere Beanspruchung Risse allein aus den Eigenspannungen infolge der Rückverankerung der ausgefallenen Vorspannkraft ΔP . Allerdings beschränken sich die Risse auf einen Bereich in unmittelbarer Nähe der Schädigung, so dass sie die Steifigkeit des Gesamttragwerks kaum beeinflussen.

5.4.2 Vorspannung ohne Verbund

Liegen die Spannglieder nicht im Verbund zum Beton, führen lokale Querschnittsverminderungen zu hohen Stahldehnungen im geschädigten Spannstahlbereich. Die Folge ist ein Absinken der Spannkraft im gesamten Spannglied. Die Spannkraftverminderung hängt vom Ausfallgrad und in stärkerem Maße von der Länge des geschädigten Bereiches $L_{P,dam}$ ab.

Wenn der geschädigte Bereich sehr kurz ist ($\lambda = L_{P,dam} / L_{P,0} \rightarrow 0$), treten infolge der Schädigung nur geringe Zusatzdehnungen auf, und die Kraft im Spannglied bleibt nahezu erhalten ($P_{dam} / P_0 \approx 1$). Im geschädigten Bereich steigen die Spannstahlspannungen $\sigma_{P,dam}$ im Verhältnis zum Ausfallgrad $\alpha = A_{P,dam} / A_{P,0}$ überproportional. Legt man die Forderung nach [DIN-2] als maßgebend zugrunde, wonach zur

5 Prognosemodell für den Schädigungsindikator von Spannbetonträgern

Vermeidung von Spannungsrisskorrosion die Spannstahlspannungen unter der quasi-ständigen Lastkombination 65 % der Zugfestigkeit nicht überschreiten dürfen, beträgt die maximale Spannungserhöhung vor dem Versagen des Spanngliedes $\sigma_{P,dam} / \sigma_{P,0} = 1/0,65 = 1,54$ (siehe auch Bild 5-40).

Erstreckt sich der geschädigte Bereich hingegen über eine größere Länge, kommt es infolge einer lokalen Verminderung des Stahlquerschnittes zu einem deutlichen Abfall der Vorspannung und in der Folge zu einer geringeren Spannungszunahme im geschädigten Spanngliedbereich. Im Grenzfall des über der gesamten Länge geschädigten Spanngliedes ($\lambda = L_{P,dam} / L_{P,0} = 1$) sinkt die Spannkraft entsprechend der Querschnittsverminderung, und das Spannungsniveau im Spannstahl bleibt unverändert.

Die Zusammenhänge zwischen den Schädigungsparametern ($L_{P,dam}$ und $A_{P,dam}$) und der Spannkraftabnahme bzw. der Spannungszunahme im geschädigten Bereich sind in Bild 5-40 dargestellt. Dabei wird der geschädigte Spannstrang durch in Reihe geschaltete Dehnfedern mit unterschiedlichen Steifigkeiten idealisiert. Die im Vergleich zum Spannstrang um ein Vielfaches höhere Dehnsteifigkeit des Betons gestattet die Annahme starrer Auflager, zwischen denen die Federreihe aufgespannt wird. Die effektive Federsteifigkeit $C_{P,dam}$ ergibt sich aus der Summe der Kehrwerte der Einzelfedersteifigkeiten. Bezogen auf die Federsteifigkeit des ungeschädigten Spanngliedes $C_{P,0}$ ergibt sich daraus nach Gl. (5-15) die bezogene Spannkraft des geschädigten Spanngliedes P_{dam} / P_0 . In Bild 5-40 sind unten die Verläufe der bezogenen Spannkraft (links) und der bezogenen Spannungen im geschädigten Bereich (rechts) für ausgewählte Verhältnisse $\lambda = L_{P,dam} / L_P$ in Abhängigkeit des bezogenen Restquerschnittes $\alpha = A_{P,dam} / A_{P,0}$ dargestellt.

5 Prognosemodell für den Schädigungsindikator von Spannbetonträgern

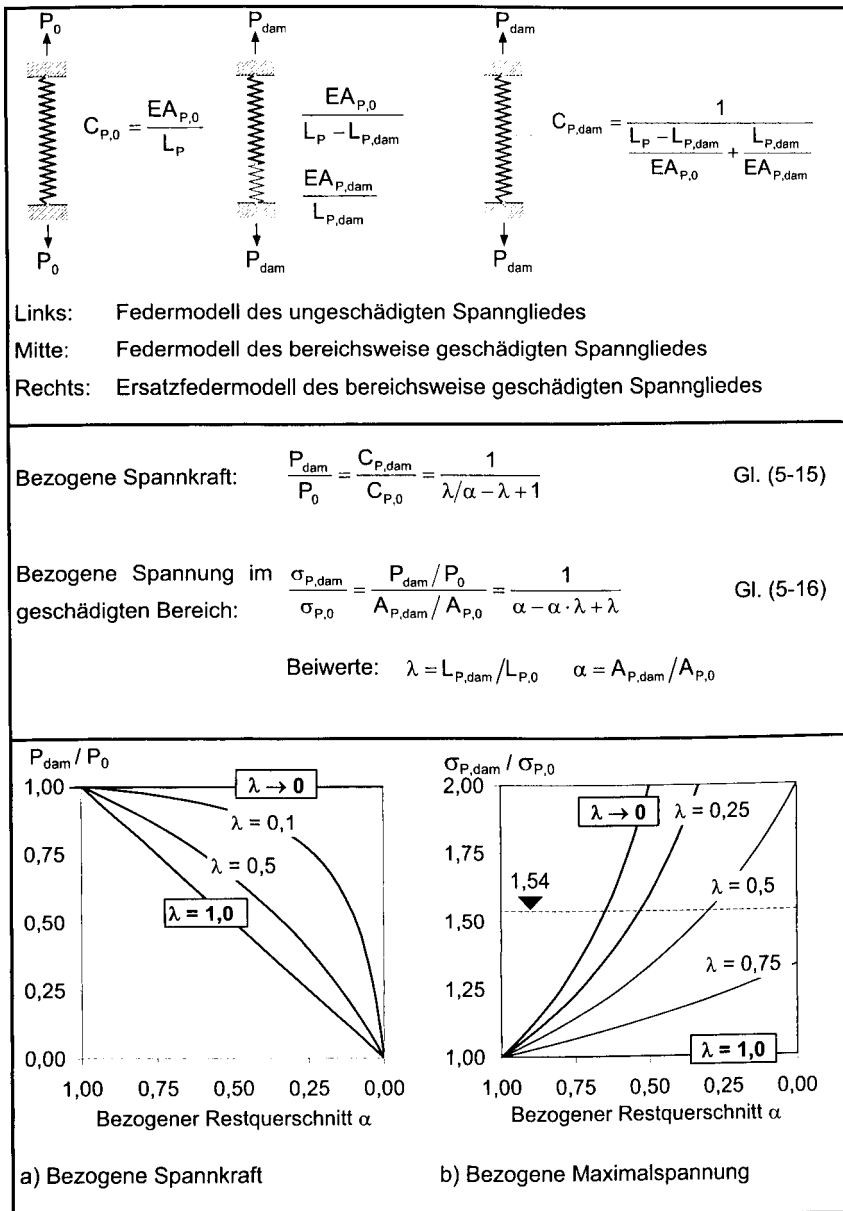


Bild 5-40: Linear-elastische Ermittlung des Spannkraftverlustes und der Maximalspannung auf Basis von Federmodellen

Bild 5-41 zeigt exemplarisch den Einfluss der bezogenen Länge des geschädigten Bereiches λ auf die Steifigkeit eines Spannbetonbauteils.

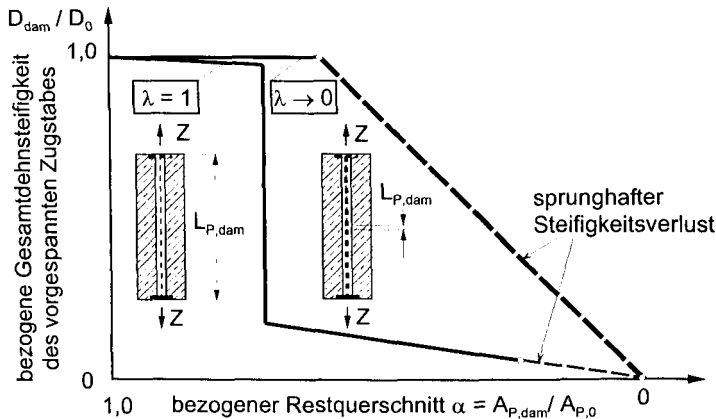


Bild 5-41: Steifigkeit eines verbundlos vorgespannten Betonzugstabes in Abhängigkeit der Schädigungsparameter (schematisch)

Für einen mit einem Einzelspannglied verbundlos vorgespannten Betonzugstab sind für die Grenzfälle $\lambda = 1$ und $\lambda \rightarrow 0$ die Verläufe der Dehnsteifigkeiten über dem bezogenen Restquerschnitt α dargestellt. Dabei wird der Einfluss von λ auf die Fehleroffenbarung bei Vorspannung ohne Verbund deutlich:

- Grenzfall 1 ($\lambda \rightarrow 0$): Bei Verminderung der Spannstahlfläche in einem sehr kurzen Bereich bleibt zunächst die Steifigkeit des Spanngliedes und damit die Spannkraft nahezu vollständig erhalten. Die Spannstahlspannungen wachsen überproportional an, bis sie bei einem bezogenen Restquerschnitt von etwa 65% reißen. In unmittelbarer Folge kommt es zu einer Überschreitung der Betonzugfestigkeit und damit zum Totalverlust der Steifigkeit.
- Grenzfall 2 ($\lambda = 1$): Bei Verminderung der Spannstahlfläche auf gesamter Länge sinkt die Dehnsteifigkeit des Spanngliedes und damit die Spannkraft entsprechend dem Ausfallgrad. Die Folge ist eine frühere Rissbildung und eine geringerer Steifigkeitsabfall des vorgespannten Betonzugstabes gegenüber dem

Grenzfall 1. Mit der Rissbildung sinkt die Steifigkeit sprunghaft auf den Wert der alleinigen Spanngliedsteifigkeit. Bei einer weiteren Verminderung der Querschnittsfläche verläuft der Steifigkeitsabfall zunächst wieder stabil, bis infolge der äußeren Last auch hier die Zugfestigkeit des Stahls überschritten wird und damit ein plötzlicher Steifigkeitsverlust eintritt.

Am Beispiel einer mit mehreren Spanngliedern vorgespannten Betonscheibe wird in Bild 5-42 das unterschiedliche Trag- und Verformungsverhalten geschädigter Spannbetonbauteile in Abhängigkeit der Verbundart nochmals verdeutlicht. Die Verläufe der Betoneigenstressungen weisen bei Vorspannung ohne Verbund Zugspannungsspitzen aus der Rückverankerung im Bereich der Schädigung auf, die jedoch zu den ungeschädigten Nachbarbereichen hin schnell abklingen. In den benachbarten ungeschädigten Bereichen sind wieder die planmäßigen Druckspannungen vorhanden. Risse können hier auch ohne äußere Lasteinwirkung bereits aufgrund der Eigenstressungen entstehen, sie bleiben jedoch auf den unmittelbar geschädigten Bereich begrenzt.

Ein völlig anderes Bild ergibt sich bei Vorspannung ohne Verbund. Hier führen lokale Vorspannverluste zu einer gleichmäßigen Verminderung der Betondruckspannungen im gesamten Querschnitt. Erst wenn die Vorspannung so stark sinkt, dass der Querschnitt infolge äußerer Lasten dekomprimiert und im Weiteren die Zugfestigkeit des Betons erreicht, kommt es zur Rissbildung über die gesamte Querschnittsbreite.

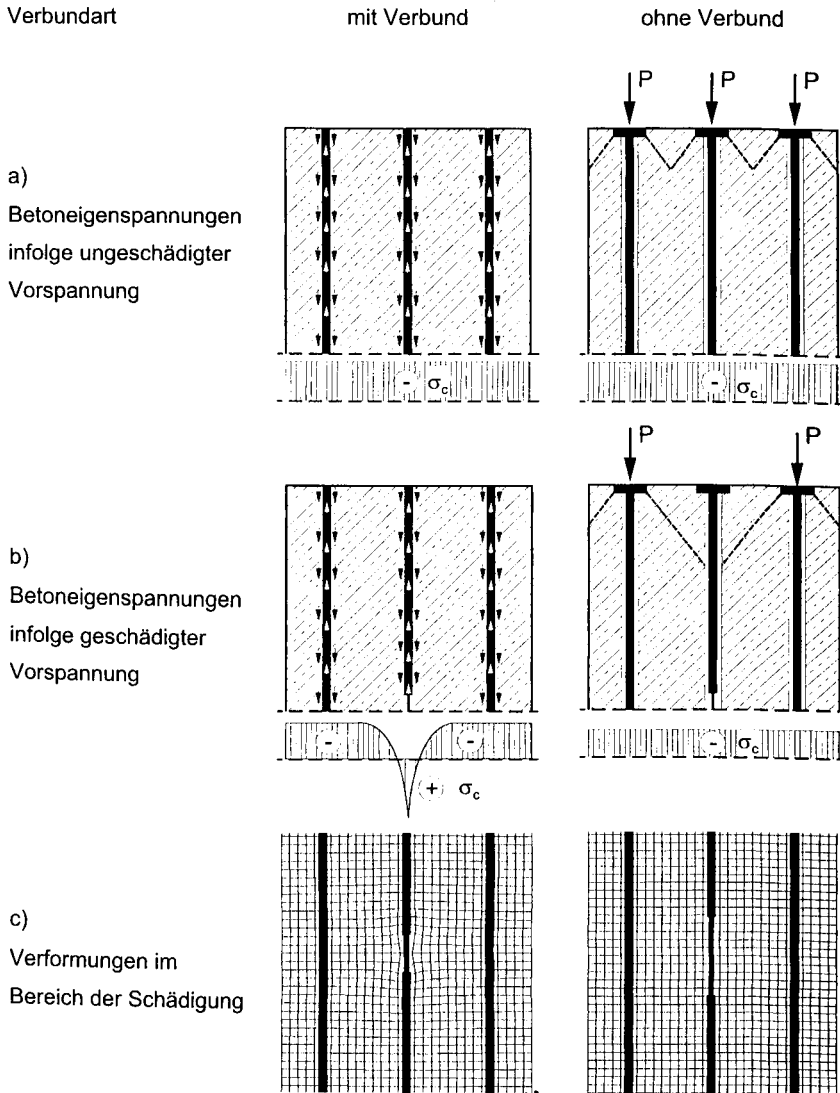


Bild 5-42: Vergleich des Trag- und Verformungsverhaltens von Spannbeton bei lokal verminderter Vorspannung aus Basis von FE-Berechnungen

5.5 Berechnungsablauf

In Bild 5-43 ist schematisch dargestellt, wie sich die nichtlinearen Schädigungsindikatoren bei lokaler Querschnittsschwächung im Verbund liegender Spannglieder ermitteln lassen.

Zunächst erfolgt die Diskretisierung der vorgespannten Trägers nach der in Bild 5-23 dargestellten Vorgehensweise. Für die ständigen Lasten (Eigengewicht und Vorspannung) wird die Steifigkeitsmatrix berechnet. Anschließend erfolgt eine lokale Abminderung der Querschnittsfläche der betreffenden Spannstahlelemente im Bereich $L_{P,dam}$ mit anschließender Neuberechnung der Steifigkeitsmatrix.

Im darauffolgenden Schritt wird die Gleichstrecken-Verkehrslast p auf den Träger aufgebracht. Der daraus resultierende Momentenverlauf bildet gleichzeitig die Umhüllende der maximalen Momente unter der wandernden Prüflast $P_0 = p \cdot L_{St} / 2$ (vergleiche auch Bild 2-10). Nach der erneuten Berechnung der Steifigkeitsmatrix wird die Stelle $x_P = \xi_P \cdot L_{St}$ mit der maximalen Veränderung der Trägerdurchbiegung gegenüber dem ungeschädigten Ausgangszustand gesucht ($\max \Delta w_P$). Anschließend erfolgt die Wegnahme der Gleichstreckenlast p und die Neuberechnung der Steifigkeitsmatrix.

Der nächste Schritt stellt die eigentliche Steifigkeitsberechnung dar. Dazu wird der Träger an der Stelle x_P durch die Prüflast P_0 belastet. Anschließend wird P_0 um eine sehr kleine Last ($\Delta P \ll P_0$) verringert und die zugehörige Verformungsänderung $\Delta w_{P,dam}$ an der Stelle x_P ermittelt. Nach Gleichung Gl. (2-5) lässt sich aus ΔP und $\Delta w_{P,dam}$ die lokale Sekantensteifigkeit des Entlastungsastes (und damit des Wiederbelastungsastes) unter der Last P_0 ermitteln. Bezogen auf die lokale Steifigkeit des ungeschädigten Trägers an der Stelle x_P ergibt sich nach Gl. (2-6) der Schädigungsindikator S . Wie in Bild 5-44 dargestellt, sinkt der Schädigungsindikator bei sukzessiver Verminderung des Spannstahlquerschnittes. Diese numerisch aufwändige Vorgehensweise ist erforderlich, weil die Vorspannung nicht nur einen Beitrag zur Steifigkeit liefert, sondern aus den Anker- und Umlenkkräften einen zusätzlichen Beitrag zur absoluten Verformung.

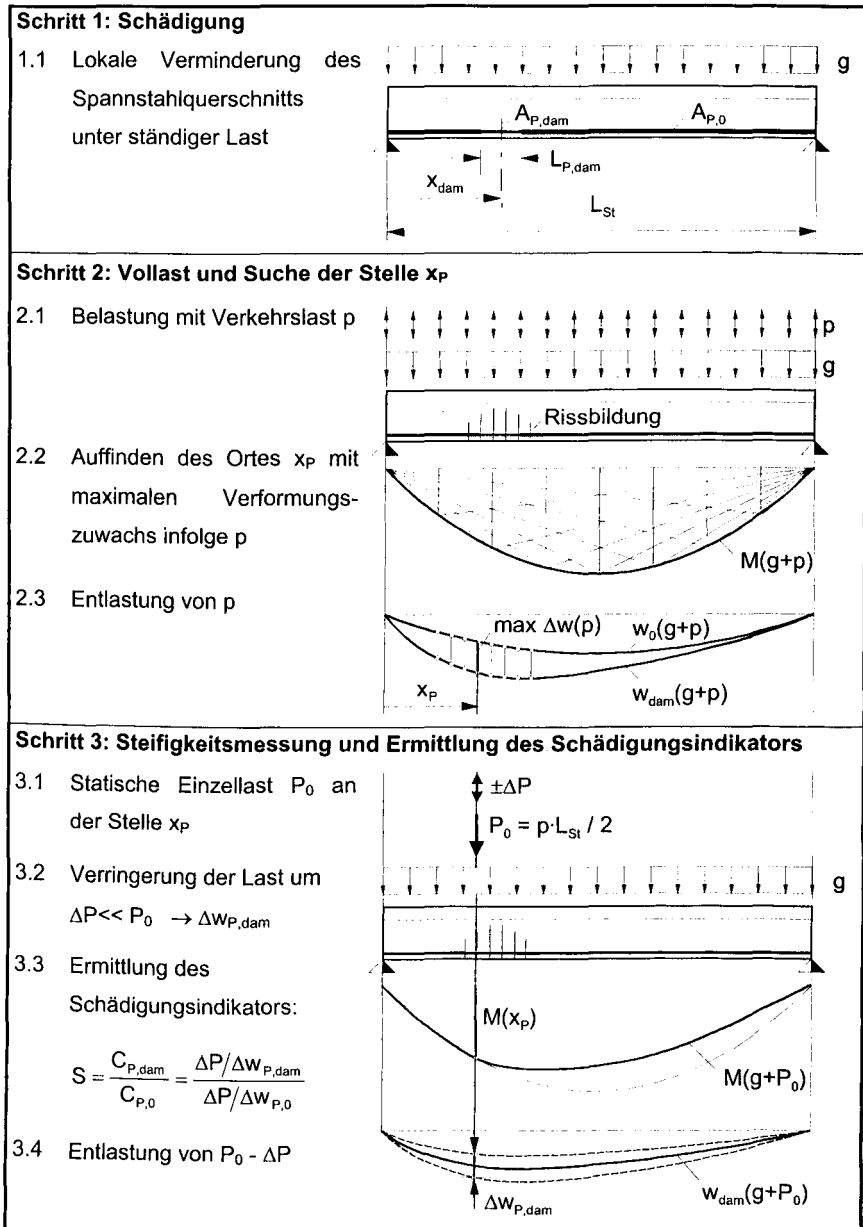


Bild 5-43: Ermittlung des Schädigungsindicators bei Vorspannung mit Verbund

Wäre die Bewehrung hingegen nicht vorgespannt, blieben bei ihrer Querschnittsabnahme die Schnittkräfte konstant, und der Schädigungsindikator S ließe sich einfacher nach Gl. (4-10) aus dem Quotienten der Absolutverformungen des ungeschädigten und des geschädigten Trägers ermitteln.

Nach der Steifigkeitsermittlung erfolgt die Wegnahme der Prüflast und die Berechnungsschritte 1 bis 3 werden erneut durchgeführt. Aus Gründen der Rechengenauigkeit sollte der Abminderungsgrad je Lastschritt nicht größer als 5% sein.

Wenn das geschädigte Spannglied nicht im Verbund zum Beton liegt, führt der lokale Querschnittsverlust zu einer globalen Verminderung der Vorspannkraft. Die Stelle des maximalen schädigungsinduzierten Verformungszuwachses x_p liegt daher immer am Ort des maximalen möglichen Biegemomentes, also in Trägermitte. Die Suche nach dem Ort x_p mit maximalem Verformungszuwachs (Schritt 2-2 in Bild 5-43) kann somit entfallen. Ansonsten entspricht die Vorgehensweise derjenigen bei geschädigter Vorspannung mit Verbund.

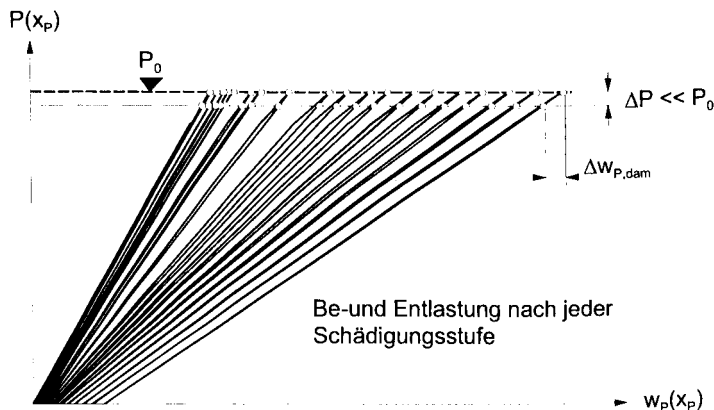


Bild 5-44: Verlauf der Prüflasten über den resultierenden Durchbiegungen am Lastort bei sukzessiver Verminderung des Spannstahlquerschnittes

5.6 Zusammenfassung

Auf Basis der FEM wurde ein Berechnungsmodell zur Prognose des Schädigungsindikators von Spannbetonträgern unter Verwendung nichtlinearer Materialgesetze entwickelt. Die Berücksichtigung der Vorspannung erfolgt durch spezielle finite Stabelemente, die beliebigen Verläufen folgend unabhängig vom Netz der Volumenelemente generiert werden können. Durch orthogonal sowie parallel zum Spannglied angeordnete Verbundelemente gelingt gleichermaßen die Modellierung von Vorspannung ohne und mit verschieblichem Verbund zum Beton. Somit wurde ein konsistentes Modell für vorgespannte Betonträger geschaffen, bei dem die versteifende Wirkung des Spannstahls und dessen Spannungszuwächse für alle Verbundarten und Belastungszustände automatisch erfasst wird.

Die Validierung des Berechnungsmodells erfolgte durch Nachrechnung von Spannbeton-Versuchsträgern. Wesentliche Variationsparameter waren die Trägergeometrie, der Spanngliedverlauf, die Verbundart der Vorspannung und die Materialeigenschaften von Beton und Stahl. Für alle untersuchten Träger konnte eine gute Übereinstimmung von Berechnungs- und Versuchsergebnissen festgestellt werden.

Im Weiteren wurde das Tragverhalten von Spannbeton bei lokaler Verminderung der Vorspannung betrachtet, wobei sich grundlegende Unterschiede zwischen Vorspannung mit und ohne Verbund ergeben. Abschließend wurde der Berechnungsablauf zur Ermittlung der nichtlinearen Schädigungsindikatoren von Spannbetonträgern vorgestellt.

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

Auf Grundlage des im vorangegangenen Kapitel vorgestellten Prognosemodells wird im Folgenden rechnerisch untersucht, wie sich Spanngliedschäden auf die Schädigungsindikatoren von Fahrwegträgern der Magnetschwebbahn Transrapid auswirken. Wegen der Vielzahl möglicher Trägerbauformen werden die Berechnungen an repräsentativen und nach einheitlichen Grundsätzen dimensionierten Referenzträgern durchgeführt. Weil zur Bemessung von MSB-Fahrwegträgern bisher kaum Literatur verfügbar ist, wird diesem Thema im Folgenden ein gesonderter Abschnitt gewidmet.

6.1 Referenzträger

Fahrwege der Magnetschwebbahn Transrapid werden nach den in [MSB-2] geregelten Grundsätzen ausgelegt. Mehrjährige Erfahrungen unter Fahrbetrieb konnten bisher nur an der Transrapid-Versuchsanlage Emsland (TVE) gewonnen werden. In [Sch-3] wird ein Überblick über die dort eingebauten Trägertypen gegeben. Über Erfahrungen mit den bisherigen Trägertypen wird in [IABG-2] und [Dro-1] berichtet. Derzeit befinden sich neue Fahrwegträgertypen in der Entwicklung, über die in [Bach-1], [Ant-1] und [Wolf-1] berichtet wird. Es ist zu erwarten, dass das noch vorhandene Optimierungspotenzial hinsichtlich der technischen Eigenschaften und der Bau- und Betriebskosten genutzt wird. Hinweise dazu werden von DROESE in [Dro-2] gegeben.

Trotz der nicht abgeschlossenen MSB-Fahrwegentwicklung wird in dieser Arbeit der Versuch unternommen, weitgehend allgemeingültige Aussagen zur Fehleroffenbarung und Robustheit von MSB-Fahrwegträgern zu treffen. Dazu werden im Folgenden wesentliche Entwurfs- und Auslegungskriterien zusammengestellt und daraus Bemessungs- und Konstruktionsregeln abgeleitet. Nach diesen einheitlichen Grundsätzen lassen sich Referenzträger dimensionieren, auf deren Grundlage im Weiteren die Prognose der Schädigungsindikatoren erfolgt.

6.1.1 Grundlagen der Fahrwegträgerauslegung

Das Trag- und Führsystem der Magnetschwebbahn Transrapid arbeitet berührungsfrei nach dem Prinzip der elektromagnetischen Anziehung. Die fahrzeug- und fahrwegseitigen Komponenten des Trag- und Führsystems sind schematisch in Bild 6-1 dargestellt.

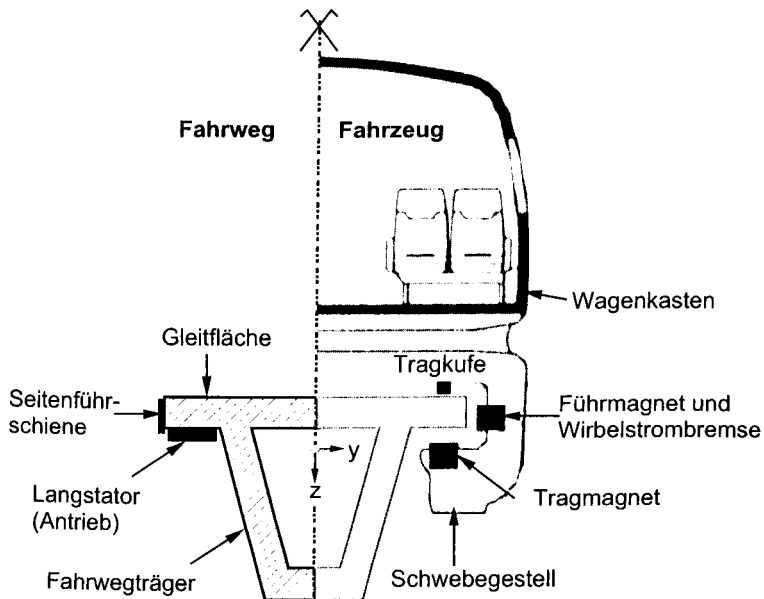


Bild 6-1: Kraftübertragende Schnittstellen zwischen Fahrzeug und Fahrweg

Das Fahrzeug umgreift mit seinen Schwebegestellen die Fahrbahn. In den Schwebegestellen befinden sich die Tragemagnete, die das Fahrzeug von unten an den Fahrweg heranziehen. Durch die elektronische Regelung der Tragemagnetkräfte wird ein gleich bleibender Abstand von maximal 10 mm zwischen Tragemagnet und Fahrweg sichergestellt, so dass das Fahrzeug schwebt. Die Fortbewegung des Fahrzeuges wird durch ein Wanderfeld in den am Fahrweg befestigten Kabelwicklungen (= Langstator) erzeugt. Durch Umpolen des Wanderfeldes kann die Schubrichtung umgedreht und das Fahrzeug abgebremst werden.

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

Die seitliche Führung des Fahrzeuges übernehmen die Seitenführmagnete, die in Wechselwirkung mit der Seitenführschiene stehen und auf diese beidseitig anziehend wirken. Auch hier wird der Spaltabstand auf ein Maß von ca. 10 mm geregelt.

Beim Einsatz der ebenfalls berührungsfrei arbeitenden Wirbelstrombremse wirken auf die Seitenführschiene zusätzlich elektromagnetische Schubkräfte. In der Endphase des Bremsvorganges legt sich die Wirbelstrombremse (WSB) an die Seitenführschiene an und überträgt somit auch mechanische (Reibungs-) Kräfte.

Setzt sich das Fahrzeug auf den Fahrweg ab, kommt es zum Kontakt zwischen den fahrzeugseitig angeordneten Kufen und der gegenüberliegenden Gleitfläche auf dem Fahrweg, wodurch ebenfalls Reibungskräfte zwischen Fahrzeug und Fahrweg übertragen werden.

Zwischen Fahrzeug und Fahrweg werden demnach an folgenden Schnittstellen Kräfte übertragen [MSB-2]:

- | | | | |
|------------------|---------------------|---|--------------------------------|
| - Tragemagnet | → Langstator | } | elektromagnetische Anziehung |
| - Führmagnet | → Seitenführschiene | | |
| - WSB - Phase I | → Seitenführschiene | | elektromagnetische Schubkräfte |
| - WSB - Phase II | → Seitenführschiene | } | mechanische Reibungskräfte |
| - Tragkufe | → Gleitfläche | | |

Der Magnetbahnfahrweg wird in Form von ebenerdigen oder aufgeständerten Träger- bzw. Plattenkonstruktionen ausgeführt. Als Bauarten wurden bisher Beton-, Stahl- und Hybridfahrwege erprobt [Sch-3]. Sie sind in Bild 6-2 kategorisiert. Die im Weiteren betrachteten Bauarten sind dort hervorgehoben, sie stellen die überwiegende Zahl der bisher angewendeten Typen dar.

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

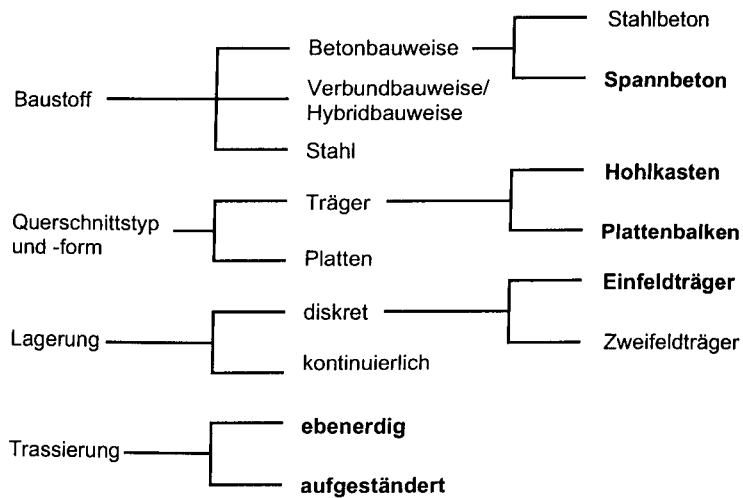


Bild 6-2: Kategorisierung der MSB-Fahrwege

Bild 6-3 zeigt den für den Trägerquerschnitt zur Verfügung stehenden Konstruktionsfreiraum. Er wird begrenzt von der Spurweite (= Fahrwegtischbreite = 2,80 m) und dem unterhalb des Fahrwegtisches erforderlichen Systemfreiraum für das Schwebegestell.

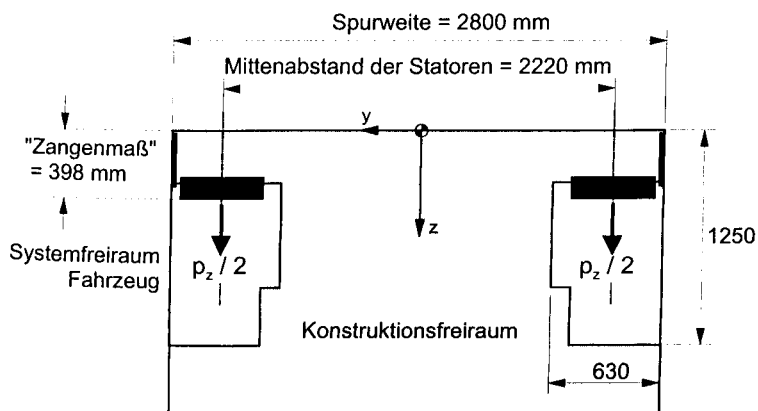


Bild 6-3: Konstruktionsfreiraum [MSB-2]

Die systemtechnisch festgelegten Anordnungen der oben genannten Funktionskomponenten prägen die Geometrie des Fahrweges. Ebenfalls festgelegt ist die Länge der Langstatorsegmente („Statorpakete“) mit 1,032 m. Aus diesem Maß ergeben sich die Systemlängen der Fahrwegträger, die immer ein Vielfaches einer Statorpaket-Dreiergruppe sind (siehe auch Bild 6-4). So wurden bisher Fahrwegträger bzw. -platten mit Systemfeldlängen $L_{\text{Sys}} = 6,2 \text{ m} / 9,3 \text{ m} / 12,4 \text{ m} / 24,8 \text{ m} / 31,0 \text{ m} / 37,1 \text{ m}$ ausgeführt.

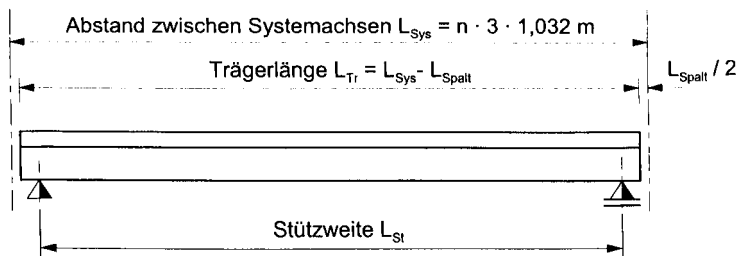


Bild 6-4: Längenmaße des Fahrwegträgers

Als Querschnitte für Betonfahrwegträger kommen je nach Stützweite offene oder geschlossene (Hohlkasten-) Querschnitte zur Anwendung. Die Stege höherer Querschnitte sind in der Regel geneigt. Zum Zwecke der Minimierung temperaturbedingter Verformungen kann es sinnvoll sein, die Stege nach außen zu neigen bzw. untere Gurtverbreiterungen anzuordnen (siehe dazu auch Bild 6-7). In Bild 6-5 sind einige Querschnittsformen von Magnetschwebbahn-Fahrwegträgern dargestellt.

Hinsichtlich ihrer Belastung weisen die Fahrwege der Magnetschwebbahn gegenüber Schienenbahnen folgende Besonderheiten auf:

- Die hohe Fahrgeschwindigkeit ($v_{\text{max}} \approx 500 \text{ km/h}$) erfordert im Zusammenspiel mit der berührungslosen Trag- und Führtchnik die Einhaltung sehr geringer Herstelltoleranzen und strenger Verformungsbegrenzungen (vgl. Tabelle 6-2).

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

- Der Antrieb ist im Fahrweg und nicht im Fahrzeug enthalten. Die planmäßigen Fahrzeuglasten werden nicht punktuell sondern in Form von verteilten Lasten berührungslos auf den Fahrweg übertragen.
- Zwischen Fahrzeug und Fahrweg besteht eine enge Wechselwirkung. Die Kopplung erfolgt durch ein veränderliches Magnetfeld.
- Neben der globalen Dynamik aus der impulsartigen Belastung des Fahrweges durch das Fahrzeug kommt es aufgrund der wechselnden Belegung und hochfrequenten Regelung der Magnete zu lokalen dynamischen Lasten.

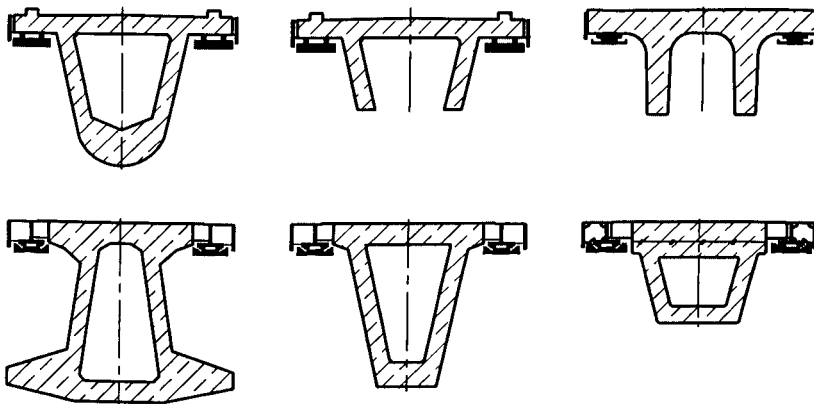


Bild 6-5: Beispiele für MSB-Fahrwegträgerquerschnitte

6.1.2 Einwirkungen

In [MSB-2] sind die Einwirkungen auf Fahrwege der Magnetschwebbahn Transrapid dargestellt. Es wird zwischen ständigen Einwirkungen, veränderlichen Einwirkungen bei Normalbetrieb und Sonderbetrieb sowie außergewöhnlichen Einwirkungen unterschieden. Die ständigen Einwirkungen ergeben sich aus dem Eigengewicht des bewehrten Betons (Kürzel G1) und den Zusatzlasten aus Langstator, Seitenführschiene und sonstigen Ausrüstungsteilen (Kürzel G2). In dieser Arbeit werden die Zusatzlasten zu 4,26 kN/m angesetzt. Zu den ständigen Einwirkungen zählt weiterhin die Trägervorspannung, die nach den in Abschnitt 6.1.5 dargestellten Grundsätzen festgelegt wird.

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

Maßgebend für die statische und dynamische Auslegung der Trägerhauptstruktur sind die Fahrzeuglasten im Normalbetrieb. Sie wirken als gleichmäßig verteilte Linienlasten p_z in Höhe der Langstatoren (Bild 6-3). Hinsichtlich der anzusetzenden statischen Fahrzeuglasten wird zwischen mittlerem Fahrzeuggewicht (Kürzel MG), zulässigem Fahrzeuggewicht (Kürzel ZG) und erhöhtem Fahrzeuggewicht (Kürzel EG) unterschieden. Die dynamische Erhöhung der Fahrzeuglasten wird durch geschwindigkeitsabhängige Schwingfaktoren berücksichtigt, die in dieser Arbeit nach einem eigenen Ansatz ermittelt werden (siehe Abschnitt 6.1.4 und Anhang 2). Eine Zusammenstellung der in den jeweiligen Grenzzuständen der Bemessung angesetzten Fahrzeuglasten wird in Tabelle 6-1 gegeben.

Grenzzustand	Gebrauchstauglichkeit (GZG)		Tragfähigkeit (GZT)
	Verformung	Dekompression	
statisches Fahrzeuggewicht [MSB-2]	$p_{z,ZG} = 28 \text{ kN/m}$	$p_{z,MG} = 25 \text{ kN/m}$	$p_{z,HG} = 30 \text{ kN/m}$
Häufigkeit [MSB-2]	10 %	90 %	-
Schwingbeiwert	$\varphi = 0$	φ gem. Bild 6-12 für $v = 500 \text{ km/h}$	
Kombinationsbeiwert der quasi-ständ. EWK	$\psi = 1,0$		
Sicherheitsbeiwert [DIN-3]	$\gamma_Q = 1,0$		$\gamma_Q = 1,5$

Tabelle 6-1: Ansatz der Einwirkungen aus dem Magnetschwebfahrzeug in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit

6.1.3 Vorbemessung

Der sichere und komfortable Betrieb der Magnetschwebebahn Transrapid erfordert extrem geringe Toleranzen der Fahrweggeometrie, was wiederum zu einer strengen Begrenzung der last- und temperaturinduzierten Trägerverformungen nach [MSB-2] führt. Die Einhaltung der engen Toleranzgrenzen gelingt durch folgende Konstruktionsprinzipien:

- Einhaltung von Mindestbiegesteifigkeiten und Mindestbauhöhen zur Begrenzung der last- und temperaturinduzierten Trägerverformungen,
- formtreue Vorspannung zur Kompensation der Eigengewichtsverformung und zur Minimierung zeitabhängiger Verformungszuwächse aus Kriechen und Schwinden,
- Vorkrümmung (Unterhöhung) der Träger zur Minimierung von Aufwölbungen infolge Temperaturerhöhung durch Sonneneinstrahlung auf den Fahrwegtisch,
- Vorfertigung im Fertigteilwerk zur Erzielung einer hohen Herstellungsgenauigkeit und Betonqualität sowie Einsatz höherfester Betone,
- Minimierung der Temperaturgradienten über die Bauteilhöhe durch verschiedene Maßnahmen (Verminderung von Verschattungen, Wärmestrahlung reflektierende Beschichtungen, Wärmedämmung, Wärmeausgleichsmaßnahmen zwischen warmer und kalter Querschnittseite) [Man-1], [Dro-2],
- technologische Trennung der Funktionsebenen (Statorebene, Seitenführebene und Gleitebene), für die eine sehr hohe Herstellungsgenauigkeit erforderlich ist, vom restlichen Baukörper [Feix-1], [Wolf-1].

6.1.3.1 Begrenzung der Durchbiegungen aus Fahrzeuglasten

Maßgebend für die Festlegung der maximal zulässigen Verformungen unter Fahrzeuglasten ist die systemspezifische Begrenzung der Drehwinkel am Endauflager im Bereich der Statorebene. Daraus ergeben sich die in Tabelle 6-2 dargestellten Grenzwerte der Trägerdurchbiegungen [MSB-2]. Aus diesen Durch-

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

biegungsbegrenzungen und den zugehörigen Fahrzeuglasten (ebenfalls in Tabelle 6-2 dargestellt) lassen sich folgende Bestimmungsgleichungen für die erforderlichen Mindestbiegesteifigkeiten EI_y und EI_z der Träger ableiten.

$$\min EI_y [\text{MNm}^2] = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{z,ZG} \cdot L_{St}^4}{w_{z,p}} = 1,458 \cdot L_{St}^3 \quad (L_{St} \text{ in m}) \quad \text{Gl. (6-1)}$$

$$\min EI_z [\text{MNm}^2] = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{y,ZG} \cdot L_{St}^4}{w_{y,p}} = 0,840 \cdot L_{St}^3 \quad (L_{St} \text{ in m}) \quad \text{Gl. (6-2)}$$

Einwirkung in vertikaler Richtung (z-Richtung)		Grenzwert der Verformung
Fahrzeug p	$p_{z,ZG} = 28 \text{ kN/m}$ (siehe Tabelle 6-1)	$w_{z,p} = L_{St}/4000$
Temperaturdifferenz ¹ ΔT	ohne Untergurtverbreiterung $\Delta T_u = 5 \text{ K} \quad / \quad \Delta T_o = -17 \text{ K}$	$w_{z,\Delta T,o} = -L_{St}/6500$
	mit Untergurtverbreiterung $\Delta T_u = 5 \text{ K} \quad / \quad \Delta T_o = -10 \text{ K}$	$w_{z,\Delta T,u} = L_{St}/5400$
Einwirkung in lateraler Richtung (y-Richtung)		Grenzwert der Verformung
Fahrzeug p	$p_{y,ZG} = 4,3 \text{ kN/m}$	$w_{y,p} = L_{St}/15000$
Temperaturdifferenz ΔT	$\Delta T = \pm 10 \text{ K}$	$w_{y,\Delta T} = -L_{St}/5800$

Tabelle 6-2: Verformungsbegrenzungen für Beton-Einfeldträger [MSB-2]

6.1.3.2 Begrenzung der Durchbiegungen aus Temperatureinwirkungen

Die gemäß [MSB-2] bei der Auslegung von MSB - Fahrwegen zu berücksichtigenden Temperaturgradienten über die Querschnittshöhe bzw. -breite und die daraus resultierenden zulässigen Durchbiegungen sind in Tabelle 6-2 zusammengestellt. Aus systemspezifischen Forderungen ergeben sich strenge Begrenzungen dieser

¹ Die Vorzeichen der Temperaturdifferenzen wurden hier im Gegensatz zu [MSB-1] so gewählt, dass eine positive Temperaturdifferenz auch zu Durchbiegungen in positiver z-Richtung führen.

Durchbiegungen, wobei in negativer z-Richtung (Aufwölbungen) geringere Werte zulässig sind als in positiver z-Richtung.

Die anzusetzenden Temperaturdifferenzen wurden aus Temperatur- und Verformungsmessungen an MSB- Fahrwegträgern unter Annahme eines über die Querschnittshöhe bzw. -breite linear verlaufenden Temperaturgradienten ermittelt. Demzufolge lassen sich die Trägerverformungen infolge der Temperaturdifferenz nach den Grundsätzen der Balkentheorie nach Gl. (6-3) berechnen. Aus dieser Gleichung geht hervor, dass die temperaturinduzierten Durchbiegungen durch die Länge und Höhe der Träger, d. h. durch die Biegeschlankheit, nicht jedoch durch deren Biegesteifigkeit beeinflusst werden.

$$\max w_{\Delta T} = \frac{l_{St}^2}{h} \cdot \frac{\Delta T \cdot \alpha_T}{8} \quad \text{Gl. (6-3)}$$

$$\alpha_T = 10^{-5} [1/K] \quad \text{Wärmeausdehnungskoeffizient des Betons}$$

Messungen an Fahrwegträgern der TVE zeigten, dass diese sich infolge der Sonneneinstrahlung auf den Fahrwegtisch im Sommer stärker nach oben verformen als im Winter nach unten. Hierzu ist anzumerken, dass diese Messergebnisse aufgrund ihres stichprobenartigen Charakters keine Allgemeingültigkeit besitzen.

In seiner Dissertation weist FOUAD darauf hin, dass es bei Vorhandensein einer frischen Schneedecke zur Reflexion von 80-90 % der Sonneneinstrahlung kommt [Fou-1]. Weil die berührungslose Magnetschwebetechnik keine vollständige Schneeräumung des Fahrwegtisches erfordert, kann die Sonneneinstrahlung von der Schneedecke auf dem Fahrwegtisch reflektiert werden. Gleichzeitig heizt die von der Schneedecke des Untergrundes reflektierte Wärmestrahlung die Bodenplatte auf, so dass ein negativer Temperaturgradient entsteht. Schematisch ist dies in Bild 6-6 dargestellt. Dieser Temperaturgradient liegt nach [Fou-1] betragsmäßig in der selben Größenordnung wie der sommerliche Wert. Die aus dem negativen Temperaturgradienten resultierenden Aufwölbungen treten mit ihren Extremwerten jedoch nur an wenigen Tagen im Frühjahr auf [Fou-1] und werden deshalb vom Verfasser als nicht relevant für die Dimensionierung der Trägerquerschnitte angesehen.

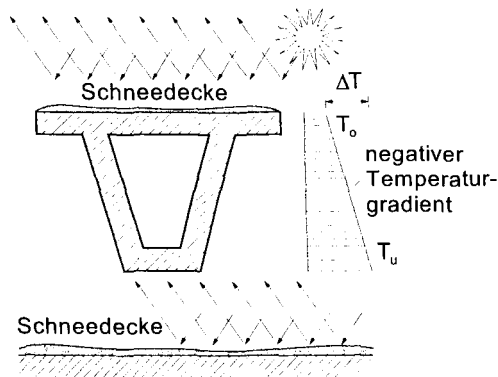


Bild 6-6: Reflexion der Wärmestrahlung durch Schneedecke

Die sommerlichen temperaturbedingten Aufwölbungen können nach einem Vorschlag von MANGERIG [Man-1] durch die Anordnung breiter Untergurte verringert werden. Auf diese Weise gelingt, wie in Bild 6-7 dargestellt, die Minimierung von Verschattungseffekten und in der Folge eine Vergleichmäßigung der Temperaturverteilung über die Trägerbauhöhe. Aus diesem Grund dürfen nach [MSB-2] für Träger mit breiten Untergurten verminderte vertikale Temperaturgradienten angesetzt werden (siehe Tabelle 6-2).

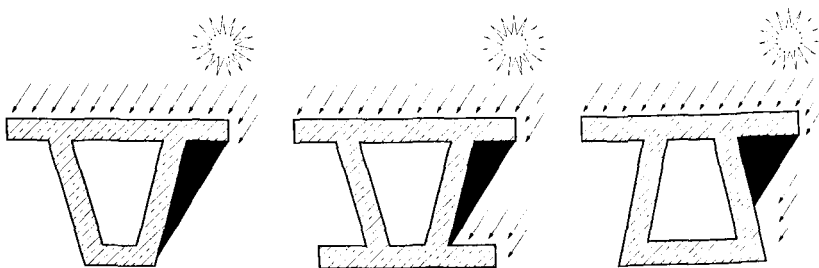


Bild 6-7: Möglichkeiten zur Verminderung der Verschattungseffekte

Da für die Durchbiegung nach oben größere Temperaturgradienten anzusetzen sind als nach unten und gleichzeitig geringere Werte zulässig sind (vergleiche Tabelle 6-2), empfiehlt es sich, die Träger mit einer planmäßigen Vorkrümmung nach unten („Unterhöhung“) herzustellen.

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

Die optimale Unterhöhung ist genau dann erreicht, wenn, ausgehend von der vorgekrümmten Lage, das Verhältnis der maximal zulässigen Durchbiegungen dem Verhältnis der zugehörigen Temperaturgradienten entspricht:

$$\frac{\bar{W}_{z,\Delta T,o}}{\bar{W}_{z,\Delta T,u}} = \frac{\Delta T_o}{\Delta T_u} \quad \text{Gl. (6-4)}$$

$\bar{W}_{z,\Delta T,o}$ zulässige Trägeraufwölbungen nach oben,
bezogen auf den vorgekrümmten Träger nach Bild 6-8

$\bar{W}_{z,\Delta T,u}$ zulässige Trägerdurchbiegungen nach unten,
bezogen auf den vorgekrümmten Träger nach Bild 6-8

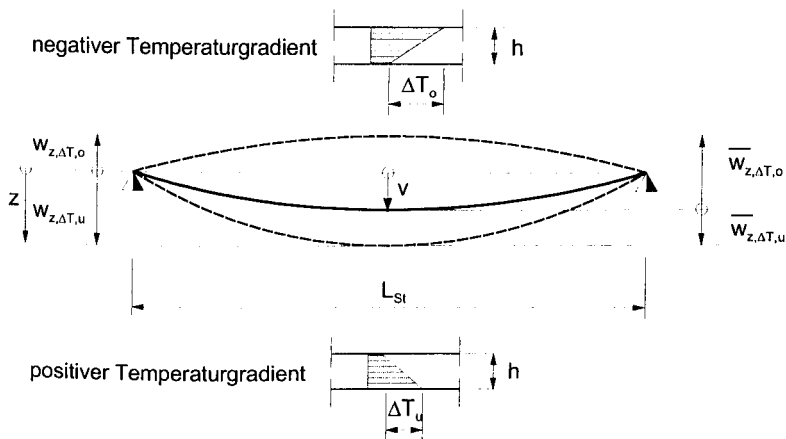


Bild 6-8: Geometrische Beziehungen am temperaturverformten Einfeldträger mit der Vorkrümmung v

Aus den in Bild 6-8 dargestellten geometrischen Beziehungen am verformten Einfeldträger mit der Vorkrümmung v folgt:

$$W_{z,\Delta T,u} - W_{z,\Delta T,o} = \bar{W}_{z,\Delta T,u} - \bar{W}_{z,\Delta T,o} \quad \text{Gl. (6-5)}$$

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

$$\bar{w}_{z,\Delta T,o} = w_{z,\Delta T,o} - v \quad \text{bzw.} \quad \bar{w}_{z,\Delta T,u} = w_{z,\Delta T,u} - v \quad \text{Gl. (6-6)}$$

$w_{z,\Delta T,o}$ = zulässige Trägerdurchbiegungen nach oben, bezogen auf die Verbindungslinie zwischen den Auflagern

$w_{z,\Delta T,u}$ = zulässige Trägerdurchbiegungen nach unten, bezogen auf die Verbindungslinie zwischen den Auflagern

v = Stich der Trägervorkrümmung in Trägermitte

Die Bestimmungsgleichungen für die zulässigen Trägerdurchbiegungen, bezogen auf den vorgekrümmten Einfeldträger, ergeben sich aus Gl. (6-4) und Gl. (6-5).

$$\bar{w}_{z,\Delta T,u} = \frac{w_{z,\Delta T,u} - w_{z,\Delta T,o}}{1 - \Delta T_o / \Delta T_u} \quad \text{und} \quad \bar{w}_{\Delta T,o} = \frac{w_{z,\Delta T,u} - w_{z,\Delta T,o}}{\Delta T_u / \Delta T_o - 1} \quad \text{Gl. (6-7)}$$

Schließlich erhält man den auf die Trägerlänge bezogenen Stich der Vorkrümmung v / L_{St} aus Gl. (6-6) und Gl. (6-7).

$$\frac{v}{L_{St}} = \frac{w_{z,\Delta T,u}}{L_{St}} - \frac{w_{z,\Delta T,u} / L_{St} - w_{z,\Delta T,o} / L_{St}}{1 - \Delta T_o / \Delta T_u} \quad \text{Gl. (6-8)}$$

Die Grenzschlankheit, mit der ein um das Maß v vorgekrümmter Träger unter Einhaltung der zulässigen Verformungen aus dem vertikalen Temperaturgradienten ausgeführt werden darf, erhält man durch Gleichsetzen von Gl. (6-7) und Gl. (6-3) und anschließendem Umformen zu Gl. (6-9).

$$\left(\frac{h}{L_{St}} \right)_{\min} = \frac{\alpha_T}{8} \cdot \frac{|\Delta T_u| + |\Delta T_o|}{|w_{\Delta T,u} / L_{St}| + |w_{\Delta T,o} / L_{St}|} \quad \text{Gl. (6-9)}$$

Setzt man die in Tabelle 6-2 angegebenen Werte für die Temperaturgradienten und die zulässigen Verformungen sowie den Wärmeausdehnungskoeffizienten des Betons in die Gleichungen Gl. (6-8) und Gl. (6-9) ein, so ergeben sich die in Tabelle 6-3 angegebenen Grenzschlankheiten und zugehörigen Vorkrümmungen der Fahrwegträger.

Querschnittstyp	Grenzschlankheit (h / L_{St}) _{min}	Vorkrümmung v / L_{St}
mit unverbreitertem Untergurt nach Bild 6-7 (von der Sonneneinstrahlung verschattet)	1 / 12,3	1 / 9250
mit verbreitertem Untergurt nach Bild 6-7 (von der Sonneneinstrahlung beschienen)	1 / 18,1	1 / 13850

Tabelle 6-3: Grenzschlankheiten und zugehörige Trägervorkrümmungen

Trotz ihres geringen Betrages ist die Vorkrümmung sehr bedeutend für die Mindestbauhöhe der Fahrwegträger. So benötigt ein einfeldriger Betonfahrwegträger ohne verbreitertem Untergurt mit einer Stützweite von 25,0 m eine Bauhöhe von 2,03 m bei einer Vorkrümmung von 2,7 mm. Ohne Vorkrümmung würde die Verformung nach oben maßgebend sein und zu einer 70% größeren Mindestbauhöhe führen.

6.1.3.3 Materialgüten und Trägerabmessungen

Zur Eingrenzung der freien Parameter bei den numerischen Untersuchungen wurden die Materialgüten sowie geometrische Größen, von denen keine wesentlichen Auswirkungen auf die Berechnungsergebnisse zu erwarten sind, auf baupraktisch übliche Werte festgelegt.

Als Betongüte wird ein C45/55 nach [DIN-1] mit den in Abschnitt 5.2.1 dargestellten Materialgesetzen angesetzt. Da es sich bei der dynamischen Steifigkeitsanalyse um eine vergleichende Methode handelt, haben herstellungs- oder belastungsabhängige Abweichungen der Materialkennwerte von den Normwerten kaum Einfluss auf das Prüfergebnis und bleiben daher unberücksichtigt (siehe dazu auch Abschnitte 5.2.1.2 und 5.2.1.3). Für den Spann- und Betonstahl werden die derzeit üblichen Stahlsorten

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

St 1570/1770 und BSt 500 angesetzt, deren charakteristische Arbeitslinien in Bild 6-9 dargestellt sind. Bild 6-9 a (oben) zeigt die bei den FE-Berechnungen verwendeten Arbeitslinie des Spannstahls (dicke Linie) sowie die Grenzen ihres Streubereiches (dünne Linien) [Zul-1]. Die Beschreibung des σ - ϵ -Verlaufes des Betonstahls im FE-Modell erfolgte nach dem Ansatz von DILGER (siehe auch Abschnitt 5.2.2).

In Bild 6-9 b sind die bilinearen Arbeitslinien des Beton- und Spannstahls dargestellt, die in dieser Arbeit zur analytischen Ermittlung der Biegetragfähigkeiten verwendet werden [DIN-1].

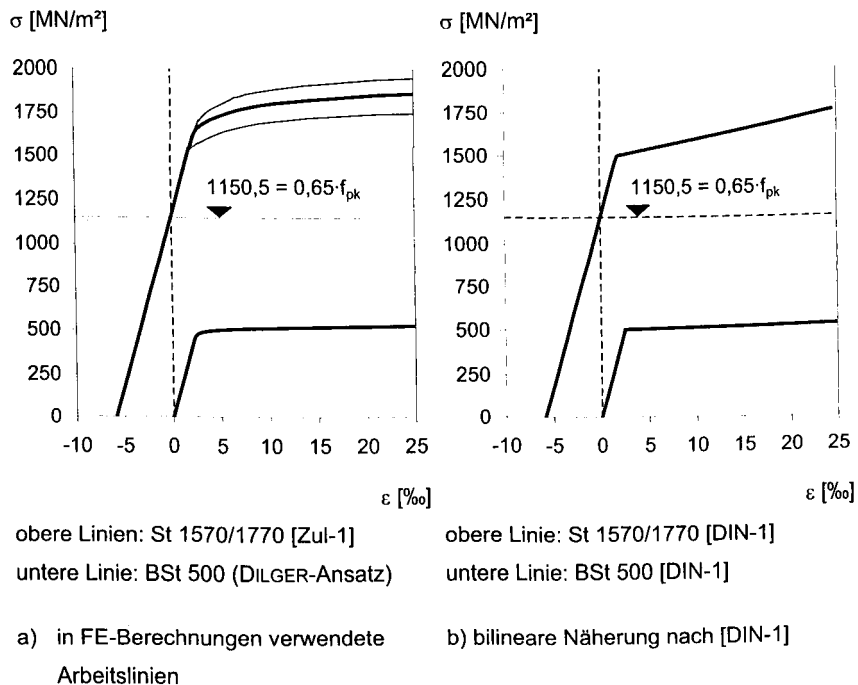


Bild 6-9: Charakteristische Arbeitslinien von Beton- und Spannstahl

Die Querschnittsabmessungen der Referenzträger wurden zu bauüblichen Werten angenommen, wobei die Hohlkastenträger aufgrund ihrer höheren Torsionssteifigkeit geringe Steg- und Flanschdicken aufweisen (Tabelle 6-4). Wegen ihres geringen Einflusses auf das Berechnungsergebnis blieben Stegneigungen unberücksichtigt.

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

Die Festlegung der Referenzträger-Bauhöhen ergibt sich aus der Begrenzung verkehrslastinduzierter Durchbiegungen nach Gl. (6-1) und temperaturinduzierter Verformungen nach Gl. (6-9) bzw. Tabelle 6-3. In Bild 6-10 sind die Biegeschlankheiten in Abhängigkeit der Trägerstützweiten für die Querschnitte aus Tabelle 6-4 dargestellt. Die Bauhöhen der Träger mit Untergurtverbreiterung werden nach unten hin durch den Konstruktionsfreiraum für die Schwebegestelle gemäß Bild 6-3 begrenzt. Um den bisherigen Erfahrungsbereich nicht zu verlassen, wird die Mindesthöhe der Fahrwegträger ohne Untergurtverbreiterung zu 1,0 m festgelegt.

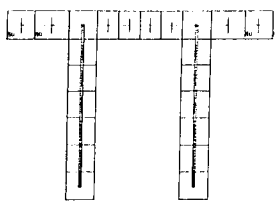
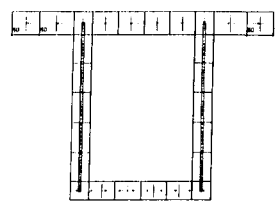
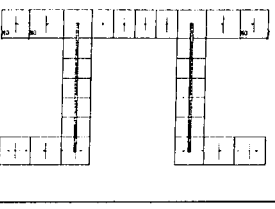
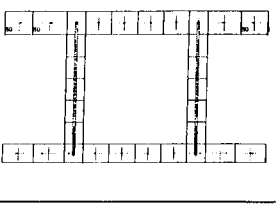
	Plattenbalken	Hohlkasten
ohne Untergurtverbreiterung (nicht temperaturoptimiert) $h = \frac{L_{St}}{12,3} \geq 1,0 \text{ m}$		
mit Untergurtverbreiterung (temperaturoptimiert) $h = \frac{L_{St}}{15} \geq 1,55 \text{ m}$		
Fahrtischbreite:	$b_{f,o} = 2,80 \text{ m}$	
Kragarmbreite (o/u):	$b_{krag} = 0,65 \text{ m}$	
Obergurtdicke:	$d_{fo} = 0,30 \text{ m}$	$d_{fo} = 0,25 \text{ m}$
Untergurtdicke:	$d_{fu} = 0,30 \text{ m}$	$d_{fu} = 0,20 \text{ m}$
Stegbreiten:	$b_w = 0,30 \text{ m}$	$b_w = 0,20 \text{ m}$

Tabelle 6-4: Abmessungen und Diskretisierung der betrachteten Querschnitte

Aus Bild 6-10 ist ersichtlich, dass bei Querschnitten ohne Untergurtverbreiterung die Verformung aus dem vertikalen Temperaturgradienten (ΔT -Kriterium) und damit die

Grenزشlankheit von $1/12,3$ maßgebend ist. Bei den temperaturoptimierten Querschnitten mit Untergurtverbreiterung hingegen ist das Kriterium zur Begrenzung der Verkehrslastdurchbiegungen (Δp -Kriterium) bemessungsrelevant. Es erfordert, wie aus Bild 6-10 hervorgeht, näherungsweise eine Biegeschlankheit von $1/15$. Aufgrund ihrer Mindesthöhe greift dieses Kriterium jedoch erst bei Trägern ab Stützweiten von etwa 24,0 m.

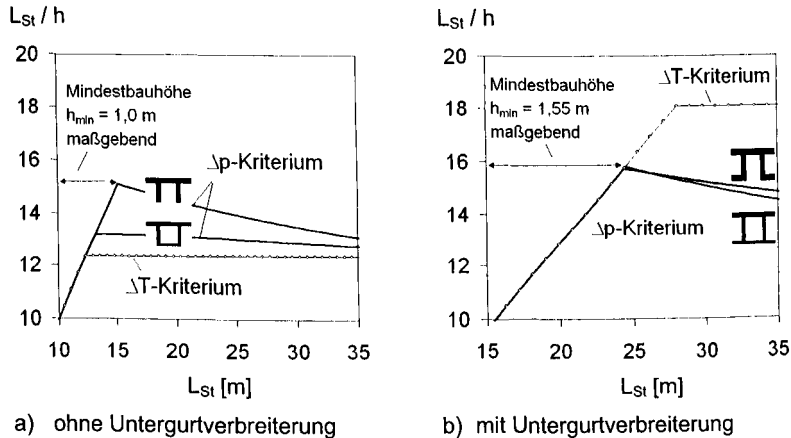


Bild 6-10: Grenزشlankheiten in Abhängigkeit der Stützweiten

6.1.3.4 Berechnungsbeispiel

Die Vorgehensweise zur Dimensionierung der Referenzträger wird in diesem und den Abschnitten 6.1.4.2, 6.1.5.3 und 6.1.6.3 anhand von Zahlenbeispielen verdeutlicht. Als Beispielträger wurde der Regelfahrwegträger Typ I mit Hohlkastenquerschnitt ohne Untergurtverbreiterung mit einer Länge von ca. 25 m gewählt.

Beton C45/50:	$f_{ck} / E_{cm} =$	45 / 37.500 MN/m ²	[DIN-1]
St 1570/1770:	$f_{p0,1k} / f_{pk} / E_s =$	1500 / 1770 / 195.000 MN/m ²	[Zul-1]
BSt 500:	$f_{yk} / f_{tk,cal} / E_s =$	500 / 525 / 200.000 MN/m ²	[DIN-1]
Bauhöhe:	$h = 25/12,3 =$	2,033 m	Tabelle 6-4

6.1.4 Dynamische Lastüberhöhung

6.1.4.1 Eigener Berechnungsansatz für den Schwingfaktor

Die Befahrung durch das Fahrzeug stellt für den Träger eine transiente Einwirkung dar, die eine dynamische Überhöhung der statischen Fahrzeuglasten bewirkt. Sie wird von folgenden Faktoren beeinflusst:

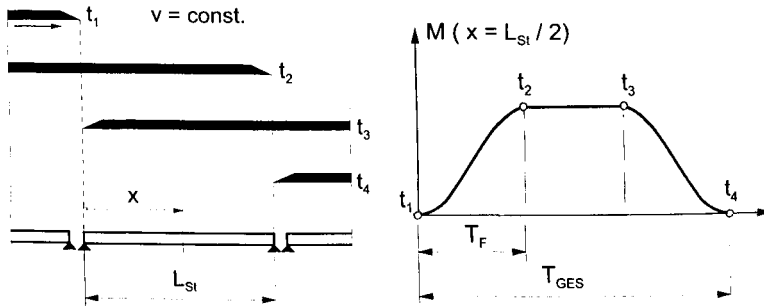
- Eigenfrequenzen der Träger,
- Zeitverlauf der Einwirkungen,
- Dämpfungseigenschaften (siehe auch [Bur-1]),
- geometrische Abweichungen von der Fahrweg-Solllage und
- Abstand, Art und Geschwindigkeit der Einwirkungen.

Die Interaktion zwischen Magnetschwebfahrzeug und Fahrweg während der Überfahrt ist wegen des ständig nachgeregelten Luftspaltes sehr komplex und entzieht sich bisher einer ganzheitlichen baulastdynamischen Beschreibung. Aus diesem Grund ist es derzeit noch erforderlich, die dynamische Lastüberhöhung durch in-situ-Messungen am Fahrweg zu ermitteln [MSB-2]. Bisher liegen derartige Messergebnisse nur für einzelne Trägerbauformen vor und sind daher nicht allgemeingültig. Zur Erfassung der dynamischen Überhöhung für die Trägerbemessung ist vom Verfasser dieser Arbeit ein Näherungsansatz entwickelt worden. Die Vorgehensweise ist im Anhang 2 ausführlich beschrieben. Dort ist auch eine Beispielrechnung und ein Vergleich der rechnerisch ermittelten Werte mit Messwerten zu finden [IABG-1].

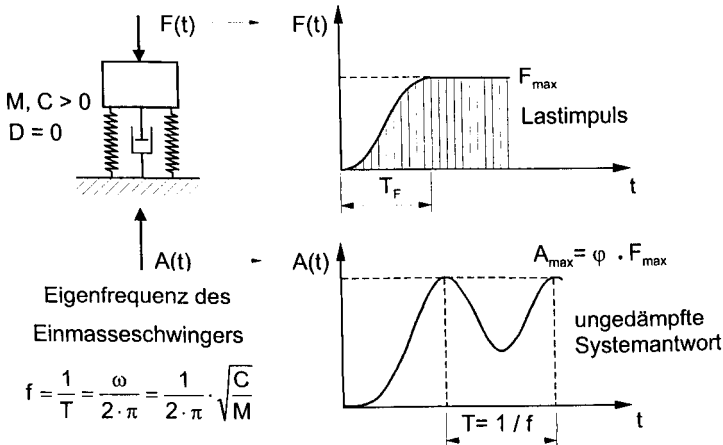
Bild 6-11 zeigt schematisch die Vorgehensweise zur Ermittlung der Schwingfaktoren. Der Fahrwegträger wird als ungedämpfter Einmasseschwinger idealisiert und die zeitliche Lastentwicklung in Form von Impulsfunktionen durch das Schnittprinzip am Einfeldbalken ermittelt. Mittels numerischer Zeitschrittintegration erfolgt die Berechnung der dynamischen Antwort des Einmasseschwingers auf die Impulsfunktionen der maßgebenden Schnittgrößen. Der Schwingfaktor ergibt sich aus dem Verhältnis zwischen der maximalen Auflagerkraft des Schwingers F und der maximalen statischen Last A (Bild 6-11 b). Durch Wiederholung der Berechnungen bei Variation der Eigenfrequenzen f lassen sich die in Bild A2-5 dargestellten

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

Stoßspektrern ermitteln. Aus der Umhüllenden über diesen Stoßspektrern ergibt sich schließlich das in Bild 6-12 dargestellte Bemessungsdiagramm. Es beschreibt den Verlauf des Schwingfaktors φ in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen der Lastaufbringungsdauer T_F und der Periode der ersten Biegeeigenschwingung T . Die analytische Lösung wird in Gl. (6-10) gegeben. Um den Erfahrungsbereich bei Fahrwegträgern nicht zu verlassen, wurde der Schwingfaktor nach unten durch $\varphi_{\min} = 1,2$ und nach oben durch $\varphi_{\max} = 1,8$ begrenzt [MSB-3].

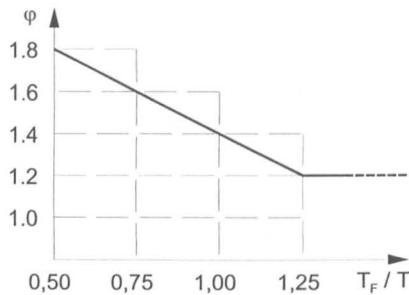


a) Impulsfunktion aus Befahrung des Einfeldträgers durch das Fahrzeug



b) Ermittlung der dynamischen Antwort auf den Impuls

Bild 6-11: Vorgehensweise zur Ermittlung des Schwingfaktors



$$\varphi = 2,2 - 0,8 \cdot \frac{T_F}{T} \geq 1,20 \quad \text{Gl. (6-10)}$$

$$\frac{T_F}{T} = \frac{L_{St} \cdot f_1}{v} \geq 0,5 \quad \text{Gl. (6-11)}$$

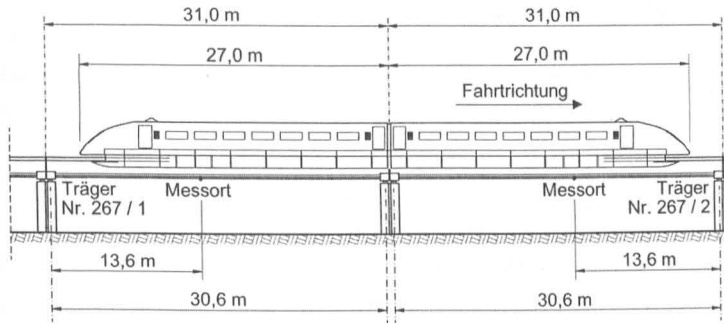
Bild 6-12: Bemessungsdiagramm für den Schwingfaktor φ

Bild 6-13 b zeigt den Vergleich zwischen rechnerisch und experimentell ermittelten Schwingfaktoren. Die experimentell ermittelten Schwingfaktoren wurden auf Grundlage von Verformungs- und Dehnungsmessungen an der Stelle des maximalen Feldmomentes an einem Prototypträger der TVE gewonnen. Sie zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Schwingfaktoren, die aus der Impulsfunktion für das maximale Biegemoment rechnerisch ermittelt wurden (vergleiche auch Bild A2-5).

Weiterhin zeigt sich, dass die nach Gl. (6-10) ermittelten Bemessungswerte der Schwingfaktoren eine gute Näherungslösung darstellen. Die eigenen Berechnungswerte werden auch durch jüngste Berechnungsergebnisse von LUTZENBERGER und LUTZENS [Lutz-1] bestätigt, die auf Grundlage verfeinerter Berechnungsmodelle gewonnen wurden (siehe dazu auch die Beispielrechnung im Anhang 2).

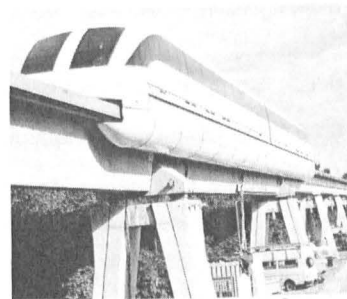
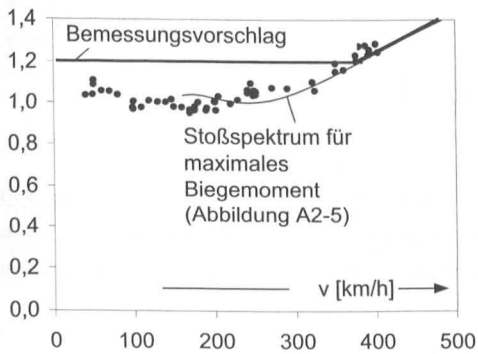
In ihrer Arbeit zeigen die Autoren, dass es bei bestimmten Fahrgeschwindigkeiten infolge der Tragmagnetteilung auch zur Anregung periodischer Trägerschwingungen kommen kann. Sie können besonders bei großen Fahrzeuglängen zu einer Vergrößerung der Schwingfaktoren führen. Hierbei sei jedoch angemerkt, dass die Amplituden der periodischen Schwingung durch die immer vorhandene Dämpfung in Wirklichkeit geringer ausfallen und durch konstruktive Maßnahmen, wie sie beispielsweise in [Pet-2] beschrieben werden, zusätzlich verringert werden können.

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton



a) Messorte

Schwingfaktor φ



b) Messwerte und nach eigenem Ansatz ermittelte Schwingfaktoren

c) Messträger mit Fahrzeug

Bild 6-13: Vergleich zwischen Messwerten [IABG-1] und Rechenwerten der Schwingfaktoren (siehe dazu auch Anhang 2)

6.1.4.2 Berechnungsbeispiel

Bruttoquerschnittswerte:	$A_c = 1,6332 \text{ m}^2$ $I_y = 0,8776 \text{ m}^4$ $e_z = 0,812 \text{ m}$	Tabelle 6-4
	$W_{y,o} / W_{y,u} = -1,0802 / 0,7190 \text{ m}^3$	
Eigengewicht ³ :	$g_{1+2} = 1,6332 \cdot 25 + 4,26 = 45,09 \text{ kN/m}$	Tabelle 6-1
Geschwindigkeit	$v = 500 \text{ km/h}$	Tabelle 6-1
1. Eigenfrequenz:	$f_{z,1} = \frac{\pi}{2 \cdot 25,0^2} \cdot \sqrt{\frac{35.700 \cdot 0,8776 \cdot 10^3}{45,09/9,81}} = 6,56 \text{ Hz}$	siehe auch Anhang 2
bez. Impulsdauer:	$T_F = \frac{25,0}{500/3,6} = 0,18 \text{ s}$	Bild 6-12
Schwingfaktor:	$\varphi_z = 2,2 - 0,8 \cdot 0,18 \cdot 6,56 = 1,255$	Bild 6-12

6.1.5 Vorspannung und Betonstahlbewehrung

6.1.5.1 Ermittlung der Vorspannkräfte

Aus den vorangegangenen Abschnitten wurde deutlich, dass die Einhaltung der sehr strengen Verformungsbegrenzungen maßgebend für Magnetbahn-Fahrwegträger ist. Dies trifft auch auf die Auslegung der Vorspannung zu, die drei Hauptanforderungen erfüllen muss:

- Die Durchbiegungen aus den ständigen Lasten (Eigengewicht und Vorspannung) sind durch die Vorspannung vollständig zu kompensieren (formtreue Vorspannung).
- Die zeitabhängigen Durchbiegungszuwächse infolge Kriechens und Schwindens des Betons sowie Relaxation des Spannstahles sind zu minimieren.
- Unter Gebrauchslasten dürfen keine Biegezugspannungen auftreten, die zu Rissen und damit zu Verformungszuwächsen führen könnten.

³ Wegen der Schwierigkeiten bei der Erfassung der Fahrzeug-Fahrweg-Interaktion (nichtlineare Kopplung) bleibt das mitschwingende Fahrzeuggewicht unberücksichtigt.

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

Neben diesen Hauptanforderungen muss die Vorspannung in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit weitere Bedingungen erfüllen, wie Rissefreiheit in allen Bauzuständen und Einhaltung der Betondruckspannungen. Bei Einhaltung dieser Kriterien werden alle Anforderungen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Ermüdung eingehalten (siehe auch Abschnitt 6.1.6). Um dies auf wirtschaftlichem Wege zu erreichen, ist eine mehrsträngige Vorspannung erforderlich. Sie besteht aus einer Kombination von Vorspannung mit sofortigem Verbund (im Folgenden als Primärvorspannung bezeichnet) und Vorspannung ohne oder mit nachträglichem Verbund (im Folgenden Sekundärvorspannung genannt). Bild 6-14 zeigt dieses Vorspannkonzzept.

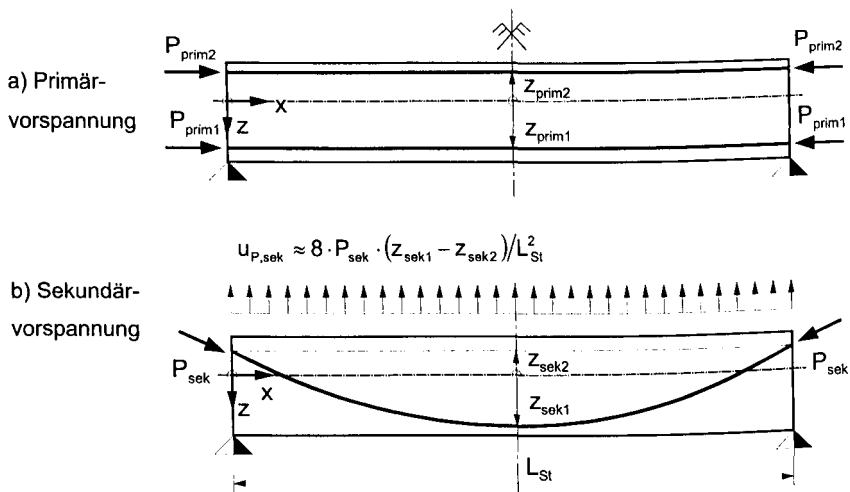


Bild 6-14: Kombinierte Vorspannung mit Anker- und Umlenkkräften

Die gerade geführte Primärvorspannung muss nicht notwendigerweise vollständig im Spannbett hergestellt werden. Vielmehr kann es sinnvoll sein, einen Teil der oberen Primärvorspannung P_{prim2} mit nachträglichem Verbund auszuführen. Im Zusammenspiel mit der sekundären Vorspannung können dann Spannungs- und Verformungskorrekturen auch noch nach dem Erhärten des Betons vorgenommen werden.

Zur Einhaltung der Formtreue muss die Vorspannung das Eigengewicht über die gesamte Trägerlänge genau kompensieren. Das wird erreicht, wenn die Umlenk-

kräfte der parabelförmig geführten Sekundärvorspannung betragsmäßig der Streckenlast aus dem Trägereigengewicht entsprechen. Alle weiteren Momente aus der Trägervorspannung dürfen dann in der Summe keine Biegemomente, sondern lediglich eine zentrische Druckspannung erzeugen. Demnach ergeben sich folgende zwei Bedingungen für die Vorspannung (siehe auch Bild 6-15):

$$M_{G1} + M_{G2} + P_{\text{sek}} \cdot (z_{\text{sek1}} - z_{\text{sek2}}) \stackrel{!}{=} 0 \quad (\text{Bedingung 1}) \quad \text{Gl. (6-12)}$$

$$P_{\text{prim1}} \cdot z_{\text{prim1}} + P_{\text{prim2}} \cdot z_{\text{prim2}} + P_{\text{sek}} \cdot z_{\text{sek2}} \stackrel{!}{=} 0 \quad (\text{Bedingung 2}) \quad \text{Gl. (6-13)}$$

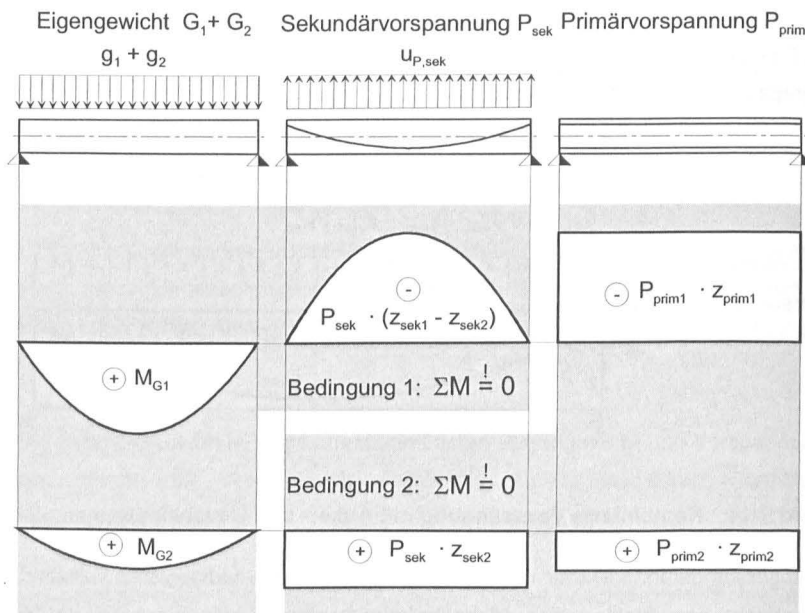


Bild 6-15: Erzeugung der formtreuen Vorspannung

Bei Einhaltung beider Bedingungen sind unter ständigen Lasten die Spannungen über die Trägerhöhe konstant, d. h. es herrscht ein zentrischer Spannungszustand (siehe Bild 6-16 b). Die zeitabhängigen Verformungen aus Kriechen, Schwinden und Relaxation führen dann lediglich zu Trägerverkürzungen, nicht jedoch zu

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

Verkrümmungen bzw. Durchbiegungen. Damit ist die zweite Anforderung an die Vorspannung erfüllt.

Die dritte Bedingung ist, dass unter ständigen Lasten und Verkehrslast keine Betonzugspannungen in der vorgedrückten Zugzone auftreten (siehe Bild 6-16 c)). Dadurch wird die Rissbildung unter Gebrauchslasten vermieden („Grenz Zustand der Dekompression“).

$$\sigma_{c,u,G1+2} + \sigma_{c,u,p} + \sigma_{c,u,prim1} + \sigma_{c,u,prim2} + \sigma_{c,u,sek} \stackrel{!}{=} 0 \quad (\text{Bedingung 3}) \quad \text{Gl. (6-14)}$$

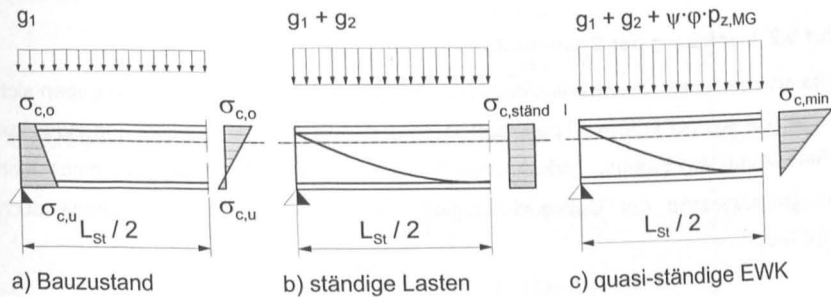


Bild 6-16: Betonspannungen in den maßgebenden Gebrauchszuständen

Damit stehen drei Bestimmungsgleichungen zur Verfügung, aus denen sich nach dem Umformen die Bestimmungsgleichungen für die Vorspannkraft der einzelnen Spannstränge ermitteln lassen (Gl. (6-15) bis Gl. (6-17)).

$$P_{sek,\infty} = \frac{M_{G1+2}}{Z_{sek1} - Z_{sek2}} \quad \text{Gl. (6-15)}$$

$$P_{prim1,\infty} = \frac{\frac{M_{G1+2} + M_p}{W_{y,u}} - P_{sek,\infty} \cdot \left(\alpha_{sek1} - \frac{Z_{sek2}}{Z_{prim2}} \cdot \alpha_{prim2} \right)}{\alpha_{prim1} - \frac{Z_{prim1}}{Z_{prim2}} \cdot \alpha_{prim2}} \quad \text{Gl. (6-16)}$$

$$P_{\text{prim2},\infty} = P_{\text{sek},\infty} \cdot \frac{z_{\text{sek2}}}{z_{\text{prim2}}} + P_{\text{prim1},\infty} \cdot \frac{z_{\text{prim1}}}{z_{\text{prim2}}} \quad \text{Gl. (6-17)}$$

$$\alpha_{\text{prim1}} = \frac{1}{A_c} + \frac{z_{\text{prim1}}}{W_{y,u}}$$

$$\alpha_{\text{prim2}} = \frac{1}{A_c} + \frac{z_{\text{prim2}}}{W_{y,u}}$$

$$\alpha_{\text{sek1}} = \frac{1}{A_c} + \frac{z_{\text{sek1}}}{W_{y,u}}$$

Hinweis:

Die Abstände z der Spannglieder zur Schwerachse sind vorzeichengerecht gemäß Bild 6-14 einzusetzen!

6.1.5.2 Ermittlung der Spannstahl- und Betonstahlquerschnitte

Die erforderlichen Querschnittsflächen A_p der jeweiligen Spannstränge ergeben sich Gl. (6-18) aus der in [DIN-2] geforderten Begrenzung der Spannstahlspannungen zur Vermeidung von Spannungsrissskorrosion unter der quasi-ständigen Lastkombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zum Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ (siehe auch Bild 6-9).

$$A_p = \frac{P}{\text{zul } \sigma_p} = \frac{P}{0,65 \cdot f_{pk}} \quad \text{Gl. (6-18)}$$

Nach den in Abschnitt 5.2.3.3 beschriebenen Grundsätzen wird die Vorspannung in das FE-Modell diskret eingefügt. Die Implementierung der oberen und unteren Primärvorspannung erfolgt in den Mittelebenen der jeweiligen Gurte gleichmäßig über deren Breite (siehe Tabelle 6-4). Die minimalen Randabstände der Sekundärvorspannung in Trägermitte sowie an den Auflagern werden ebenfalls mit dem halben Wert der Flanschdicken angesetzt. Als Betonstahl-Oberflächenbewehrung wird für jede Richtung der praxisübliche Wert von $5,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ angesetzt, welcher etwa der in [DIN-2] geforderten Mindestbewehrung entspricht.

6.1.5.3 Berechnungsbeispiel

Biegemomente:	$M_{G1+2} = \frac{45,09 \cdot 25,0^2}{8} \cdot 10^{-3} = 3,523 \text{ MNm}$	Tabelle 6-1
	$M_{p,MG} = \frac{1,255 \cdot 25 \cdot 25,0^2}{8} \cdot 10^{-3} = 2,451 \text{ MNm}$	
	$M_{G+p,MG} = 3,523 + 2,451 = 5,974 \text{ MNm}$	
Schwerpunktabstände der Spannstränge:	$z_{\text{prim1}} = z_{\text{sek1}} = 2,033 - 0,812 - 0,2/2 = 1,121 \text{ m}$	
	$z_{\text{prim2}} = z_{\text{sek2}} = -0,812 + 0,25/2 = -0,687 \text{ m}$	
Beiwerte:	$\alpha_{\text{prim1}} = \alpha_{\text{sek1}} = \frac{1}{1,6332} + \frac{1,121}{0,7190} = 2,171 \text{ m}^{-2}$	
	$\alpha_{\text{prim2}} = \frac{1}{1,6332} - \frac{0,687}{0,7190} = -0,343 \text{ m}^{-2}$	
Sekundärvorsp.:	$P_{\text{sek},\infty} = \frac{3,523}{1,121 + 0,687} = 1,949 \text{ MN}$	Gl. (6-15)
	$A_{P,\text{sek}} = \frac{1,949}{0,65 \cdot 1,770} \cdot 10^4 = 16,94 \text{ cm}^2$	Gl. (6-18)
Primärvorsp. unten:	$P_{\text{prim1},\infty} = \frac{\frac{5,973}{0,7190} - 1,949 \cdot (2,171 - 1 \cdot (-0,343))}{2,171 - \frac{1,121}{-0,687} \cdot (-0,343)}$	Gl. (6-16)
	$P_{\text{prim1},\infty} = 2,115 \text{ MN}$	
	$A_{P,\text{prim1}} = \frac{2,116}{1,150,5} \cdot 10^4 = 18,38 \text{ cm}^2$	Gl. (6-18)
Primärvorsp. oben:	$P_{\text{prim2},\infty} = 1,949 \cdot 1,0 + 2,116 \cdot \frac{1,121}{-0,687} = 1,504 \text{ MN}$	Gl. (6-17)
	$A_{P,\text{prim2}} = \frac{1,504}{1,150,5} \cdot 10^4 = 13,07 \text{ cm}^2$	Gl. (6-18)
Betonstahlbewehrung:	$A_{s,1} = 2 \cdot 5,0 \cdot 1,50 = 15,0 \text{ cm}^2$	
Schnittgrößen aus Vorspannung:	$N_p = -(1,949 + 2,115 + 1,504) = -5,568 \text{ MN}$	
	$M_p = -(1,949 + 2,115) \cdot 1,121 + 1,504 \cdot 0,687$	
	$M_p = -3,522 \text{ MNm} = -M_{G1+2} \quad (\checkmark)$	Kontrolle

6.1.6 Grenzzustände der Bemessung

6.1.6.1 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Unter Berücksichtigung der in den vorangegangenen Abschnitten dargestellten Querschnittsabmessungen und Vorspannkräfte sind alle Anforderungen in den Grenzzuständen der Verformung und Dekompression bedingungsgemäß eingehalten.

Bild 6-17 zeigt die Verläufe der Betonspannungen über die Querschnittshöhe in Abhängigkeit der Stützweite für die in Tabelle 6-4 dargestellten Trägertypen unter 1,0-fachen Gebrauchslasten. Die Betonspannungen liegen deutlich unterhalb der zulässigen Werte von $0,45 \cdot f_{ck}$ für ständige bzw. $0,60 \cdot f_{ck}$ für seltene Einwirkungskombinationen [DIN-1].

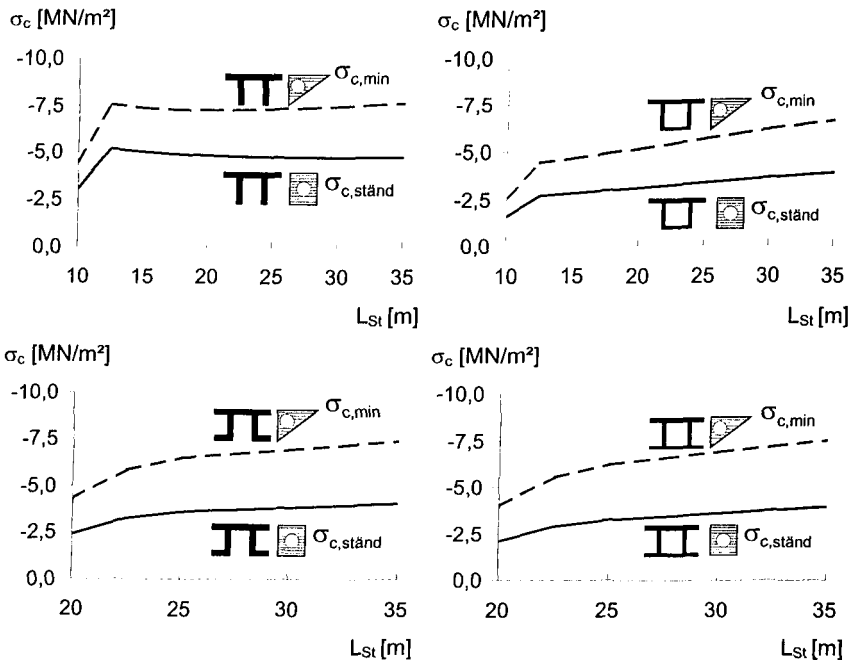
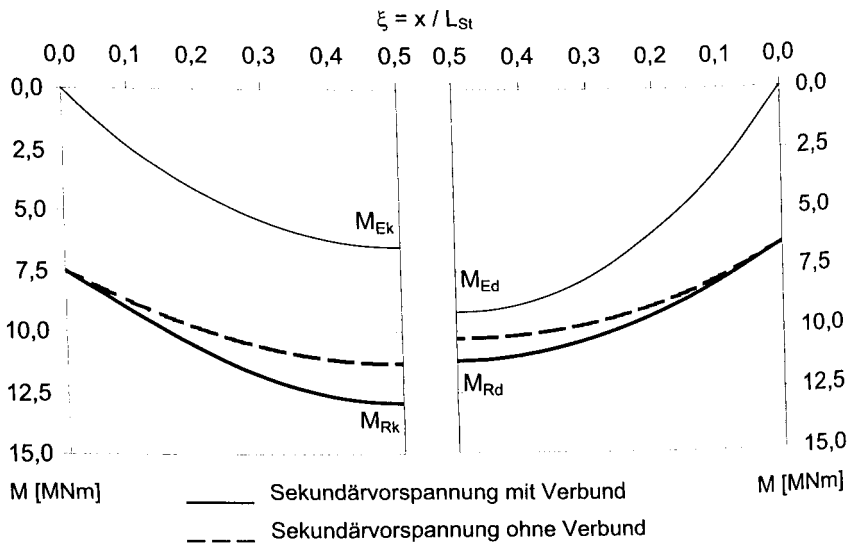


Bild 6-17: Betonspannungen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (vergleiche auch Bild 6-16)

6.1.6.2 Grenzzustand der Biegetragfähigkeit

Die unter Gebrauchstauglichkeitsaspekten dimensionierten Fahrwegträger erfüllen alle Anforderungen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit. Dies geht aus den Vergleichen zwischen Last- und Tragsmomenten hervor, die in Bild 6-18 exemplarisch für den Beispielträger dargestellt sind. Dabei ist erkennbar, dass die maximal aufnehmbaren Biegemomente von Trägern mit verbundlos vorgespannter Sekundärvorspannung um etwa 10% unterhalb der Werte von Trägern mit Vorspannung ohne Verbund liegen.

Die in Bild 6-18 a dargestellten charakteristischen Lastmomente M_{Ek} ergeben sich aus dem Eigengewicht und der erhöhten dynamischen Fahrzeuglast $\psi \cdot p_{z,HG}$ gemäß Tabelle 6-1. Zur Ermittlung der Bemessungswerte M_{Ed} wurden die charakteristischen Werte mit den Faktoren 1,35 für Eigengewichtslasten und 1,5 für Verkehrslasten erhöht [DIN-3].



a) Charakteristische Werte (Index k)

b) Bemessungswerte (Index d)

Bild 6-18: Biegemomente im Grenzzustand der Tragfähigkeit (exemplarisch für den Beispielträger)

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

Die Ermittlung der in Bild 6-18 dargestellten Bruchmomente M_R erfolgte unter Zugrundelegung des in Bild 6-19 dargestellten vereinfachten Ansatzes nach Gleichung Gl. (6-19).

$$M_R(x) = F_{P,prim1} \cdot z_{prim} + F_{sek} \cdot z_{sek}(x) \cdot \cos \gamma(x) + F_{s1} \cdot z_s \quad \text{Gl. (6-19)}$$

Folgende Annahmen liegen der Ermittlung der Dehnungs- und Spannungszustände im Grenzzustand der Biegetragfähigkeit zugrunde:

- Die Dehnung in Höhe der Primärvorspannung erreicht ihren maximal zulässigen Wert nach [DIN-1] bzw. [DIN-2].
- Der Obergurt ist voll überdrückt und die Spannungsverteilung wird durch einen rechteckigen Spannungsblock gemäß [DIN-1] angenähert. Damit liegt die resultierende Druckkraft im Abstand von $0,4 \cdot h_{t0}$ vom gestauchten Querschnittsrand.
- Die Spannungserhöhung der nicht im Verbund liegenden Sekundärvorspannung beträgt $\Delta \sigma_p = 100 \text{ MN/m}^2$ [DIN-1].

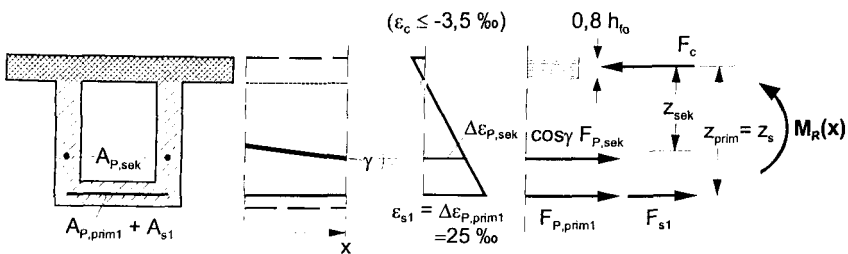


Bild 6-19: Näherungsansatz für Bruchmoment $M_R(x)$

Primärvorspannung	Sekundärvorspannung	Betonstahlbewehrung
$\epsilon_{P,prim1} = \epsilon_P^{(0)} + 0,025$	$\epsilon_{P,sek,vmv} = \epsilon_P^{(0)} + 0,025 \cdot \frac{Z_{sek}}{Z_{prim}}$	$\epsilon_s = 0,025$
$\frac{f_{pk}}{\gamma_s}$ nach [DIN-1]	$\sigma_{P,sek,vmv} / \gamma_s$ nach Bild 6-9 $\sigma_{P,sek,vov} = 0,65 \cdot f_{pk} + 100 \text{ MN/m}^2$	$\frac{f_{tk,cal}}{\gamma_s}$ nach [DIN-1]
$F_{P,prim1} = f_{pk} \cdot A_{P,prim1}$	$F_{P,sek} = \sigma_{P,sek} \cdot A_{P,sek}$	$F_s = f_{tk,cal} \cdot A_{s1}$
$z_{prim} = h - \frac{h_{fu}}{2} - 0,4 \cdot h_{fo}$	$Z_{sek} = Z_{prim} - Z_{sek1}(x) + Z_{prim1}$	$Z_s = Z_{prim1}$

Tabelle 6-5: Stahldehnungen, innere Kräfte und innere Hebelarme im Bruchzustand nach dem vereinfachten Ansatz

Unter diesen Annahmen lassen sich die Stahldehnungen, inneren Kräfte und inneren Hebelarme direkt nach Tabelle 6-5 ermitteln. Die so berechneten aufnehmbaren Biegemomente liegen bei den hier betrachteten hohen Trägerquerschnitten mit ausgeprägten Druckflanschen sehr nahe bei den Ergebnissen nach genauere Berechnung unter Zugrundelegung des wirklichen Dehnungszustandes im Grenzzustand der Biegetragfähigkeit. Es zeigte sich, dass der Näherungsansatz die Maße der Hebelarme etwas unterschätzt und die Betondruckspannungen weit unterhalb der zulässigen Werte nach [DIN-1] liegen.

Zur Überprüfung der oben getroffenen Annahmen wurden die Bruchlasten numerisch am FE-Trägermodell ermittelt. Nachstehende Abbildungen zeigen das rechnerische Lastverformungsverhalten des Beispielträgers bis zum Erreichen des Bruchzustandes.

Dargestellt sind die Durchbiegungen in Trägermitte ($\xi = 0,5$, Bild 6-20) und bei $\xi = 0,3$ (Bild 6-21) in Abhängigkeit des am jeweiligen Ort vorhandenen Biegemomentes aus äußerer Belastung. Bedingungsgemäß führen die ständigen Lasten (Eigengewicht und Vorspannung) zu keinen Durchbiegungen. Die Auflast wird in Form einer Einzellast weggesteuert bei ξ_P aufgebracht.

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

Die mit Hilfe des vereinfachten Ansatzes ermittelten Bruchlasten liegen für Vorspannung mit und ohne Verbund etwas unterhalb der mit dem FE-Modell berechneten Werte. Die Ursachen dafür sind:

- die geringfügige Unterschätzung der inneren Hebelarme beim vereinfachten Ansatz,
- die Vernachlässigung der mitwirkenden Betonstahlmindestbewehrung in der Druckzone und den Stegen beim vereinfachten Ansatz und
- die etwas geringeren zulässigen Spannstahlspannungen nach dem bilinearen Ansatz gemäß Bild 6-9 b.

M ($x = 12,50 \text{ m} = 0,5 \cdot L_{St}$) [MNm]

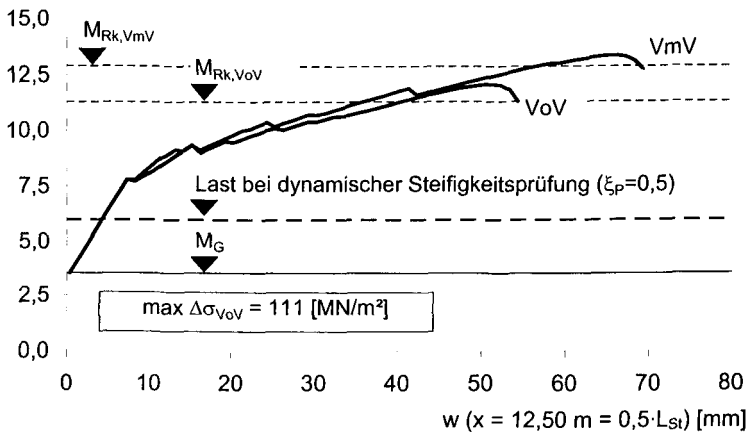


Bild 6-20: Rechnerisch ermittelte Lastverformungsbeziehungen des Beispieltägers für die Feldmitte ($\xi_p = 0,5$)

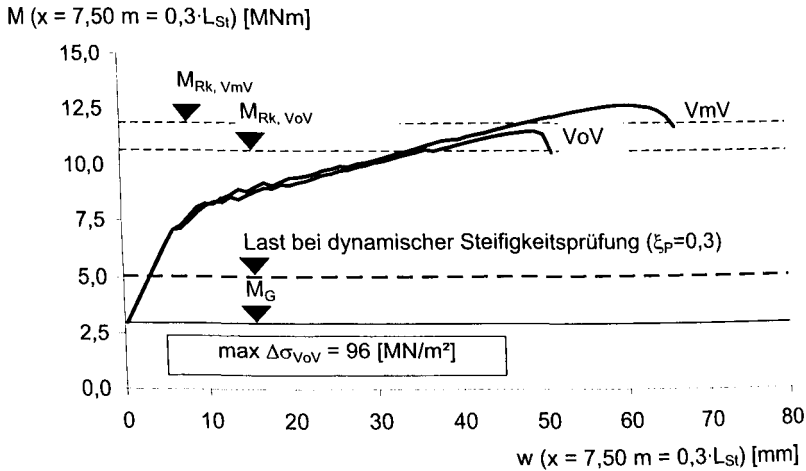


Bild 6-21: Rechnerisch ermittelte Lastverformungsbeziehungen des Beispielträgers für $\xi_p = 0,3$

Die Auswertung der Spannungszuwächse der verbundlosen Sekundärvorspannung für verschiedene Lastorte (Bild 6-22) zeigt, dass der pauschale Ansatz einer mittleren Zusatzdehnung von 100 MN/m^2 nach [DIN-1] eine zutreffende Näherung darstellt.

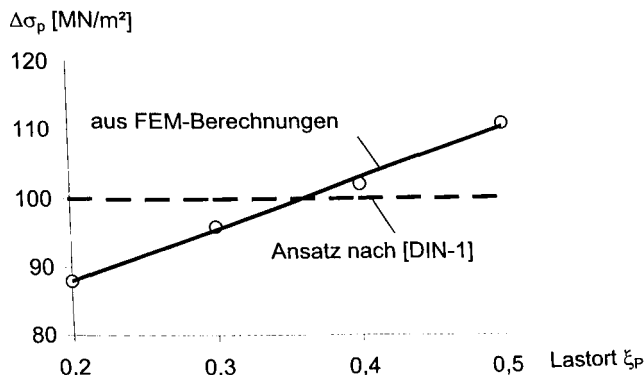


Bild 6-22: Zusatzdehnungen der verbundlosen Sekundärvorspannung im GZT in Abhängigkeit des Lastortes

6.1.6.3 Beispielträger

Betonrandspannungen im GZG unter ständigen Lasten

Zentrische Vorsp.: $\sigma_{c,o} = \sigma_{c,u} = \frac{-5,568}{1,6332} = -3,41 \text{ MN/m}^2$ Bild 6-17

Betonrandspannungen im GZG unter der quasi-ständigen EWK

Betondruckspannungen: $\sigma_{c,o} = \frac{-5,568}{1,6332} - \frac{5,973 - 3,523}{1,0802} = -5,68 \text{ MN/m}^2$ Bild 6-17

Dekompression: $\sigma_{c,u} = \frac{-5,568}{1,6332} + \frac{5,973 - 3,523}{0,719} = 0 \quad (\checkmark)$ Bild 6-17

Nachweis im GZT

Lastmomente: $M_{p,HG} = \frac{1,255 \cdot 30 \cdot 25,0^2}{8} \cdot 10^{-3} = 2,941 \text{ MNm}$

$M_{EK} = 3,523 + 2,941 = 6,464 \text{ MNm}$ Bild 6-18

$M_{Ed} = 1,35 \cdot 3,523 + 1,5 \cdot 2,941 = 9,166 \text{ MNm}$ Bild 6-18

Tragmoment (Sekundärvorspannung mit Verbund)

Innerer Hebelarm: $z \approx 2,033 - 0,20/2 - 0,4 \cdot 0,25 = 1,833 \text{ m}$ Bild 6-19

Innere Kräfte: $F_{P,prim1} = 18,38 \cdot 10^{-4} \cdot 1,770 = 3,253 \text{ MN}$

VmV: $F_{P,sek,vmv} = 16,94 \cdot 10^{-4} \cdot 1,770 = 2,998 \text{ MN}$

VoV: $F_{P,sek,vov} = 16,94 \cdot 10^{-4} \cdot (1150,5 + 100)$

$F_{P,sek,vov} = 2,118 \text{ MN}$

$F_s = 15,0 \cdot 10^{-4} \cdot 525 = 0,788 \text{ MN}$

Charakteristische Werte der inneren Momente und der Sicherheit:

Sek.vorsp. m. Verb. $M_{Rk} = (3,253 + 2,998 + 0,788) \cdot 1,833$

$M_{Rk} = 12,90 \text{ MNm} \rightarrow \gamma_k = \frac{12,90}{6,464} = 1,99$ Bild 6-18

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

Sek.vorsp. o. Verb. $M_{Rk} = (3,253 + 2,118 + 0,788) \cdot 1,833$

$$M_{Rk} = 11,29 \text{ MNm} \rightarrow \gamma_k = \frac{11,29}{6,464} = 1,75$$

Bild 6-18

Bemessungswerte der inneren Momente:

Sek.vorsp. m. Verb. $M_{Rd} = 12,90/1,15 = 11,22 \text{ MNm} > 9,166 \text{ MNm}$

Sek.vorsp. o. Verb. $M_{Rd} = \left(\frac{3,253}{1,15} + \frac{2,118}{1,0} + \frac{0,788}{1,15} \right) \cdot 1,833$

$$M_{Rd} = 10,32 > 9,166 \text{ MNm}$$

6.2 Berechnungsannahmen und Berechnungsablauf

Anhand der Berechnungen wird der Einfluss folgender Parameter auf die Schädigungsindikatoren untersucht:

- Menge der verminderten Spannstahlquerschnittsfläche,
- Lage der Schädigung ξ_{dam} (nur bei VoV, vgl. auch Abschnitt 5.4),
- Länge der Schädigung $L_{P,\text{dam}}$,
- Querschnittstyp,
- geschädigter Spannstrang (Primär- oder Sekundärvorspannung),
- Verbundart der Sekundärvorspannung und die
- Größe der Prüflast P_0 .

Den Berechnungen liegen folgenden Annahmen zugrunde:

- Hinsichtlich der verwendeten Baustoffe und Materialmodelle gelten die Festlegungen der Abschnitte 5.2 und 6.1.3.3.
- Es wird angenommen, dass die Schädigung nur an einer Stelle des Trägers auftritt. Der Schädigungsfortschritt wird durch die sukzessive Verminderung der Spanngliedfläche beschrieben, wobei die einzelnen Spannglieder nacheinander ausfallen. Eine gleichzeitige Verminderung der Primär- und Sekundärvorspannung wird nicht untersucht, statt dessen wird die Schädigung beider Stränge getrennt untersucht. Schädigungen der oberen Primärvorspannung werden nicht betrachtet, da sie weder zu detektierbaren Steifigkeitsverminderungen noch zu signifikanten Tragfähigkeitseinbußen führen.
- Die rechnerischen Untersuchungen wurden an 25 m-Referenzträgern durchgeführt. Vergleichsberechnungen an kürzeren Trägern ergaben nahezu identische Ergebnisse. Im Vergleich zu den betrachteten Trägern weisen kürzere Träger wegen der geringeren Verhältnisse der Bewehrungsrandabstände zur Bauhöhe und der größeren bezogenen Längen des geschädigten Bereiches $\lambda = L_{P,\text{dam}} / L$ etwas höhere Schädigungsindikatoren bei gleichen Ausfallgraden auf.

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

- Die Größe der Vorspannung wird nach Abschnitt 6.1.5 für Zeitpunkte $t \rightarrow \infty$ ermittelt. Es werden demnach nur Zustände nach Abklingen der zeitabhängigen Spannkraftverluste aus Kriechen und Schwinden betrachtet. Für die einzelnen Querschnittstypen ergeben sich unterschiedliche Aufteilungen zwischen Primär- und Sekundärvorspannung. Wie aus nachstehender Tabelle 6-6 hervorgeht, sind Primär- und Sekundärvorspannung bei den betrachteten Querschnittstypen in nahezu gleichen Anteilen vorhanden.
- Die Prüflast wird unter Zugrundelegung des für die Bemessung der Vorspannung maßgebenden mittleren Fahrzeuggewichtes (MG) nach Tabelle 6-1 ermittelt und vereinfachend als Einzellast angesetzt ($P_0 = p_{z, MG} \cdot L_{St} / 2$). Der Einfluss einer erhöhten Prüflast auf die Schädigungsindikatoren wird für den Beispielträger durch 25%-ige Erhöhung von P_0 untersucht.

Querschnittstyp		$\frac{A_{P,0,prim1}}{A_{P,0,tot}}$	$\frac{A_{P,0,sek}}{A_{P,0,tot}}$
Hohlkasten ohne Untergurtverbreiterung	□	52%	48%
Hohlkasten mit Untergurtverbreiterung	▣	50%	50%
Plattenbalken ohne Untergurtverbreiterung	▭	56%	44%
Plattenbalken mit Untergurtverbreiterung	▮	50%	50%

Tabelle 6-6: Flächenanteile der Primär- bzw. Sekundärvorspannung an der in der Zugzone liegenden Gesamtvorspannung (25 m-Referenzträger)

6.2.1 Berechnung der Schädigungsindikatoren

Die Ermittlung der nichtlinearen Schädigungsindikatoren infolge lokal verminderter Spannstahlquerschnitte erfolgte nach der in Abschnitt 5.5 beschriebenen Vorgehensweise durch eine Vielzahl von in Schleifenoperationen durchgeführten Gleichgewichtssiterationen. Aus Gründen der Rechengenauigkeit betrug das Inkrement der Querschnittsverminderung maximal 5%.

Zur Quantifizierung des Schädigungsgrades wird der bereits in Abschnitt 5.4.2 eingeführte bezogene Restquerschnitt $\alpha = A_{P,dam} / A_{P,0}$ der jeweils betrachteten

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

Spannstränge (Primär- oder Sekundärvorspannung) verwendet. Der bezogene Gesamtrestquerschnitt α_{tot} ergibt sich nach Gl. (6-20), wobei für $A_{P,0}/A_{P,0,\text{tot}}$ die Werte aus Tabelle 6-6 einzusetzen sind.

$$\alpha_{\text{tot}} = (\alpha - 1) \cdot \frac{A_{P,0}}{A_{P,0,\text{tot}}} + 1 \quad \text{Gl. (6-20)}$$

$$A_{P,0,\text{tot}} = A_{P,0,\text{prim1}} + A_{P,0,\text{sek}}$$

Um den Rechenaufwand zu begrenzen, wurde eine Optimierung des Elementnetzes vorgenommen. Dabei zeigte sich, dass für die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse vor allem die Zahl der finiten Stahlbetonelemente über die Trägerhöhe und -länge von Bedeutung ist. Zur Diskretisierung der Stege und Gurte genügt jeweils eine Elementschicht. Die in den Ober- bzw. Untergurten verlaufende Primärvorspannung wurde mit jeweils zehn, über die Flanschbreite gleichmäßig verteilten Spannsträngen abgebildet. In Bild 6-23 bzw. Tabelle 6-4 wird exemplarisch die Diskretisierung der MSB-Fahrwegträger gezeigt.

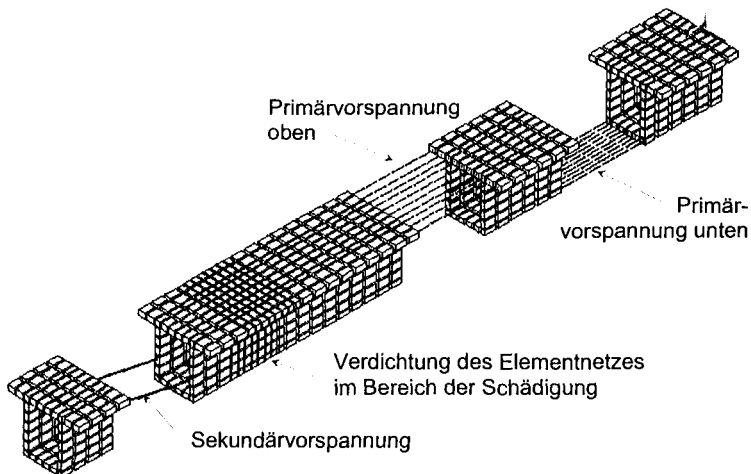


Bild 6-23: Diskretisierung der Fahrwegträger in aufgelöster Darstellung

6.2.2 Berechnung der Restsicherheit

Zur Quantifizierung der Tragfähigkeitsreserve nach Spanngliedausfall wird nachfolgend die charakteristische Restbiegebruchsicherheit $\gamma_{k,dam}$, im folgenden vereinfachend als Restsicherheit bezeichnet, definiert. Sie ist das Verhältnis der charakteristischen Werte des Querschnittstragmomentes $M_{Rk,dam}$ zum einwirkenden Lastmoment M_{Ek} im maßgebenden Schnitt (Gl. (6-21)).

$$\gamma_{k,dam}(x_\gamma) = \frac{M_{Rk,dam}(x_\gamma)}{M_{Ek}(x_\gamma)} \quad \text{Gl. (6-21)}$$

Das charakteristische Querschnittstragmoment wird nach dem in Abschnitt 6.1.6.2 vorgestellten vereinfachtem Ansatz ermittelt. Der charakteristische Wert des einwirkenden Momentes ergibt sich aus den Eigenlasten und der dynamisch überhöhten, maximalen Fahrzeuglast (HG) (vgl. Tabelle 6-1). Der zur Ermittlung der Last- und Tragmomente maßgebende Schnitt befindet sich bei Vorspannung ohne Verbund in der Trägermitte und bei Vorspannung mit Verbund an der Stelle mit vermindertem Spannstahlquerschnitt, die der Trägermitte am nächsten liegt (Bild 6-24).

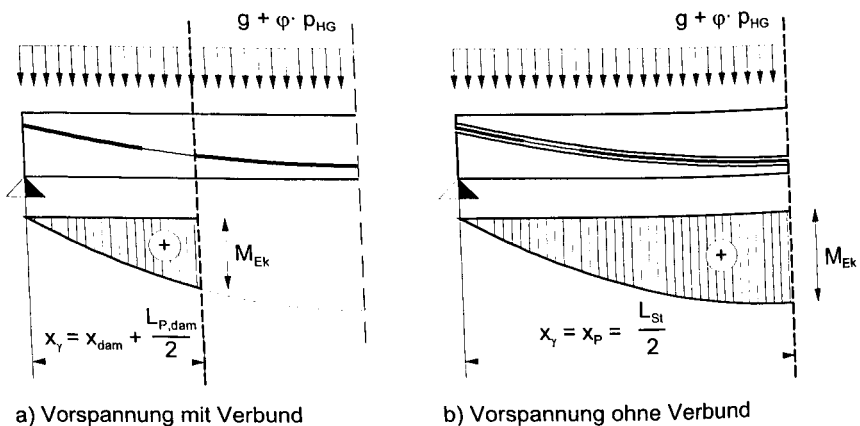


Bild 6-24: Maßgebende Schnitte zur Ermittlung der Restsicherheit

6.3 Berechnungsergebnisse

6.3.1 Vorspannung mit Verbund geschädigt

In den beiden nachstehenden Bildern ist der schädigungsbedingte Rissfortschritt an den Fahrwegträgern unter 1,0-fachen Prüflasten beispielhaft dargestellt. Bild 6-25 zeigt die Rissbereiche bei geschädigter Primärvorspannung und Bild 6-26 die Risse bei Schädigung der Sekundärvorspannung mit Verbund. Exemplarisch werden die Grenzfälle der auflagennahen Schädigung an der Stelle $\xi_{\text{dam}} = 0,2$ und der auflagerfernen Schädigungen bei $\xi_{\text{dam}} = 0,5$ betrachtet. Hinsichtlich der Länge des geschädigten Spannstahlbereiches wird zwischen den Fällen $\min L_{P,\text{dam}} = 0,5 \text{ m}$ und $\max L_{P,\text{dam}} = 2,5 \text{ m}$ unterschieden (vgl. Abschnitt 5.4.1).

Aus den Bildern ist ersichtlich, dass erste Risse bereits bei 25 %-iger Verminderung des Spannstahlquerschnittes der betrachteten Stränge ($\alpha = 75 \%$) vorhanden sind. Sie entstehen am Ort der Schädigung infolge der in Abschnitt 5.4.1 beschriebenen Rückhängewirkung. Der Schädigungsgrad, bei dem die Erstrissbildung beginnt, ist somit weitgehend belastungsunabhängig und damit auch unabhängig von der Lage der Schädigung.

Wenn infolge einer weiteren Verminderung des Spannstahlquerschnittes das Rissmoment M_{cr} unterhalb des Wertes des Lastmomentes sinkt, tritt die Biegerissbildung gegenüber der Rissbildung aus der Rückhängewirkung in den Vordergrund. Dies wird besonders deutlich im Fall $L_{P,\text{dam},\text{max}}$, bei dem die Spaltzug- und Biegerisse an verschiedenen Orten entstehen. Bei Restquerschnitten von $\alpha \geq 50 \%$ sind hier nur Risse aus der Rückhängewirkung vorhanden, dazwischen verbleibt ein vorerst noch ungerissener Bereich mit der $L_{P,\text{dam}}$. Dieser Bereich reißt auf, wenn die verbleibende Restvorspannung nicht mehr zur Aufrechterhaltung des Zustandes ausreicht. Im Gegensatz dazu konzentriert sich die Rissbildung im Fall $L_{P,\text{dam},\text{min}}$ auf einen entsprechend kleinen Bereich. Der Übergang von der Erstriss- zur Biegerissbildung verläuft hier kontinuierlich.

Restquerschnitt		Schädigung auflagernah ($\xi_{dam} = 0,2$)	Schädigung in Feldmitte ($\xi_{dam} = 0,5$)
α	α_{tot}	Länge des geschädigten Spanngliedbereiches $L_{P,dam,min} = 0,5$ m	
75 %	87 %		
50 %	74 %		
25 %	61 %		
0 %	48 %		
α	α_{tot}	Länge des geschädigten Spanngliedbereiches $L_{P,dam,max} = 2,5$ m	
75 %	87 %		
50 %	74 %		
25 %	61 %		
0 %	48 %		

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrgewägern aus Spannbeton

Bild 6-25: Rissbereiche bei geschädigter Primärvorspannung (am Drahtmodell des Beispielträgers)

Restquerschnitt		Schädigung auflagernah ($\xi_{dam} = 0,2$)	Schädigung in Feldmitte ($\xi_{dam} = 0,5$)
α	α_{tot}	Länge des geschädigten Spanngliedbereiches $L_{P,dam,min} = 0,5$ m	
75 %	88 %		
50 %	76 %		
25 %	64 %		
0 %	52 %		
α	α_{tot}	Länge des geschädigten Spanngliedbereiches $L_{P,dam,max} = 2,5$ m	
75 %	88 %		
50 %	76 %		
25 %	64 %		
0 %	52 %		

Bild 6-26: Rissbereiche bei geschädigter Sekundärvorspannung mit Verbund (am Drahtmodell des Beispielträgers)

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

Die Rissentwicklung bei fortschreitender Schädigung ist wesentlich von der Höhe der äußeren und inneren Momente und damit in zweifacher Hinsicht vom Ort ξ_{dam} der Schädigung abhängig. Einerseits bewirken die zu den Auflagern hin abnehmenden äußeren Momente dort eine geringere Rissbildung als in Trägermitte. Andererseits steigen, ausgehend von der Trägermitte, auch die unteren Randabstände der parabelförmig geführten Sekundärvorspannung, was wiederum größere Zugzonenhöhen bewirkt. Die Überlagerung dieser beiden gegenläufigen Effekte führt im Fall der geschädigten Primärvorspannung zu nahezu identischer Rissbildung in auflagenahen und auflagerfernen Trägerbereichen. Bei geschädigter Sekundärvorspannung hingegen vermindert sich mit wachsendem Abstand zur Trägermitte auch der Anteil der Vorspannung am Rissmoment und damit auch deren Einfluss auf die Rissbildung. Die Folge ist, wie aus vorstehenden Bildern ersichtlich, eine im Vergleich zur geschädigten Primärvorspannung geringere Rissbildung bei Ausfall der Sekundärvorspannung in auflagenahen Trägerbereichen.

Bei Betrachtung der Rissbilder fällt weiterhin auf, dass die Biegerissentwicklung bei sinkenden Restspannstahlflächen nicht kontinuierlich verläuft. Je nach Größe des äußeren Momentes stellt sich bei Restquerschnitten von $\alpha < 50\%$ ein nahezu abgeschlossenes Rissbild ein. Die Längenausdehnung des Bereiches, in denen schädigungsbedingte Risse zu erwarten sind, beträgt etwa das doppelte der geschädigten Spannstelllänge $L_{P,dam}$ (vergleiche dazu auch [Kro-1]).

Die Verringerung der Rissentwicklung bei höheren Schädigungsgraden geht auch aus den in Bild 5-44 dargestellten Hysteresekurven sowie nachstehenden Diagrammen hervor. Dort sind exemplarisch die Verläufe der Schädigungsindikatoren S über den bezogenen Restquerschnitt α bzw. α_{tot} bei Schädigung der Primärvorspannung (Bild 6-27) bzw. der Sekundärvorspannung (Bild 6-28) des Beispielträgers dargestellt.

Die Kurven weisen einen charakteristischen Verlauf auf, der sich, wie in Bild 6-29 schematisch dargestellt, in drei Bereiche einteilen lässt (vergleiche auch Bild 3-2).

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

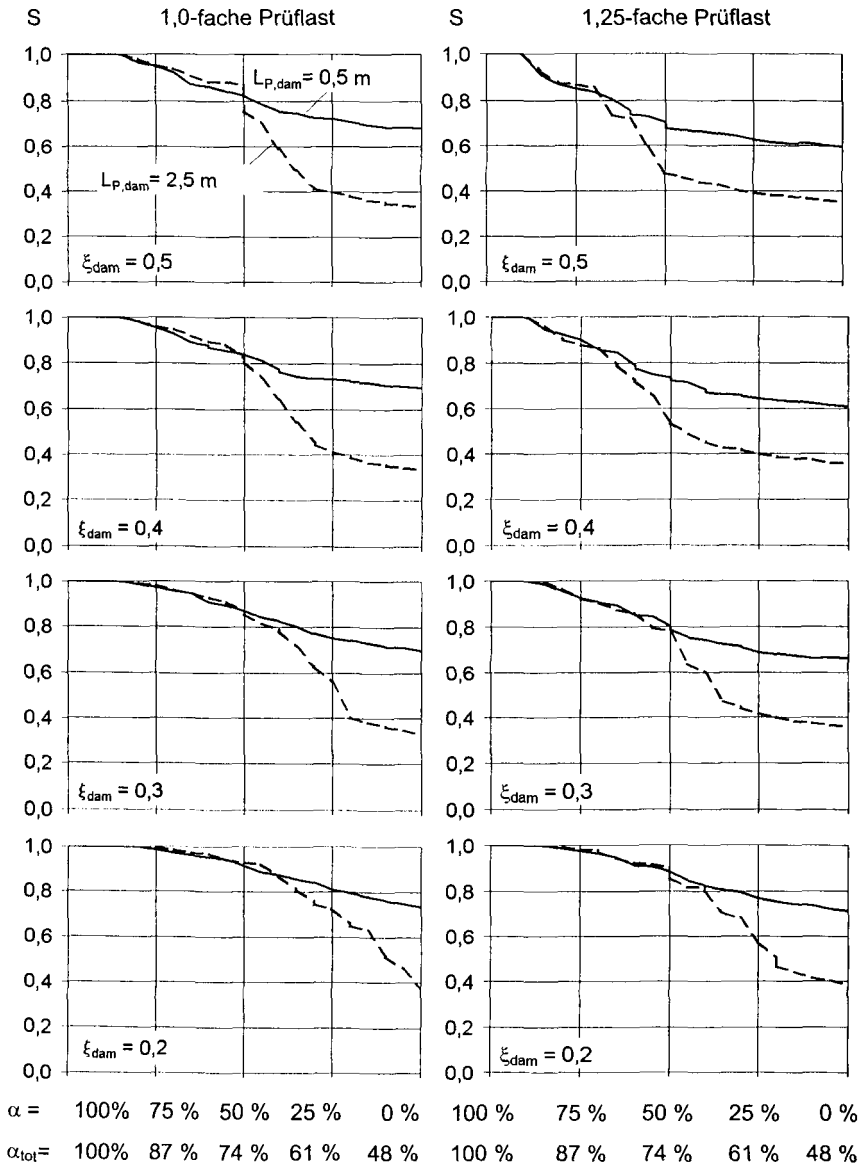


Bild 6-27: Schädigungsindikatoren bei geschädigter Primärvorspannung mit Verbund (Beispielträger)

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

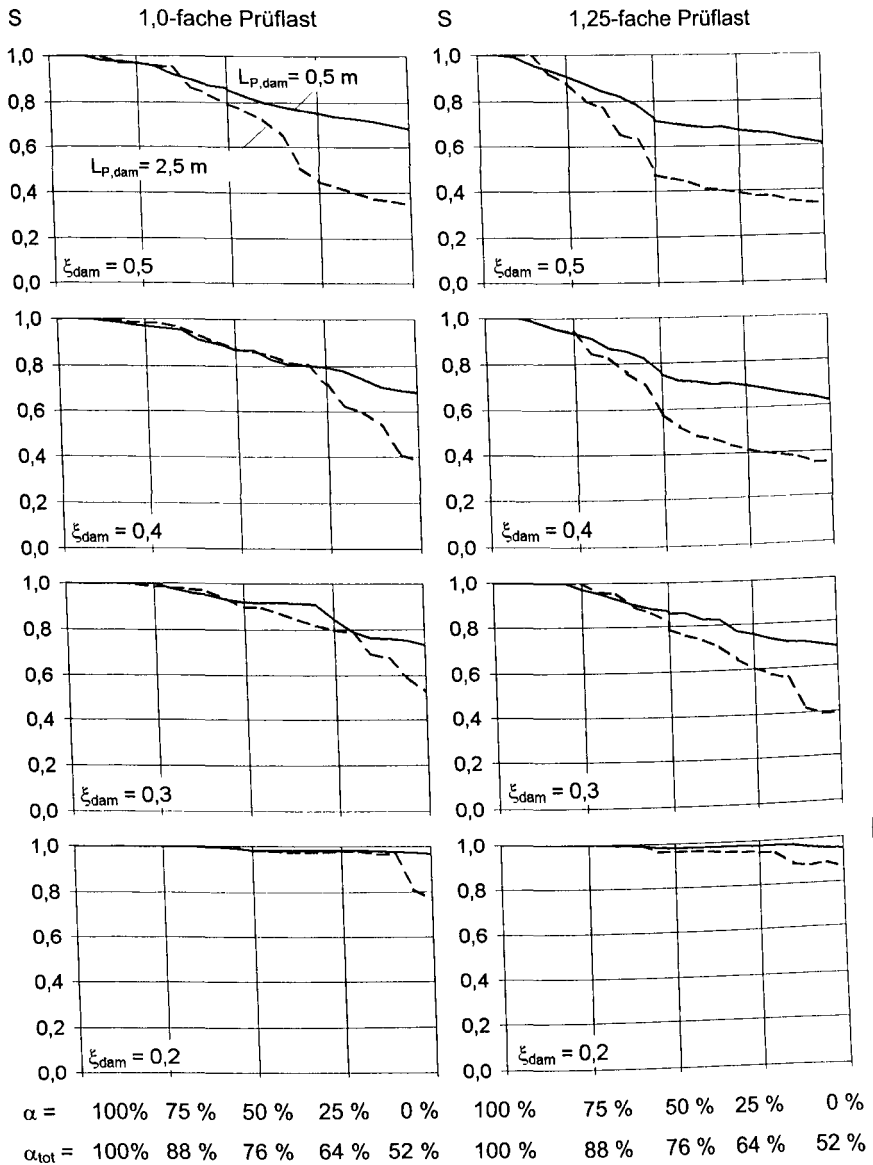


Bild 6-28: Schädigungsindikatoren bei geschädigter Sekundärvorspannung mit Verbund (Beispielträger)

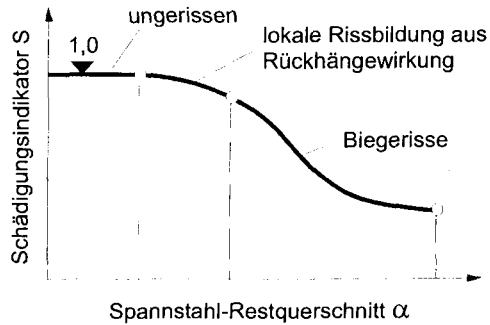


Bild 6-29: Schematischer Verlauf der Schädigungsindikatoren über dem Spannstahl-Restquerschnitt

Zu Beginn der Schädigung befindet sich der Träger im ungerissenen Zustand. Die Steifigkeitsverminderung bei abnehmenden Spannstahl-Restquerschnitt resultiert allein aus der Verminderung des Spannstahlanteils an den Bruttoquerschnittswerten in einem kurzen Trägerbereich. Der Schädigungsindikator bleibt daher nahezu bei $S = 1,0$.

Der zweite Bereich markiert die Rissbildung infolge der Rückhängewirkung. Wenn die parallel zum unteren Rand geführte Primärvorspannung von der Schädigung betroffen ist, tritt mit der Rissbildung auch eine unmittelbare Verringerung der Schädigungsindikatoren ein. Dies gilt gleichermaßen für auflagerferne- als auch für auflagernahe Trägerbereiche, wobei die Länge des geschädigten Bereiches $L_{P,dam}$ kaum Einfluss auf den Verlauf der Schädigungsindikatoren hat. Aufgrund der Überlagerung mit den Biegespannungen am unteren Trägerrand verlaufen die S - α -Kurven in Feldmitte etwas steiler als in auflagernahen Trägerbereichen (Bild 6-27). Sind jedoch auflagernahe Bereiche der parabolisch verlaufenden Sekundärvorspannung geschädigt, beschränken sich die Risse auch bei größeren Ausfallgraden auf die Stege, und der Schädigungsindikator verringert sich wegen der unverminderten Mitwirkung der Zuggurte kaum (Bild 6-27, unten).

Schließlich führt bei weiterer Schädigung vor allem die Biegebeanspruchung zum Absinken des Schädigungsindikators. Nachdem sich die lokalen Biegerisse entwickelt haben, flachen die $S-\alpha$ -Verläufe wieder ab. Ist nur ein kurzer Bereich $L_{P,dam}$ von der Schädigung betroffen, vergrößern sich die dort bereits vorhandenen Spaltzugrisse, was einen stetigen Verlauf der $S-\alpha$ -Kurve zur Folge hat. Wenn sich $L_{P,dam}$ hingegen über einen größeren Bereich erstreckt, entstehen aus der Biegebeanspruchung neue Risse. Dies führt zu einem leichten Knick in den $S-\alpha$ -Kurven. Dabei ist zu beachten, dass die hier betrachteten Ausfalllängen $L_{P,dam,min}$ bzw. $L_{P,dam,max}$ Grenzwerte darstellen, zwischen denen sich die wahrscheinlichen Werte in Abhängigkeit des Schädigungsgrades einstellen. Bild 6-30 zeigt $S-\alpha$ -Verläufe, die unter Annahme einer stetigen Vergrößerung des geschädigten Bereiches von $L_{P,dam} = 0,5$ m bis 2,5 m gewonnen wurden.

Aus Bild 6-30 ist deutlich der Einfluss der Prüflast auf die Schädigungsindikatoren zu erkennen. Mit wachsender Prüflast verschieben sich die $S-\alpha$ -Kurven nach links, so dass Schädigungen früher detektiert werden können. Die Restsicherheit bleibt davon unbeeinflusst. Derselbe Effekt tritt auf, wenn die Zugfestigkeit des Betons unter dem bei den Berechnungen angesetzten Wert nach Gl. (5-4) ff. liegt.

Die Einflüsse des Querschnittstyps und der Verbundart der Sekundärvorspannung auf die Schädigungsindikatoren und die Restsicherheiten der Träger lassen sich aus den nachstehenden Bildern erkennen. Dabei fällt auf, dass sich beide Parameter auf die charakteristischen Restsicherheiten $\gamma_{k,dam}$ stärker auswirken als auf die Schädigungsindikatoren. Liegt die Sekundärvorspannung nicht im Verbund zum Beton, können bei Ausfall der Primärvorspannung nur vergleichsweise geringe Zusatzdehnungen (d.h. Tragreserven) in der Sekundärvorspannung geweckt werden, siehe dazu auch Abschnitt 6.1.6.2. Dieser Effekt nimmt jedoch von der Trägermitte hin zu den Auflagern ab. Hier macht sich der sinkende innere Hebelarm der zur Schwerachse des Trägers hin verlaufenden Sekundärvorspannung bemerkbar. Der Einfluss des Querschnittstyps auf die Restsicherheiten resultiert vor allem aus der Menge der Betonstahlmindestbewehrung in der Zugzone. Aus diesem Grund sinkt die Tragsicherheit des Trägers mit Plattenbalkenquerschnitt schneller ab, als bei Querschnitten mit ausgeprägten Zuggurten.

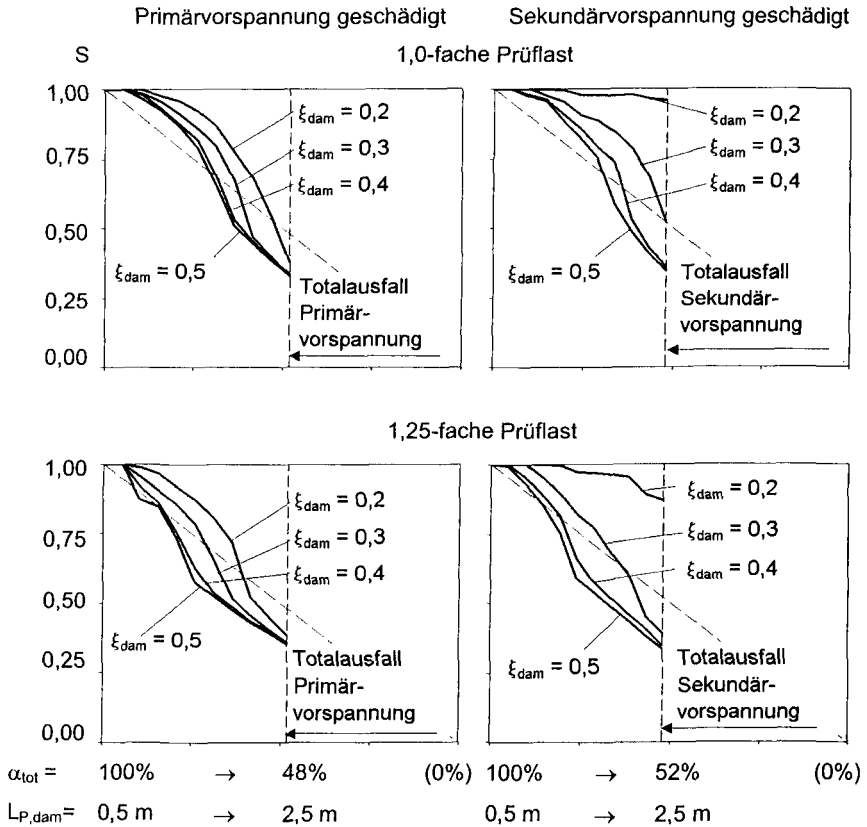


Bild 6-30: Prognose der Schädigungsindikatoren bei kontinuierlicher Vergrößerung von $L_{P,dam}$ (exemplarisch für Beispielträger)

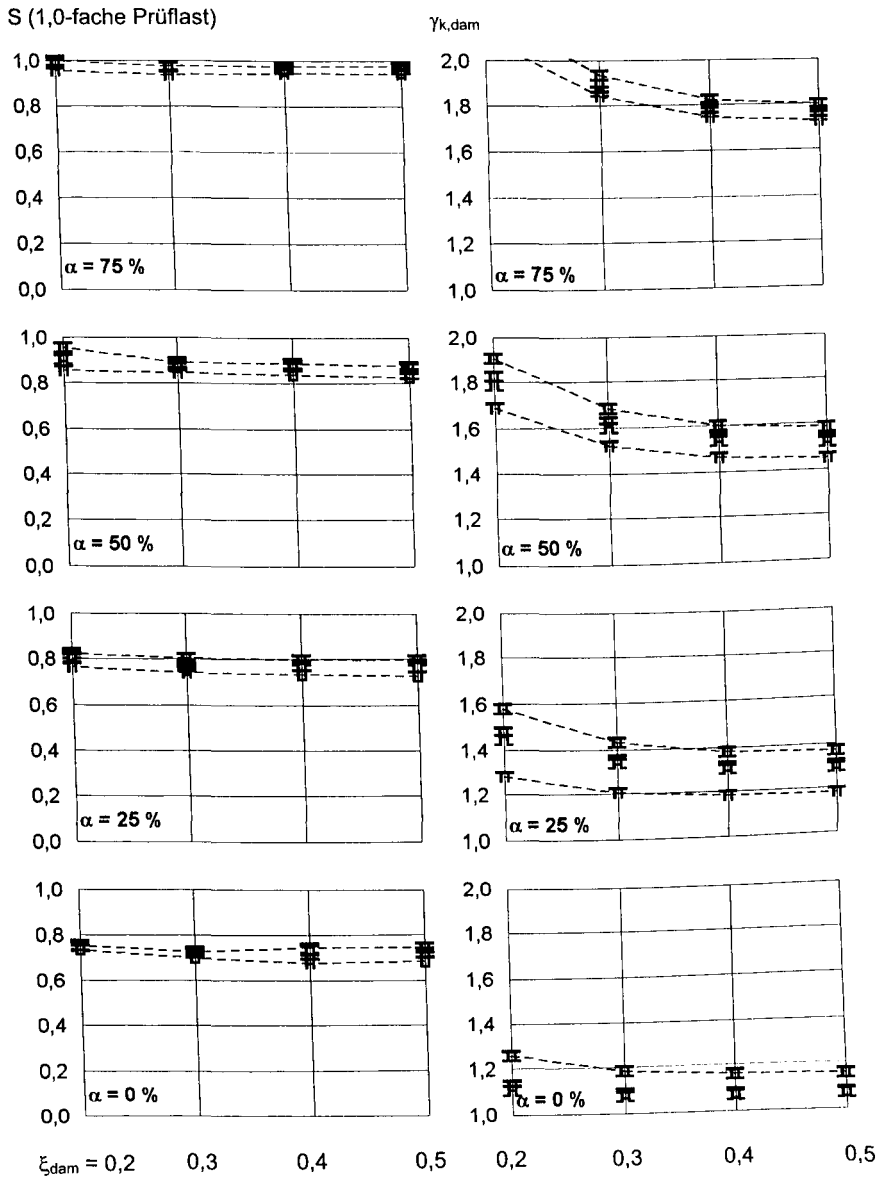


Bild 6-31: Primärvorsp. geschädigt, $L_{P,dam,min}$ (Sekundärvorsp. mit Verbund)

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

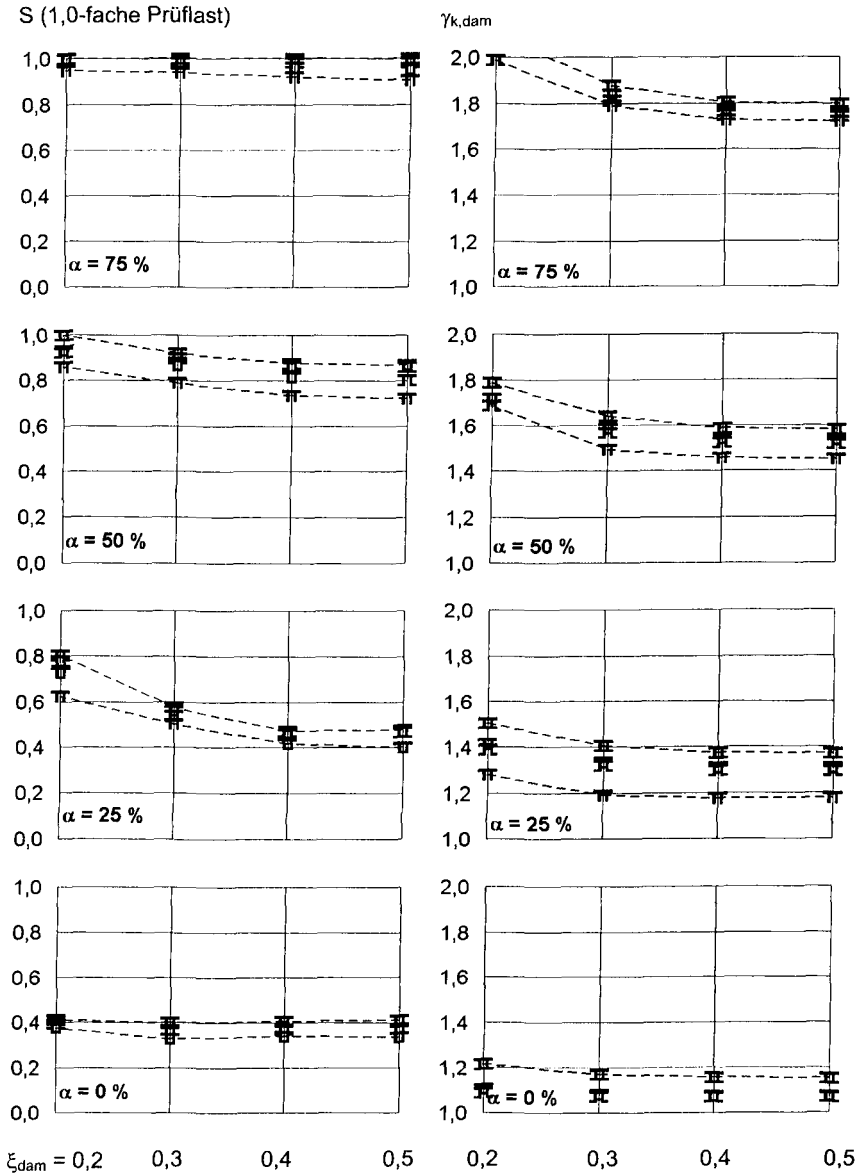


Bild 6-32: Primärvorsp. geschädigt, $L_{P,dam,max}$ (Sekundärvorsp. mit Verbund)

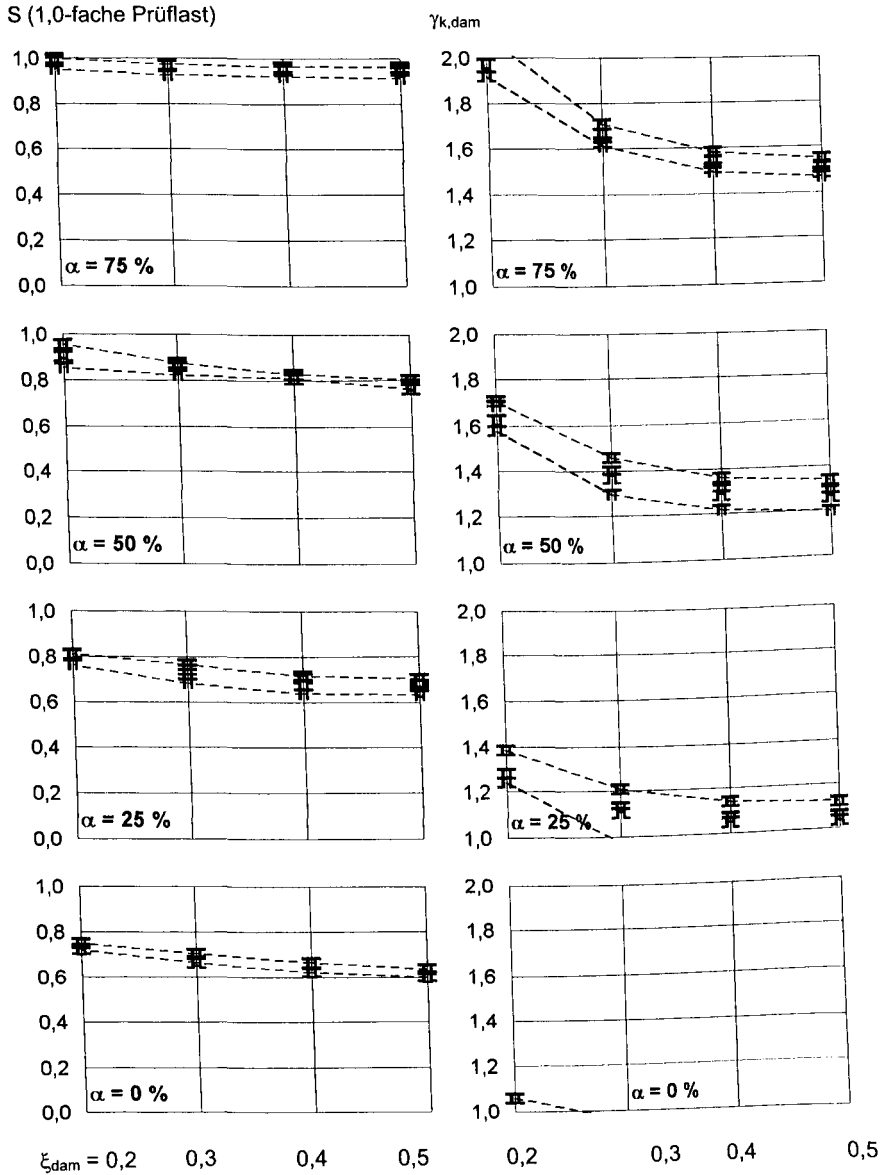


Bild 6-33: Primärvorsp. geschädigt, $L_{P,dam,min}$ (Sekundärvorsp. ohne Verbund)

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

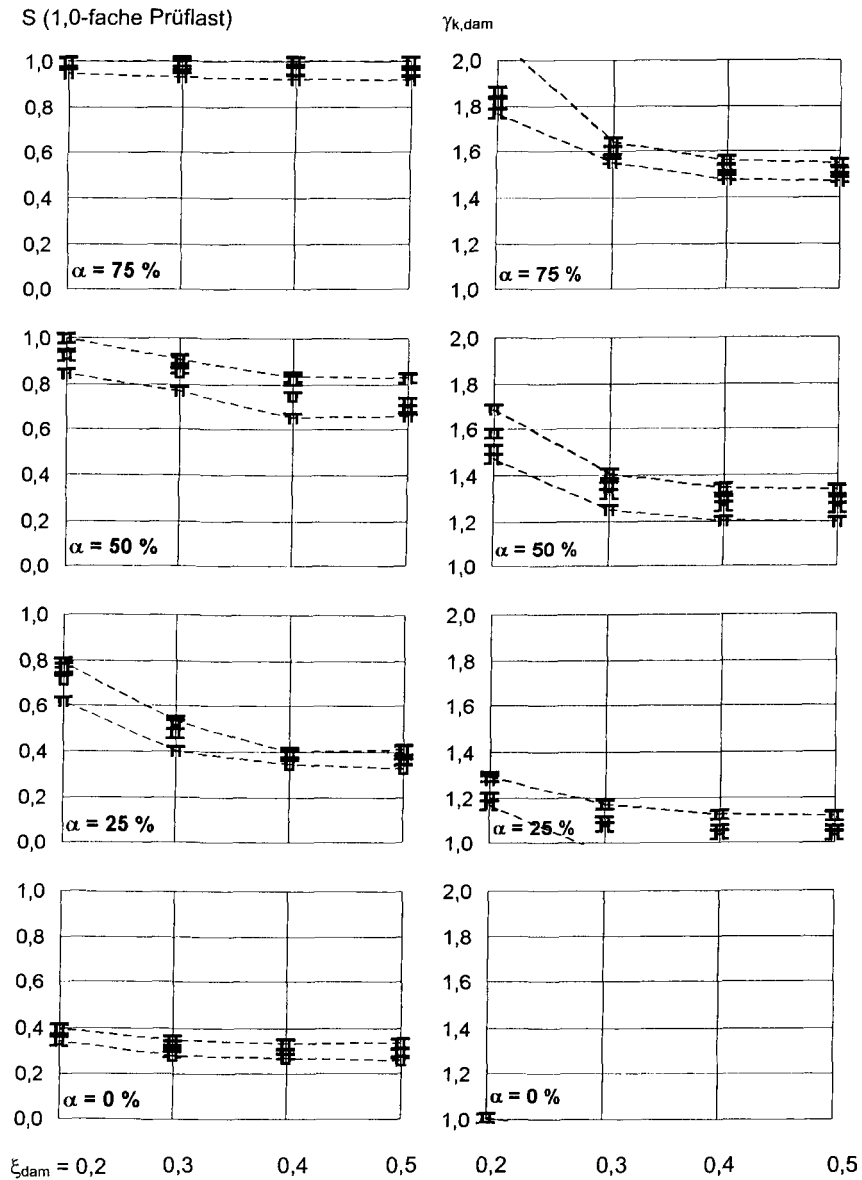


Bild 6-34: Primärvorsp. geschädigt, $L_{P,dam,max}$ (Sekundärvorsp. ohne Verbund)

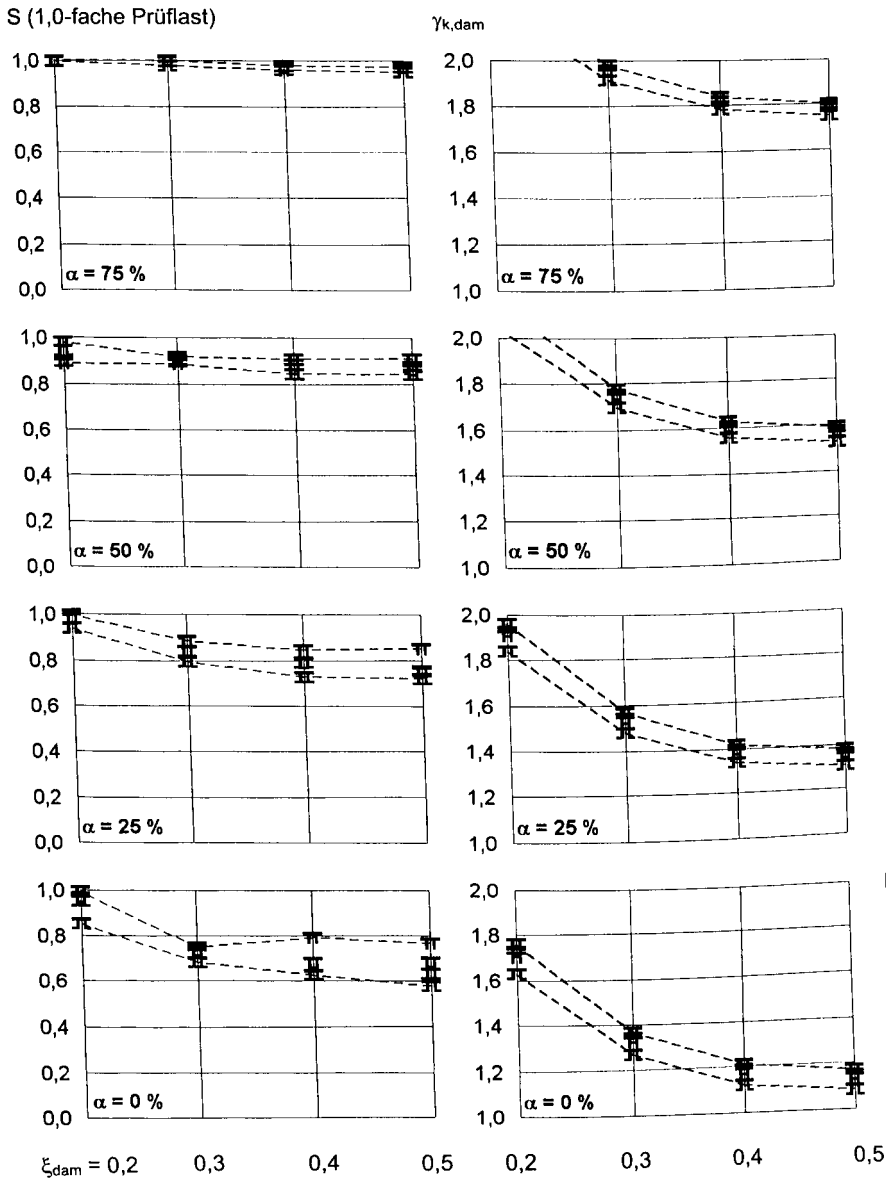


Bild 6-35: Sekundärvorspannung mit Verbund geschädigt, $L_{P,dam,min}$

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

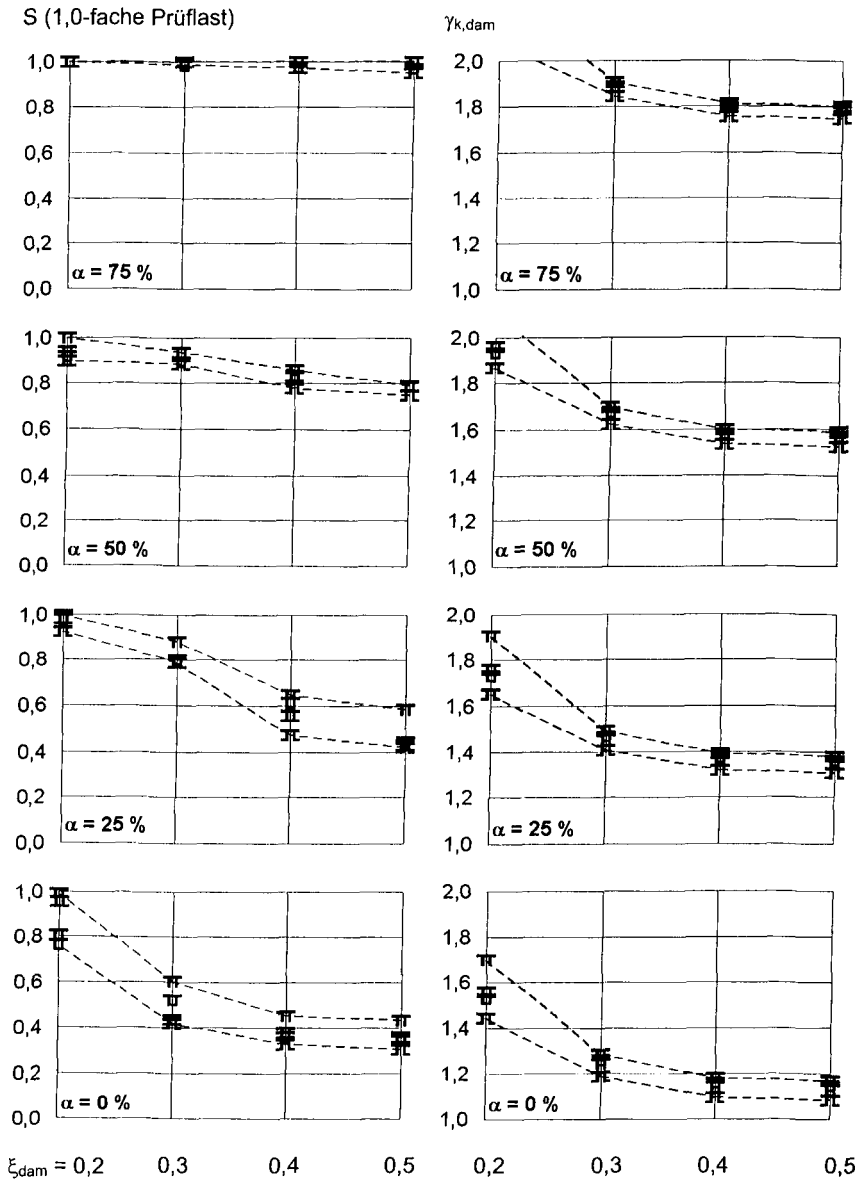


Bild 6-36: Sekundärvorspannung mit Verbund geschädigt, $L_{P,dam,max}$

In Bild 6-37 sind die Schädigungsindikatoren über die zugehörigen Restsicherheiten für den Fall aufgetragen, dass die gesamte Vorspannung des Beispielträgers im Verbund liegt. Scharparameter sind die Schädigungsorte (Zehntelspunkte). Sie sind aus Gründen der Übersichtlichkeit nicht einzeln bezeichnet. Die 10 %- Inkremente der bezogenen Spann Stahl-Restquerschnitte sind durch Punkte (Primärvorspannung geschädigt) bzw. Dreiecke (Sekundärvorspannung geschädigt) hervorgehoben, wobei die weißen Symbole für den unteren und die schwarzen Symbole für den oberen Wert der Ausfalllänge $L_{P,dam}$ stehen.

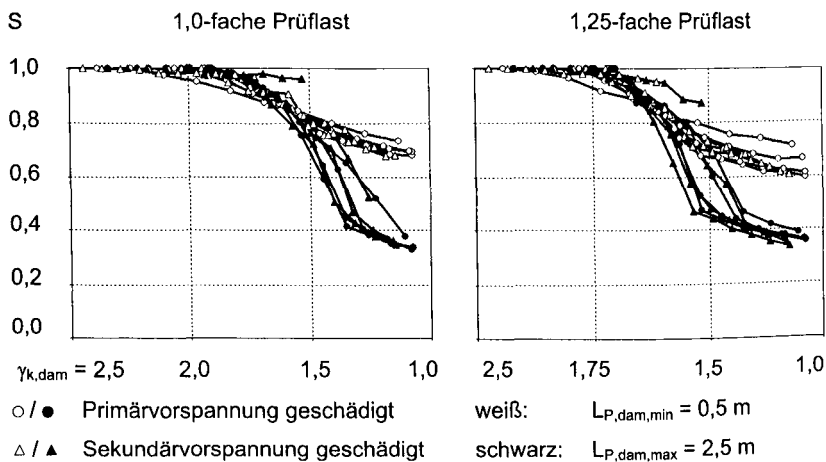


Bild 6-37: Schädigungsindikatoren und Restsicherheiten (für Beispielträger mit ausschließlich im Verbund zum Beton liegender Vorspannung)

Aus Bild 6-37 geht hervor, dass unter 1,0-facher Prüflast bei einer lokalen Steifigkeitsverminderung um 20 % ($S = 0,8$) unabhängig von Lage und Ausdehnung des Schadens mit Restsicherheiten von $\gamma_{k,dam} > 1,5$ gerechnet werden kann. Schädigungen, die Restsicherheiten von $\gamma_{k,dam} = 1,5$ zur Folge haben, äußern sich durch Steifigkeitsverluste von etwa 20 %. Bei geringeren Restsicherheiten liegen die wahrscheinlichen Werte der Schädigungsindikatoren z. T. deutlich unter $S = 0,8$. Diese Aussagen gelten in gleicher Weise für alle Träger mit ausgeprägten Zuggurten. An dieser Stelle sei jedoch darauf hingewiesen, dass der hier exemplarisch betrachtete Träger zur Erfüllung der Anforderungen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit eine etwas höhere Spannstahlmenge

enthält, als für die Einhaltung der nach [DIN-1] geforderten Biegebruchsicherheit erforderlich ist.

Zum Vergleich wird der Beispielträger mit verbundloser Sekundärvorspannung betrachtet. Dieser Träger weist von vornherein eine geringere (wenn auch ausreichende) minimale Biegebruchsicherheit auf. Wie aus Bild 6-38 ersichtlich, kann bei geschädigter Primärvorspannung, je nach Prüflasthöhe, mit Schädigungsindikatoren zwischen 0,95 und 0,75 bei 1,5-facher Restsicherheit gerechnet werden. Die Schädigung der (verbundlosen) Sekundärvorspannung wird hier nicht betrachtet, sie ist Gegenstand des nachfolgenden Abschnitts.

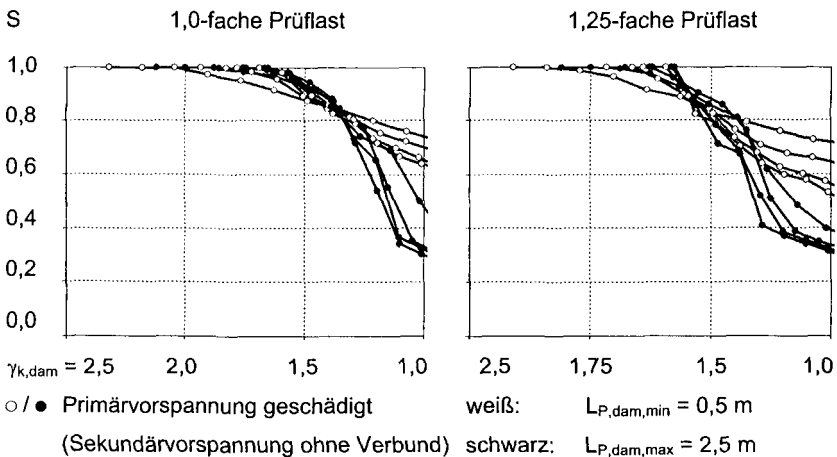


Bild 6-38: Schädigungsindikatoren und Restsicherheiten bei Ausfall der Primärvorspannung (Sekundärvorspannung ohne Verbund)

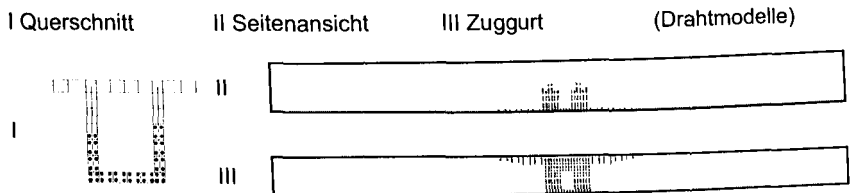
6.3.2 Vorspannung ohne Verbund geschädigt

Bei der Untersuchung des Ankündigungsverhaltens der Fahrwegträger mit verbundloser Sekundärvorspannung werden hinsichtlich der Länge des geschädigten Spanngliedbereiches $\lambda = L_{p,dam} / L_{p,0}$ zwei Grenzfälle betrachtet:

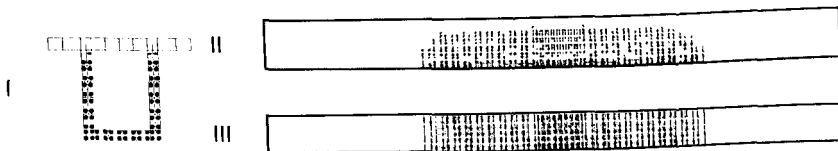
- Grenzfall 1: Schädigung des betrachteten Spanngliedes auf voller Länge $\lambda = 1$,
- Grenzfall 2: örtlich begrenzte Schädigung des betrachteten Spanngliedes $\lambda \rightarrow 0$.

Im Grenzfall 1 führt die Verminderung der Spanngliedfläche auf gesamter Länge in gleichem Maße zu einer sinkenden Vorspannkraft, d.h. die Spannungen im betrachteten Spannglied bleiben konstant (siehe auch Bild 5-40). Dies ist beispielsweise der Fall, wenn das Spannglied auf gesamter Länge gleichmäßig korrodiert oder das verbundlose Spannglied so aufgebaut ist, das ein Brechen einzelner Drähte oder Litzen zum Spannkraftabfall auf gesamter Länge führt. Wenn die verbliebene Restvorspannung nicht mehr zur Überdrückung der Zugspannungen aus äußeren Lasten ausreicht, kommt es in Feldmitte an der Trägerunterseite zur Dekompression. Bei Vorspannverminderung auf nur einer Trägerseite entsteht zusätzlich Querbiegung, so dass die Zugspannungen zuerst an der Außenseite des betreffenden Steges auftreten.

Die bei fortschreitender Schädigung entstehenden Risse erstrecken sich im Gegensatz zur Vorspannung mit Verbund über einen längeren Trägerbereich und führen daher auch zu einem vergleichsweise starken Abfall des Schädigungsindikators (Bild 6-39).



a) Rissbereiche bei Ausfall eines Spannstranges



b) Rissbereiche bei Ausfall beider Spannstränge

Bild 6-39: Rissbereiche bei Ausfall der Sekundärvorspannung ohne Verbund (exemplarisch für 1,25-fache Prüflast)

Grenzfall 2 stellt ein Schädigungsszenario dar, bei dem auf sehr kurzer Länge die Spanngliedfläche, z. B. durch Abrostung, vermindert wird. In diesem Fall bleibt, wie bereits in Abschnitt 5.4.2 erläutert wurde, die Vorspannkraft im geschädigten Spannglied auch bei sinkendem Querschnitt nahezu vollständig erhalten, während die Spannstahlspannung $\sigma_{P,dam}$ dort zunächst progressiv zunimmt (siehe auch Bild 5-40). Dies ist auch in Bild 6-40 erkennbar, in der die mit der FEM berechneten Spannstahlspannungen über der bezogenen Restquerschnittsfläche α aufgetragen sind. Nach Erreichen der Fließgrenze führen weitere Querschnittsvermindierungen zu überproportionalen Dehnungszuwächsen. Kurz darauf erreicht der Stahl seine Zugfestigkeit f_{tk} und das Spannglied bricht.

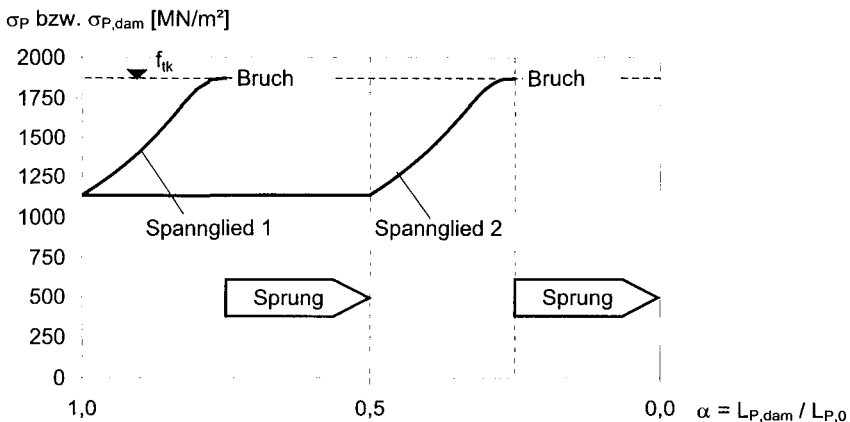


Bild 6-40: Verlauf der Spannstahlspannungen bei $\lambda \rightarrow 0$ ($L_{P,dam} = 0,5 \text{ m}$)

Wenn das infolge Spanngliedbruch verminderte Rissmoment M_{cr} das äußere Biegemoment unterschreitet, reißt der Träger auf und der Schädigungsindikator sinkt sprunghaft. Die Anzahl der verbundlosen Spannglieder, die ausfallen müssen, bevor es zur Rissbildung kommt, hängt nach Gl. (2-1) wesentlich ab von:

- der Betonzugfestigkeit,
- der Trägerlänge und den Querschnittswerten,
- der Vorspannung,
- der Belastung (Eigengewicht und dynamisch vergrößerte Verkehrslast) und
- der Anzahl der Einzelspannglieder (Spanngliedstückelung).

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

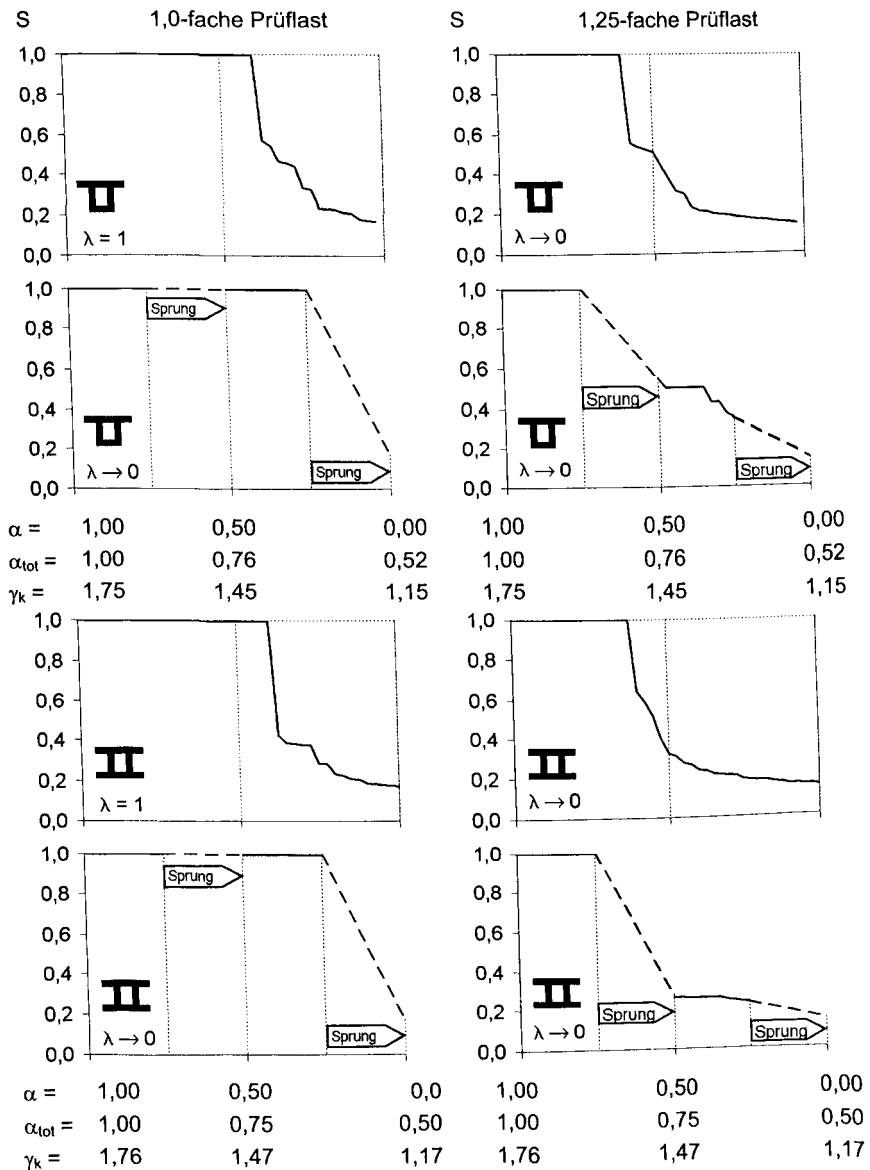


Bild 6-41: Schädigungsindikatoren bei Ausfall der verbundlosen Sekundärvorspannung bei Hohlkastenquerschnitten

6 Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern aus Spannbeton

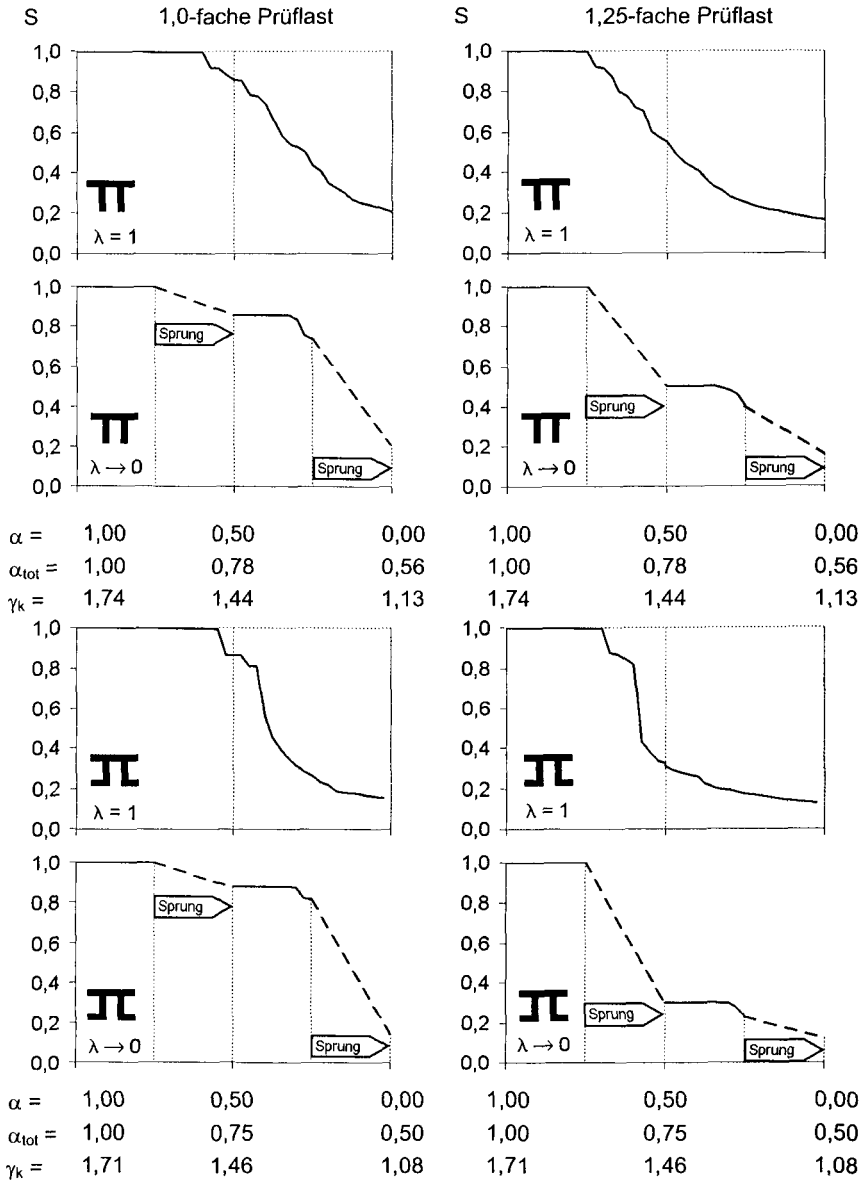


Bild 6-42: Schädigungsindikatoren bei Ausfall der verbundlosen Sekundärvorspannung bei Plattenbalkenquerschnitten

Weil das Eigengewicht, die Vorspannung und der Schwingbeiwert ihrerseits von den Querschnittswerten abhängen, spielt die Querschnittsform für die Erstrissbildung eine besondere Rolle. So müssen, wie aus Bild 6-41 ersichtlich, bei den hier betrachteten Hohlkasten-Referenzträgern unter 1,0-fachen Prüflasten zwei Spannlieder ausfallen, bevor es zur Rissbildung kommt. Bei den Plattenbalkenquerschnitten genügt dafür der Ausfall eines einzelnen Sekundärspanngliedes (Bild 6-42). Um auch bei den Hohlkastenquerschnitten den Ausfall eines Einzelspanngliedes sicher detektieren zu können, muss die Prüflast P_0 erhöht werden, wobei in den hier betrachteten Fällen eine Erhöhung von 25% ausreicht.

Die Querschnittsform der Träger wirkt sich auch auf den Verlauf der Schädigungsindikatoren nach Rissbildung aus. Je höher der Flächenanteil des Betons in der vorgedrückten Zugzone ist, desto stärker verringert sich der Schädigungsindikator beim Aufreißen des Querschnitts. Querschnitte mit verbreiterten Zuggurten weisen bei Totalausfall der Sekundärvorspannung daher geringere Schädigungsindikatoren auf, als die entsprechenden Querschnittstypen ohne Untergurtverbreiterungen.

6.4 Schlussfolgerungen

Bei lokaler Schädigung im Verbund liegender Spannglieder treten Zugspannungen aus der in Abschnitt 5.4.1 beschriebenen Rückhängewirkung auf, in deren Folge es zur Rissbildung kommt. Diese Rissbildung bleibt jedoch auf den unmittelbaren Schädigungsbereich begrenzt, so dass daraus keine signifikanten Steifigkeitsverluste resultieren. So ist bei Restquerschnitten von $\alpha_{tot} \geq 90\%$ nicht mit Schädigungsindikatoren unter $S = 0,9$ zu rechnen. In den auflagenahen Trägerbereichen liegen die Schädigungsindikatoren noch höher, so dass ein erfolgreicher Einsatz der Steifigkeitsprüfung zur Detektion *beginnender* Schädigungsprozesse fraglich ist.

Deutliche Verminderungen der Schädigungsindikatoren sind erst zu erwarten, wenn Biegerisse am Ort der Schädigung infolge sinkender Rissmomente M_{cr} entstehen. Bei Restquerschnitten von $\alpha_{tot} = 65\% \dots 85\%$ dehnen sich die Rissbereiche dann über einen Bereich aus, der etwa der doppelten Länge des geschädigten Spannliederbereiches ($\approx 2 \cdot L_{P,dam}$) entspricht. Die Folge sind um mindestens 20% sinkende Schädigungsindikatoren, wobei die charakteristischen Restsicherheiten der

geschädigten Träger bei Werten $\gamma_{k,dam} \geq 1,5$ liegen. Die Ordinaten, an denen die Schädigungsindikatoren identifiziert werden, liegen bei den hier betrachteten Schädigungen unweit der Schädigungsstelle $\xi_{p,dam}$ und lassen sich gut mit Hilfe von Bild 4-7 abschätzen. Aus diesen Gründen wird vermutet, dass signifikante Schädigungen an Spanngliedern, die im Verbund zum Beton liegen, mittels dynamischer Steifigkeitsanalyse nicht nur detektiert, sondern auch lokalisiert werden können.

Eine Ausnahme bilden auflagernahe Schäden an Spanngliedern mit Verbund. Hier reichen die äußeren Momente nicht zur Erzeugung signifikanter Biegerisse aus. Dies betrifft die Trägerendbereiche mit einer Länge von $0,2 L_{St}$ bei Schädigung parallel zum unteren Rand geführter Spannglieder und $0,25..0,3 L_{St}$ bei parabolisch geführten Spanngliedern. Außerdem ist zu vermuten, dass in diesen Bereichen die Aufdeckung von Tragfähigkeitseinbußen mittels dynamischer Steifigkeitsanalyse zusätzlich durch die geringen Schwingwege und die Lagerungseinflüsse erschwert wird. Wegen der fehlenden bzw. verminderten Fehleroffenbarung ist daher in den auflagernahen Bereichen die ausreichende Restsicherheit durch Anordnung einer Mindestbewehrung sicherzustellen [Kön-2].

Bei Vorspannung ohne Verbund entstehen wegen der fehlenden Rückhängewirkung bei geringen Ausfallgraden keine Risse, d. h. beginnende Schädigungsprozesse sind nicht detektierbar. Wenn es sich zudem um lokal begrenzte Spanngliedschädigungen handelt, bleiben trotz der Schädigung die Vorspannkräfte nahezu erhalten und es kann zu einem schlagartigen Bruch einzelner Spannglieder ohne Verbund kommen, ohne dass der Träger aufreißt. Bei den hier betrachteten Referenzträgern treten im ungünstigsten Fall erst dann Risse auf, wenn beide Sekundärspannglieder ohne Verbund versagen.

Durch eine mäßige Erhöhung der Prüflast kann das Ankündigungsverhalten der Träger entscheidend verbessert werden. So führt bei den Referenzträgern eine 1,25-fache Erhöhung der Prüflast zu deutlichen Steifigkeitsverminderungen bei Restsicherheiten von $\gamma_{k,dam} \geq 1,5$. Bei den Referenzträgern mit verbundloser Sekundärvorspannung tritt dann auch nach Ausfall eines einzelnen Spanngliedes eine deutliche (und damit detektierbare) Rissbildung auf. Die Prüflast sollte mindestens so

hoch gewählt werden, dass der untere Trägerrand in Feldmitte dekomprimiert, jedoch sollte zur Sicherstellung der Gebrauchsfähigkeit der 5%-Fraktilwert der zentrischen Betonzugfestigkeit nicht überschritten werden.

Unter bestimmten Randbedingungen kann es erforderlich sein, die Restsicherheit der Träger durch geeignete Kombination der Vorspannung oder durch Vergrößerung der Bewehrungsmenge zu erhöhen. Dies ist der Fall, wenn detektierbare Steifigkeitsverminderungen erst bei unzulässigen Restsicherheiten auftreten. Als Beispiel seien die hier betrachteten Referenzträger genannt, bei denen die Primärvorspannung geschädigt ist und die Sekundärvorspannung nicht im Verbund zum Beton liegt. Ebenso ist darauf zu achten, dass bei Vorhandensein nur weniger Einzelspannglieder ohne Verbund ein kritischer Schadensfortschritt vermieden wird. So muss beispielweise bei verbundloser Sekundärvorspannung mit je einem Spannglied in den Stegen sichergestellt werden, dass der Ausfall eines Spanngliedes sicher detektiert werden kann und die Restsicherheit bei Ausfall des zweiten Spanngliedes noch über $\gamma_{k,dam} = 1,0$ liegt.

6.5 Zusammenfassung

Um zu beurteilen, ob sich lokale Vorspannverluste an Fahrwegträgern der Magnetschwebbahn Transrapid durch Steifigkeitsprüfungen detektieren lassen, wurde das Ankündigungsverhalten dieser Tragwerke auf Grundlage des in Kapitel 5 dargestellten Prognosemodells untersucht. Betrachtet wurden als häufigste Schadensursache lokale Verminderungen der Trägervorspannung.

Die rechnerischen Untersuchungen erfolgten an Referenzträgern, die nach einheitlichen Bemessungsgrundsätzen ausgelegt wurden. Durch Variation der Schädigungsparameter (Grad, Lage und Ausdehnung der Schädigung) wurde deren Einfluss auf die Schädigungsindikatoren und Restsicherheiten untersucht. Als weitere Einflussgrößen wurden die Form des Spanngliedverlaufes und des Trägerquerschnitts sowie die Verbundart der Vorspannung betrachtet.

Wie bereits in Kapitel 5 vermutet, kündigen sich Tragfähigkeitseinbußen in Abhängigkeit der Verbundart der geschädigten Spannglieder auf unterschiedliche Weise an. Bei Vorspannung mit Verbund offenbaren sich Schädigungen weitgehend

unabhängig vom Ort ihres Auftretens durch frühe Rissbildung und eine kontinuierliche Steifigkeitsverminderung bei wachsender Schädigung. Der Schädigungsindikator hängt wesentlich von der Länge des geschädigten Spanngliedbereichs ab, die Querschnittsform der Träger ist nur von untergeordneter Bedeutung. Der Grad der Schädigung, ab der die Detektion gelingt, hängt neben dem Schädigungsindikator von der Genauigkeit der dynamischen Steifigkeitsanalyse ab. In auflagerfernen Bereichen, in denen wegen der größeren Schwingwege auch deutlichere Messergebnisse vorliegen, sind signifikante Steifigkeitsverminderungen von mehr als 20 % bei ausreichenden Restsicherheiten zu erwarten. Aus diesem Grund wird vermutet, dass die dynamische Steifigkeitsanalyse hier zur Schadensdetektion und ggf. auch zur Schadenslokalisierung erfolgreich eingesetzt werden kann. Dies trifft nicht auf auflagnahe Trägerbereiche zu. Hier ist eine ausreichende Tragfähigkeit bei Spanngliedausfall durch die Anordnung einer Mindestbewehrung sicherzustellen.

Ein anderes Bild ergibt sich, wenn Spannglieder, die keinen Verbund zum Beton aufweisen, von der Schädigung betroffen sind. Hier äußern sich Schäden erst bei höheren Ausfallgraden durch Rissbildung. Die Risse erstrecken sich dann beiderseits der Feldmitte über einen größeren Trägerbereich und führen zu signifikanten Verminderungen der Schädigungsindikatoren. Unabhängig von der Bruchstelle werden die Schädigungsindikatoren grundsätzlich in der Trägermitte identifiziert, also an der Stelle, an der auch die deutlichste Antwort auf die Schwingeregung auftritt.

Grundsätzlich bleibt festzustellen, dass das Ankündigungsverhalten der MSB-Fahrwegträger eine steifigkeitsbasierte Bauwerksprüfung als durchführbar erscheinen lässt, zumal die Fehleroffenbarung und Restsicherheit der Träger in Grenzen beeinflussbar sind.

7 Zusammenfassung, Forschungs- und Entwicklungsbedarf

7.1 Zusammenfassung

Um die Magnetschwebbahn Transrapid gleichzeitig sicher und wirtschaftlich zu betreiben, müssen Fahrwegsperrungen für Instandhaltungsarbeiten, zu denen auch Bauwerksinspektionen zählen, möglichst vermieden werden. Dies gelingt nur bei Einsatz weitgehend automatisierter Prüfmethode. Derartige Methoden existieren bereits zur Inspektion einiger Ausrüstungskomponenten des MSB-Fahrwegs, nicht jedoch für die Fahrwegträger, welche bevorzugt in Spannbetonbauweise ausgeführt werden. Ziel dieser Arbeit ist es, die theoretischen Grundlagen für eine neuartige Methode zur in-situ-Prüfung von Spannbeton-Fahrwegträgern zu schaffen.

Der Grundgedanke des Verfahrens liegt darin, dass Spannstahlbrüche zu Rissen und damit zu lokalen Steifigkeitsverminderungen der Träger führen. Wenn es gelingt, die lokale Steifigkeit an jeder Stelle des Fahrwegs zu erfassen, lassen sich Schäden durch periodische Messungen und Soll-Ist-Vergleiche mit dem Ausgangszustand detektieren und ggf. auch lokalisieren.

In der Arbeit wird eine Prüfmethode vorgestellt, mit der sich die lokalen Trägersteifigkeiten automatisiert erfassen lassen. Die Prüfung wird mit einem mobilen Prüfgerät durchgeführt, welches sich mit geringer Geschwindigkeit in den betriebsfreien Zeiten über den Fahrweg bewegt. Durch einen auf dem Fahrzeug befindlichen Schwingungserreger wird der Träger zu harmonischen Biegeschwingungen unterhalb seiner 1. Eigenfrequenz angeregt. Mit Beschleunigungsaufnehmern lassen sich die Schwingantworten des Trägers erfassen, und daraus, durch zweifache Integration über der Zeit, die Weg-Zeitreihen der harmonischen Schwingung ermitteln. Aus den Schwingwegamplituden und den ebenfalls bekannten Erregerkraftamplituden ergibt sich schließlich die *lokale dynamische Steifigkeit*, deren Veränderung auf Schäden schließen lässt. Der entscheidende Vorteil der Methode gegenüber herkömmlichen Verfahren besteht darin, dass die

nach dem Trägheitsprinzip arbeitenden Beschleunigungsaufnehmer keine ortsfeste Messbasis benötigen und somit, im Fahrzeug integriert, die Aufnahme eines Steifigkeitsprofils des Fahrwegs gestatten.

Um eine Fehlermaskierung durch die Rissüberdrückung aus der Trägervorspannung zu vermeiden, wird das Prüffahrzeug bis auf Höhe der maximal zulässigen Gebrauchslast ballastiert. Der Ballast wird durch Federlagerung vom Fahrzeug und damit vom Fahrwegträger dynamisch entkoppelt. Dadurch bleibt die mitschwingende Trägermasse nahezu unverändert und ein ausreichendes Frequenzspektrum zur Erregung und Erfassung der dynamischen Antwort unterhalb der ersten Eigenfrequenz erhalten.

Bei der dynamischen Steifigkeitsanalyse handelt es sich um eine vergleichende Methode, die auf den ungeschädigten Ausgangszustand Bezug nimmt. Weil nur *Veränderungen* der Steifigkeit betrachtet werden, spielen systemimmanente baodynamische Einflüsse wie Dämpfung oder Dehnrateneffekte nur eine untergeordnete Rolle. Ebenso hat die Höhe der Erregerfrequenz, solange sie bei den aufeinander folgenden Prüfungen nicht verändert wird und ein gewisser Resonanzabstand gewahrt bleibt, auf das Prüfergebnis keinen wesentlichen Einfluss.

Letztere Aussage konnte durch die in Kapitel 3 beschriebenen Versuche an Trägermodellen bestätigt werden, die zum Nachweis der grundsätzlichen Eignung der vorgeschlagenen Methode durchgeführt wurden. Dazu wurde ein Versuchsstand entwickelt, in dem ein vorgespanntes Trägermodell gleichzeitig durch statisch und dynamisch wirkende Kräfte belastet und die Trägerantwort in Form von Absolutverformungen und Schwingwegen erfasst wurde. Bei dem Trägermodell handelte es sich um einen Einfeldbalken aus Brettschichtholz mit einsteigigem Plattenbalkenquerschnitt. Der Trägersteg ist durch Vertikalfugen in einzelne Abschnitte unterteilt. Je nach Höhe der Trägerauflast und -vorspannung sind die Fugen entweder offen oder überdrückt. Auf diese Weise gelingt die Simulation eines dem Spannbeton ähnlichen nichtlinearen Lastverformungsverhaltens. Die Lastverformungskurve des Balkens wurden einerseits gewonnen, indem die statische Trägerlast sukzessive gesteigert und die zugehörigen

Absolutverformungen gegen eine feste Messbasis gemessen wurden. Außerdem wurde für jeden Lastschritt die dynamische Steifigkeit ermittelt und daraus ebenfalls Lastverformungskurven erzeugt. Bei geringen Erregerfrequenzen von etwa einem Drittel der 1. Trägereigenfrequenz zeigten beide Kurven volle Übereinstimmung. Bei höheren Erregerfrequenzen wurden die mittels dynamischer Steifigkeitsanalyse gewonnenen Lastverformungskurven infolge zunehmender Massenträgheitseffekte verzerrt. Durch Bezugnahme der gemessenen Werte auf die Ausgangssteifigkeiten kann die dynamische Lastüberhöhung jedoch eliminiert werden, so dass eine Quantifizierung der *Steifigkeitsveränderungen* gelingt.

In den weiteren Kapiteln wurde der Frage nachgegangen, in welcher Größenordnung schädigungsbedingte Steifigkeitsveränderungen bei MSB-Fahrwegträgern zu erwarten sind. Anhand elastizitätstheoretischer Betrachtungen am geschädigten Einfeldträger unter Wanderlast wurde in Kapitel 4 zunächst der Einfluss wesentlicher Schädigungsparameter auf die lokalen Steifigkeiten untersucht. Dabei konnte gezeigt werden, dass die maximale Steifigkeitsveränderung gegenüber dem ungeschädigten Ausgangszustand nur vom Grad und Ausmaß des Schadens, nicht jedoch von dessen Lage abhängig ist. Zur Quantifizierung der Schädigung auf Basis der dynamischen Steifigkeitsanalyse wurde der *Schädigungsindikator S* eingeführt. Er kennzeichnet die maximale schädigungsbedingte Steifigkeitsveränderung eines Einfeldträgers unter einer wandernden Einzellast.

Zur Prognose der nichtlinearen Schädigungsindikatoren der Fahrwegträger bei lokalen Vorspannverlusten wird in Kapitel 5 ein Berechnungsmodell auf Basis der FEM vorgestellt. Das Modell gestattet die Berechnung mit und ohne Verbund vorgespannter Betonträger unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Materialgesetze. Anhand von Vergleichsberechnungen mit 10 Laborträgern und einem Versuchsträger im Maßstab 1:1 konnte das Berechnungsmodell verifiziert werden.

Mit Hilfe des Berechnungsmodells in Kapitel 6 wurden die Auswirkungen lokaler Vorspannverminderungen auf die Schädigungsindikatoren von MSB-Fahrwegträgern untersucht. Variiert wurden die Schädigungsparameter (Lage, Ausmaß und Grad der Schädigung) sowie die Verbundart der Vorspannung und die Quer-

schnittsform der Träger. Die Berechnungen sind an ausgewählten Referenzträger durchgeführt worden, die nach einheitlichen Grundsätzen dimensioniert wurden. Dies gestattet eine gute Vergleichbarkeit der Berechnungsergebnisse. Weil bisher kaum Literatur zum diesem Thema vorliegt, konnte auf eine Darstellung der wesentlichen Bemessungsgrundsätze für MSB-Fahrwegträger nicht verzichtet werden. Insbesondere wurde auf das dynamische Verhalten der Träger infolge der Fahrzeugüberfahrt eingegangen. Diesem Thema ist auch der Anhang 2 gewidmet, in dem ein eigener Berechnungsansatz für den Schwingfaktor φ für MSB-Fahrwegträger hergeleitet wird.

Als Ergebnis der Parameterstudie konnte gezeigt werden, dass sich mit Ausnahme auflagnaher Trägerbereiche signifikante lokale Vorspannverluste weitgehend unabhängig vom Ort ihres Auftretens durch Risse ankündigen. Noch bevor sich inakzeptable Tragfähigkeitseinbußen einstellen, vermindern sich die Schädigungsindikatoren auf ca. 80 % bis 50 % ihres Ausgangswertes. Eine zuverlässige Detektion von lokalen Vorspannverlusten mit der dynamischen Steifigkeitsanalyse erscheint daher realisierbar.

7.2 Offene Fragen sowie Forschungs- und Entwicklungsbedarf

In vorliegender Arbeit wurde der Grundgedanke der dynamischen Steifigkeitsanalyse formuliert und deren Eignung zur Prüfung von MSB-Fahrwegen ansatzweise untersucht. Dabei wurden einige Annahmen getroffen, die der Überprüfung bedürfen. Die wesentlichen, noch offenen Fragen lauten:

- Wie wirken sich Schäden an realen Spannbeton-Fahrwegträgern auf den Schädigungsindikator aus? Welchen Einfluss haben die Schädigungsparameter? Welche Aussagekraft haben die Modalparameter hinsichtlich der Detektion bzw. Verifizierung von Schäden (Eigenfrequenzen, Dämpfung, Form der Resonanzkurven)?
- Wie genau ist das Verfahren bei praxisnaher Konfiguration der Prüfeinrichtung (Schwingerregung, Ankopplung der statischen und dynamischen Kräfte,

Ankopplung der Meßaufnehmer)? Welchen Einfluss haben Veränderungen der Prüfparameter (statische Last, dynamische Kraftamplitude, Erregerfrequenz) auf das Prüfergebnis?

- Welchen Einfluss auf die Prüfergebnisse haben die in-situ-Randbedingungen (Klima, Baugrund, Lagerung)? Welche weiteren Inspektionsaufgaben könnten dem Prüfgerät zugewiesen werden?

Zur Entwicklung der Methode wird eine dreistufige Vorgehensweise vorgeschlagen. In der ersten Stufe sind Laboruntersuchungen an Spannbeton-Versuchsträgern mit gezielter Schädigung der Vorspannung bei anwendungsnaher Konfiguration der Prüfeinrichtung durchzuführen. Neben der Klärung der oben aufgeführten Grundsatzfragen lässt sich mit den Ergebnissen das in Kapitel 5 vorgestellte Prognosemodell verbessern. In einer weiteren Entwicklungsstufe ist ein Prototyp-Prüfgerät im Maßstab 1:1 zu entwickeln und auf der Versuchsstrecke die Aufnahme eines „Steifigkeitsprofils“ unter realen Randbedingungen testen. Mit den gewonnen Erkenntnissen lässt sich im letzten Schritt das Prüffahrzeug entwickeln, dessen wesentliche Merkmale nachfolgend aufgeführt werden:

- Ballastierbarkeit zur Anpassung an verschiedenen Trägertypen, dynamische Entkopplung des Ballastes vom zu prüfenden Tragsystem,
- auf dem Prüffahrzeug integrierte Beschleunigungsaufnehmer,
- stufenlos in Grenzen veränderliche Erregerfrequenzen zur bedarfsweisen Durchführung von Resonanzversuchen (Eigenfrequenzmessung),
- Möglichkeit zur Drehung des dynamischen Kraftvektors in beliebige Raumrichtungen zur Anregung von Längs-, Quer- und Kippschwingungen (Prüfung der Lager und Festhaltekonstruktionen, vgl. auch Bild 2-8) und
- unabhängig von der Erregerfrequenz regelbare Amplituden der dynamischen Kraft.

Letztere Forderung soll die Möglichkeit eröffnen, die Messsignale mechanisch zu verstärken ohne gleichzeitig Resonanzschwingungen anzuregen. Dies kann beispielsweise durch mehrere zuschaltbare Unwuchterreger mit in Grenzen regelbaren Hebelarmen r realisiert werden (vgl. Bild 2-7). Denkbar ist auch die Nutzung des Langstators zur frequenzunabhängigen Krafterzeugung. Dies hätte den zusätzlichen Vorteil, dass die Statorbefestigungen ebenfalls im Kraftfluss lägen und somit Brüche einzelner Befestigungselemente detektierbar wären.

Abschließend sei noch angemerkt, dass mit dem Bau des Prüffahrzeugs die Entwicklung der Prüfmethode keineswegs abgeschlossen ist. Da es sich um eine auf eine wachsende Datenbasis referierende Methode handelt, beginnt mit der Inbetriebnahme erst der eigentliche „Lernprozess“.

8 Literaturverzeichnis

- [Amb-1] Ambrosini D., Luccioni, B., Danesi R.: Theoretical-Experimental damage detection in prestressed concrete beams. International Symposium on Nondestructive Testing Contribution to the Infrastructure Safety Systems, 1999, published by UFSM, Santa Maria, Brazil.
- [Ans-1] Ansys-Online-User's Manual, Version 8.0.
- [Ans-2] Ansys Revision Tutorials, Volume III: Structural Nonlinearities, June 1992.
- [Ant-1] Antlauf, W.: Vorstellung des neuen ebenerdigen Fahrwegs System Bögl. Vortrag auf der 5. Dresdner Fachtagung Transrapid, September 2005.
- [Ara-1] Arafa, M., Mehlhorn, G.: Direkte Erfassung der Vorspannung mit nichtlinearer FE-Berechnung. Bautechnik 78, S. 724-732 (2001).
- [Bach-1] Bachmann, H., Spohr, I., Rauschnigg, E.: Entwicklung des ebenerdigen MSB-Fahrweg 2010. Vortrag auf der 5. Dresdner Fachtagung Transrapid, September 2005.
- [Berg-1] Bergmeister, K., Brückeninspektion und -überwachung, Betonkalender 2004, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- [Blum-1] Blum, R., Kerkhof, K.: Bestimmung von Steifigkeitsveränderungen bei der Sanierung der Klosterwegbrücke mit Hilfe der Schwingungsanalyse. Der Bauingenieur 62 (1978), S. 513-518.
- [Bur-1] Burkhardt, G.: Einige offene Fragen bei der Beschreibung der Dämpfung von Stahlbeton, Mitteilungen des Institutes für Strukturmechanik, Weimar 2000.
- [Caf-1] Caffisch, R., Thürlimann, B.: Biegeversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken, ETH Zürich, 1970.
- [CEB-1] CEB-FIP Model Code 1990, CEB Bulletin d' Information No. 213-214, Lausanne, May 1993.

Literaturverzeichnis

- [CEB-2] Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading, Synthesis Report, CEB Bulletin d' Information No. 187, Lausanne, May 1988.
- [CEB-3] CEB-FIP Model Code 1978: Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton / DAfStb im DIN, Berlin, 1978.
- [Chen-1] Chen, F.: Numerische Simulation des nichtlinearen Schädigungsverhaltens von Stahlbeton-Stabtragwerken bei monotoner und zyklischer Beanspruchung, Dissertation, Bochum, 2001.
- [Col-1] Collins, M. P., Mitchell, D.: Prestressed Concrete Basics, Canadian Prestressed Concrete Institute, Ottawa, 1987.
- [Cur-1] Curbach, M.: Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten, Dissertation, 1987.
- [Den-1] Denkhaus, G., Dück, G.: Über das Verhalten von Spannbetonbalken bei Biegeschwingungen. Beton- und Stahlbetonbau 47, S. 59-62 (1952).
- [DIN-1] DIN 1045 Teil 1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Bemessung und Konstruktion, Juli 2001.
- [DIN-2] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken, 2. Auflage 2003, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- [DIN-3] DIN 1055 Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, März 2001.
- [Dro-1] Droese, S., Sperling, D.: Bauwerksprüfungen an Fahrwegen der Magnetbahn Transrapid. Vortrag auf der 4. Dresdner Fachtagung Transrapid, Oktober 2004.
- [Dro-2] Droese, S. Der ideale Fahrwegträger für die Magnetbahn Transrapid. Vortrag auf der 5. Dresdner Fachtagung Transrapid, September 2005.
- [Eib-1] Eibl, J., Mora, J., Strauß, P.: Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben „Momentenrotation und Schubtragfähigkeit von Spannbeton“, Universität Karlsruhe, 1983.
- [Eib-2] Eibl, J., Ivanyi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton, Heft 260, DAfStb, Berlin, 1976.

Literaturverzeichnis

- [Eib-3] Eibl, J., Keintzel, E., Charlier, H.: Dynamische Probleme im Stahlbetonbau Teil 2: Stahlbetonbauteile unter dynamischer Belastung, Heft 392, DAfStb, Berlin, 1988.
- [Eil-1] Eilbracht, G. Identifikation von Rissbereichen in Stahlbetonbalken mit Hilfe von Schwingungstestdaten. Dissertation Universität Gesamthochschule Kassel, Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 18 Nr. 210, Düsseldorf, 1997.
- [Fal-1] Falkner, H., Teutsch, M., Grunert, J.P., Bodendiek, P. Sperling, D.: Gutachtliche Stellungnahme BV Neubau Papierfabrik Leuna, TU Braunschweig, unveröffentlicht, 02/2004.
- [Fal-2] Falkner, H.: Stahlfaserbeton-Tragverhalten und normative Grundlagen, aus: König, G.: Holschemacher, K., Dehn, F. (Hrsg.): Faserbeton, Bauwerk-Verlag, Berlin, 2002.
- [Fal-3] Falkner, H., Teutsch, M. Brückenmonitoring. In: VSVI-Seminar Brücken- und Ingenieurbau ; Braunschweig, 26. und 27. Feb. 2003. Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, 2003. S.37-50.
- [Feix-1] Feix, Jürgen: Innovative hybride Tragwerke am Beispiel des Transrapid Fahrwegträgers, Bauingenieur 77, S.151-175 (2002).
- [Fel-1] Feltrin, G.: Zustandsüberwachung von Brücken mit dynamischen Methoden. Schweizer Baublatt Nr.47 (2001)
- [Fou-1] Fouad, Nabil A., Rechnerische Simulation der klimatisch bedingten Temperaturbeanspruchungen von Bauwerken. Anwendung auf Beton-Kastenträgerbrücken und –Sandwichwänden, Fraunhofer IRB Verlag, Berlin, 1998.
- [Gei-1] Geier, R., Deix, S.: On-Line Überwachung der Wiener Reichsbrücke, Beton- und Stahlbetonbau 100, S. 997-1002 (2005).
- [Gei-2] Geier, R., Flesch, R.: Ein Konzept für integriertes Bauwerksmonitoring, DACH-Mitteilungsblatt in: Bauingenieur 80, September 2005.

Literaturverzeichnis

- [Gru-1] Grunert, J. P.; Strobach, C.-P.; Teutsch, M.: Vorgespannte stahlfaserverstärkte Binder ohne Betonstahlbewehrung aus SVB, . Beton- und Fertigteiltechnik, 04/2004, S. 50-55.
- [Heg-1] Einfluss der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken, Dissertation, Braunschweig, 1985.
- [Hem-1] Hemmy, O. Zum Gebrauchs- und Tragverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton, Heft 549, DAfStb, 2004.
- [Heu-1] Heumann, G.: Rissabstände und Rissweiten bei Spannbetonträgern nach DIN 1045-1. Studienarbeit TU Braunschweig (unveröffentlicht), 2004.
- [Hil-1] Hilsdorf, H. K.: Beton, Beton-Kalender 1995, Verlag Ernst&Sohn, Berlin
- [Hyl-1] Hylla, I.: Seilumlenkung und Vorspannung ohne Verbund in statischen Berechnungen, Der Bauingenieur 78 (2003) , S. 194-198.
- [IABG-1] Industrieanlagen-Betriebsgesellschaft mbH, Messungen zum Nachweis der Lastannahmen am Hybridträger Typ I (2 x 31m) der Bietergemeinschaft Mittelstand, 2000, unveröffentlicht.
- [IABG-2] Industrieanlagen-Betriebsgesellschaft mbH, iBMB der TU Braunschweig, Ing.- und Vermessungsbüro H.-J. Marx, Abschlussbericht WEP 21, Konzeption von Fahrweg- Inspektionsverfahren für den Betrieb der Magnetschwebebahn im Regionalverkehr unter besonderer Berücksichtigung der betrieblichen, der trassierungsbedingten und der allgemeinen verkehrlichen und logistischen Verhältnisse für mögliche Anwendungstrecken in Bayern und Nordrhein-Westfalen, BMVBS, Berlin, 2002.
- [Kam-1] Kamarys, D., Waller, H.: Zur Schadenserkenkung und –lokalisierung durch experimentelle und neue numerische Methoden der Schwingungsanalyse. Der Bauingenieur 77 (2002) , S. 69-78.
- [Kato-1] Kato, M., Shimada, S.: Vibration of prestressed concrete bridge during failure process. Journal of Structural Engineering (1986) vol.112, no.7, p.1692-1703.

- [Ker-1] Kersken-Bradley, M.: Unempfindliche Tragwerke – Entwurf und Konstruktion; Hinweise und Erläuterung des Koordinierungsausschusses Sicherheit des Normenausschusses Bauwesen im DIN. *Der Bauingenieur* 67, S. 1-5 (1992).
- [Keu-1] Keuser, M., Purainer, R.: Zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Tragwerken aus Stahlbeton, *Bauingenieur* 78, S.255-265 (2003).
- [Kön-1] König, G., Fehling, E. Rissbreitenbeschränkung im Spannbetonbau, *Beton- und Stahlbetonbau* 83, S. 317-323 (1988).
- [Kön-2] König, G., Tue, N. V., Bauer, T., Pommerening, D. Schadensablauf bei Korrosion der Spannbewehrung, Heft 469, *DAfStb*, 1996.
- [Kön-3] König, G., Maurer, R., Zichner, N.: Spannbetonbau: Bewährung im Brückenbau, Analyse von Bauwerksdaten, Schäden und Erhaltungskosten, Springer Verlag, Berlin, 1986.
- [Kor-1] Kordina, K., Henke, V.: Beurteilung der Zuverlässigkeit der Tragfähigkeitseigenschaften der Hauptträger der Herrenbrücke Lübeck, *iBMB der TU Braunschweig* (unveröffentlicht), 1982.
- [Kre-1] Kreller, H.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Last- und Zwangeinwirkung, Heft 409, *DAfStb*, 1990.
- [Krie-1] Krieger, J.: Anwendung von zerstörungsfreien Prüfmethode bei Betonbrücken, *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach*, 1995.
- [Kro-1] Kroggel, O., Müller, M., Bauer, Th.: Erkennung von Spannstahlbrüchen, *GAMM-Tagung Hannover*, 1993.
- [Li-1] Li, L.: Rotationsfähigkeit von plastischen Gelenken im Stahl- und Spannbetonbau, *Dissertation, Stuttgart*, 1995.
- [Lutz-1] Lutzenberger, S., Lutzens, J. Globale dynamische Reaktion der Transrapid-Fahrwegträger auf bewegte Lasten und Bestimmung der Schwingfaktoren φ .
- [Mae-1] Maeck, J., Wahab, M. A., De Roeck, G.: Damage Localization in Reinforced Concrete Beams by dynamic Stiffness Identification.

- Proceedings of the 17th International Modal Analysis Conference, Kissimmee, Florida, 1999.
- [Man-1] Mangerig, I., Zapfe, C.: Studie zum temperaturoptimierten Einfeld-Fahrwegträger, Weiterentwicklungsprogramm Magnetschwebbahntechnologie im Auftrag des BMVBS, Berlin, 2002.
- [Mei-1] Meiswinkel, R., Neubauer, R., Ji, A.: Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen-Berechnung nach EC2, Beton- und Stahlbetonbau 90, S. 261-265 (1995).
- [MSB-1] MSB-Richtlinie Ausführungsgrundlage Fahrweg, Teil I – Übergeordnete Anforderungen, Fachausschuss Fahrweg, Transrapid International, Berlin.
- [MSB-2] MSB-Richtlinie Ausführungsgrundlage Fahrweg, Teil II – Bemessung, Stand Nov. 2004, Fachausschuss Fahrweg, Transrapid International, Berlin.
- [MSB-3] Konsortium Magnetbahn Transrapid: Spezifikation Lastannahmen Fahrzeug / Fahrweg, 15.09.1980 (unveröffentlicht).
- [Mül-1] Müller, F.-P., Keintzel, K., Charlier, H.: Dynamische Probleme im Stahlbetonbau, Teil 1: Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung, Heft 342, DAfStb, Berlin, 1983.
- [Nie-1] Niemann, P.: Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus Beton infolge Last und Zwang, Heft 545, DAfStb, Berlin, 2004.
- [Pet-1] Petersen, Ch.: Dynamik der Baukonstruktionen, Vieweg-Verlag, 1996.
- [Pet-2] Petersen, Ch.: Schwingungsdämpfer im Ingenieurbau, 1. Auflage, München, 20001.
- [Rei-1] Reinhardt, H.-W., Werkstoffe des Bauwesens. Der Ingenieurbau. Ernst&Sohn, Berlin, 1996.
- [Rei-2] Reinhardt, H.-W., Beton für den Hochbau, Beton-Kalender 2003, Verlag Ernst&Sohn, Berlin.
- [Sch-1] Scheer, J.: Einsturz der Koror-Babelthuap Brücke in Palau, Der Bauingenieur, Heft 72, S. 206, (1997).

Literaturverzeichnis

- [Sch-2] Scheer, J.: Versagen von Bauwerken, Ursachen und Lehren, Band 2: Hochbauten und Sonderbauwerke, Verlag Ernst&Sohn, Berlin, 2001.
- [Sch-3] Schwindt, G. Darstellung der Transrapid - Fahrwegtypen und der Rolle der TRI als Systemingenieur für den Fahrweg. Vortrag auf der 5. Dresdner Fachtagung Transrapid, September 2005.
- [Six-1] Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau, Heft 534, DAfStb, Berlin 2003.
- [Spe-1] Sperling, D.: Stellungnahme zum Abschnitt 4.4.2 der MSB-Richtlinie „Ausführungsgrundlagen Fahrweg, Teil II, Bemessung, unveröffentlicht, Braunschweig, 2004.
- [Spe-2] Sperling, D.: Berechnung von Spannbetonträgern mit ANSYS, Vortrag auf dem 22. CADFEM USERS Meeting, Dresden, November 2004.
- [Sta-1] Starossek, U.: Progressiver Kollaps von Bauwerken, Beton- und Stahlbetonbau 100, S. 305-317 (2005).
- [Ste-1] Stempniewski, L., Eibl, J.: Finite Elemente im Stahlbeton, Betonkalender 1996, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- [Stef-1] Steffens, K., Bucher, Ch., Opitz, H., Quade, J., Schwesinger, P. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken. Bautechnik 76 (1999), S.1-15
- [Stü-1] Stürwald, S.: Auswirkungen von Spannkraftverlusten auf die Verformung und die Resttragfähigkeit von einfeldrigen Spannbetonträgern. Diplomarbeit TU Braunschweig (unveröffentlicht), 2004.
- [Tro-1] Trost, H., Cordes, H., Thormählen, U., Hagen, H.: Teilweise Vorspannung-Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rissbildung und Rissbreitenbeschränkung, Heft 310, DAfStb, Berlin, 1980.
- [Wen-1] Wenzel, H., Pichler, D., Schedler, R.: Ambiente Schwingungsmessungen zur System- und Schadenserkennung an Tragwerken. Der Bauingenieur 74 (1999), S. 115-123.

Literaturverzeichnis

- [Wen-2] Wenzel, H., Geier, R., Eichinger, E.: Untersuchungen anlässlich des Abbruches ausgewählter Tragwerke, Schriftenreihe des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie, Straßenforschung, Heft 525, Wien, 2002.
- [Wolf-1] Wolf, H.: Entwicklung eines neuartigen MSB-Fahrwegträgers Typ II. Vortrag auf der 5. Dresdner Fachtagung Transrapid, September 2005
- [Zul-1] Bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-12.3-29 für Spannstahlstützen St 1570/1770, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 1999.

Anhang 1

Ergebnisse der Vergleichsberechnungen zur Validierung des Berechnungsmodells

Anhang 1: Vergleichsberechnungen zur Validierung des Berechnungsmodells

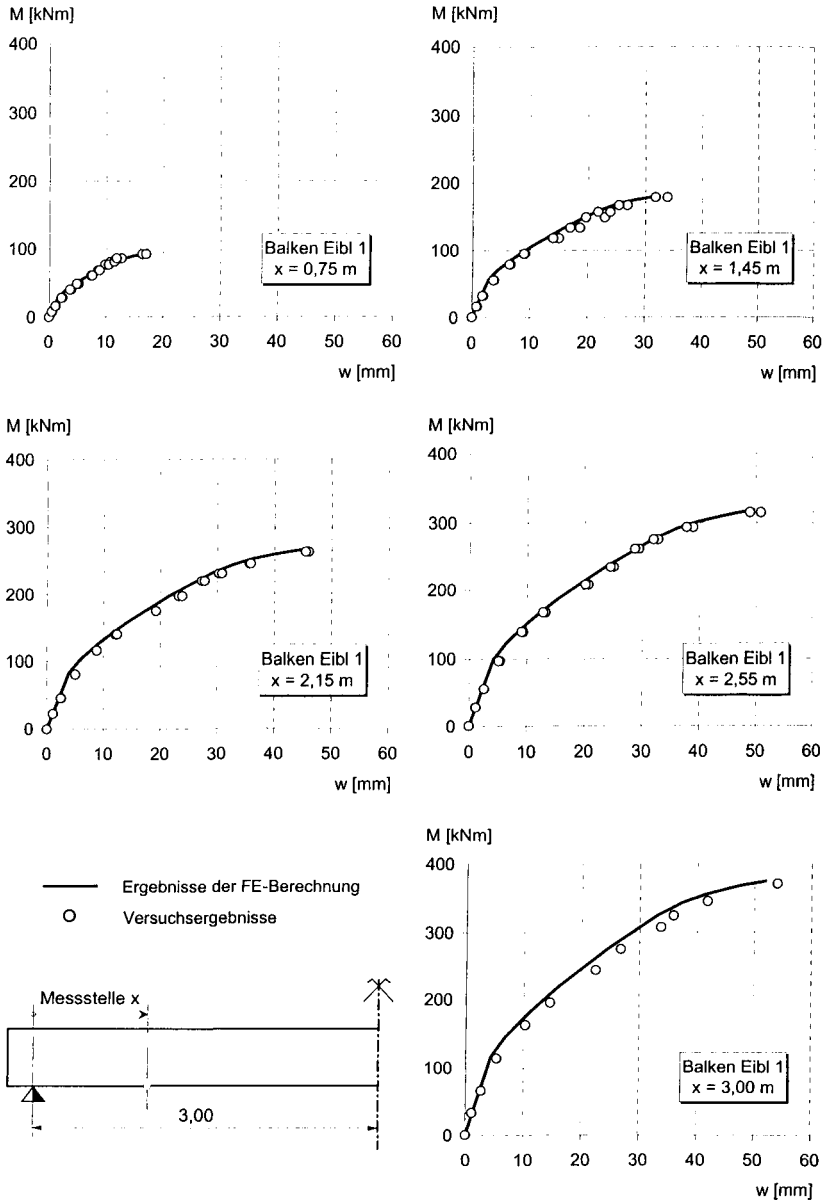


Bild A1-1: Momenten-Durchbiegungskurven des Balkens Eibl 1

A1-1

Anhang 1: Vergleichsberechnungen zur Validierung des Berechnungsmodells

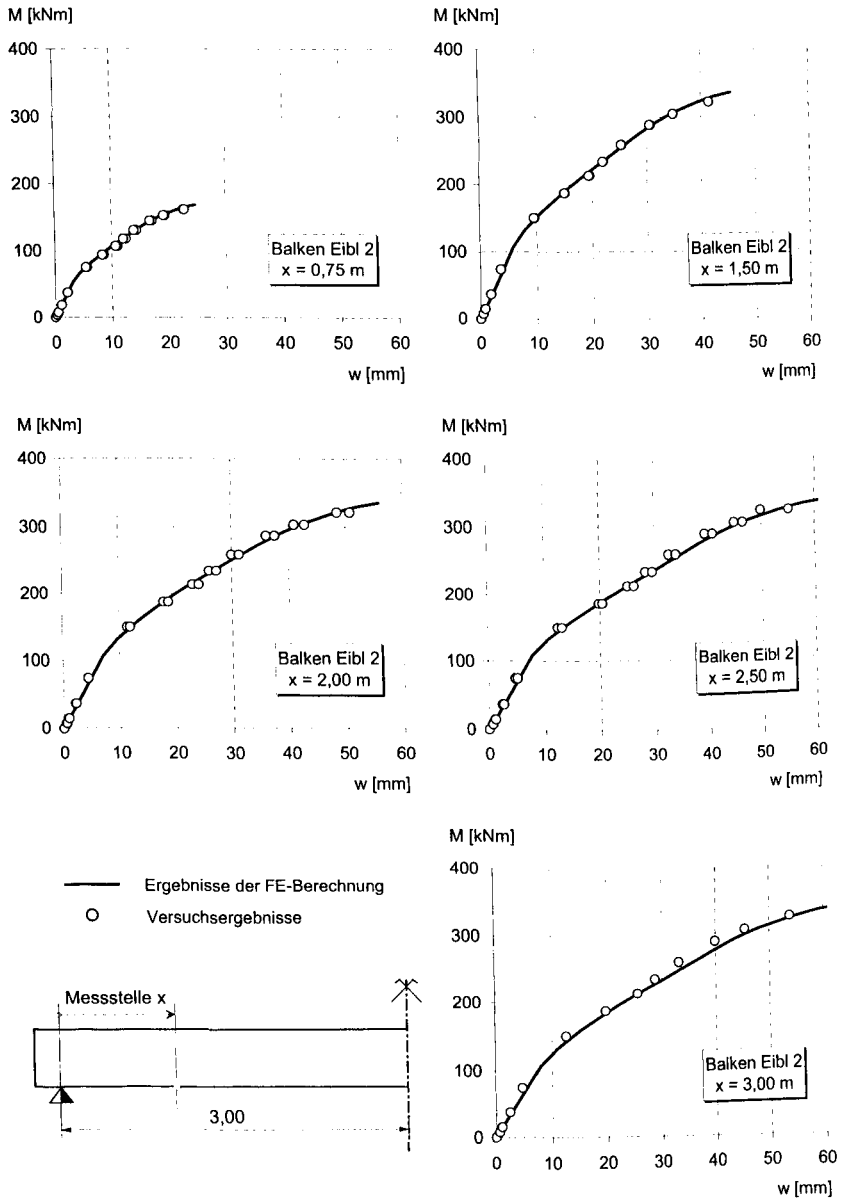


Bild A1-2: Momenten-Durchbiegungskurven des Balkens 2 [Eibl1]

A1-2

Anhang 1: Vergleichsberechnungen zur Validierung des Berechnungsmodells

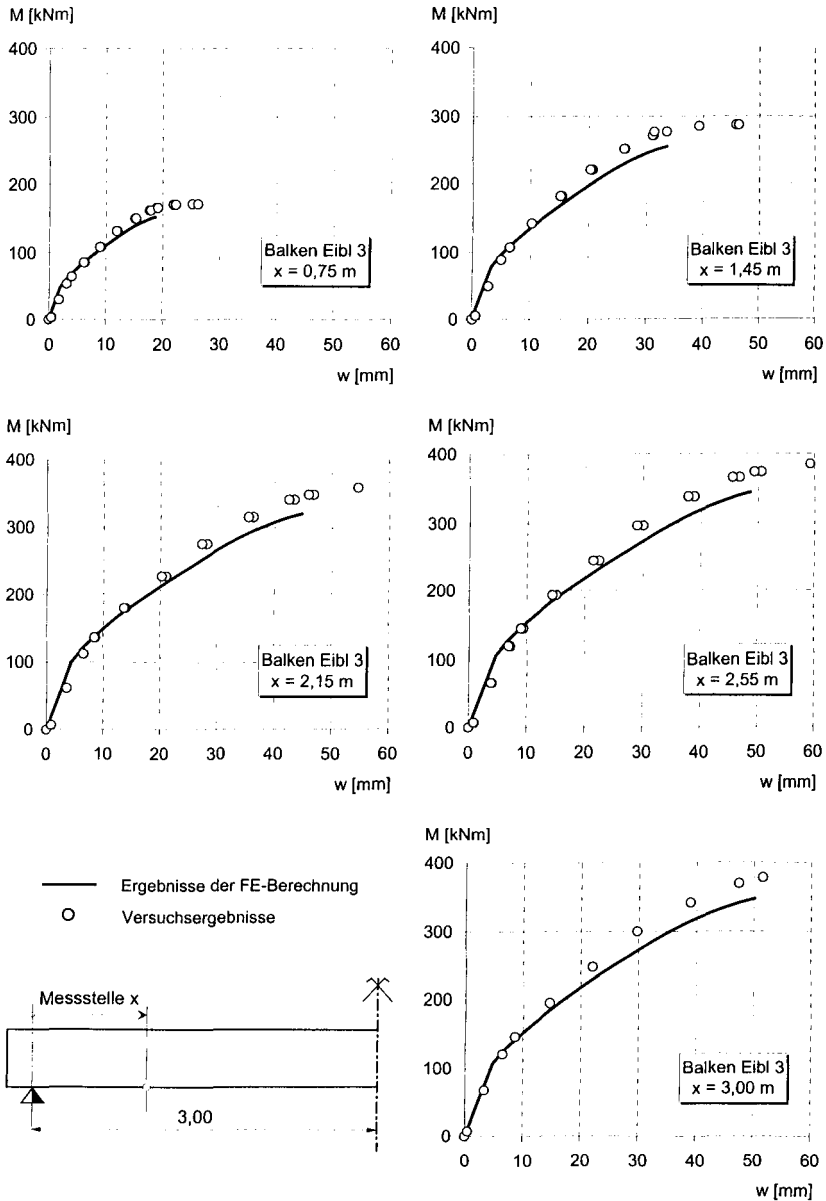


Bild A1-3: Momenten-Durchbiegungskurven des Balkens 3 [Eibl1]

A1-3

Anhang 1: Vergleichsberechnungen zur Validierung des Berechnungsmodells

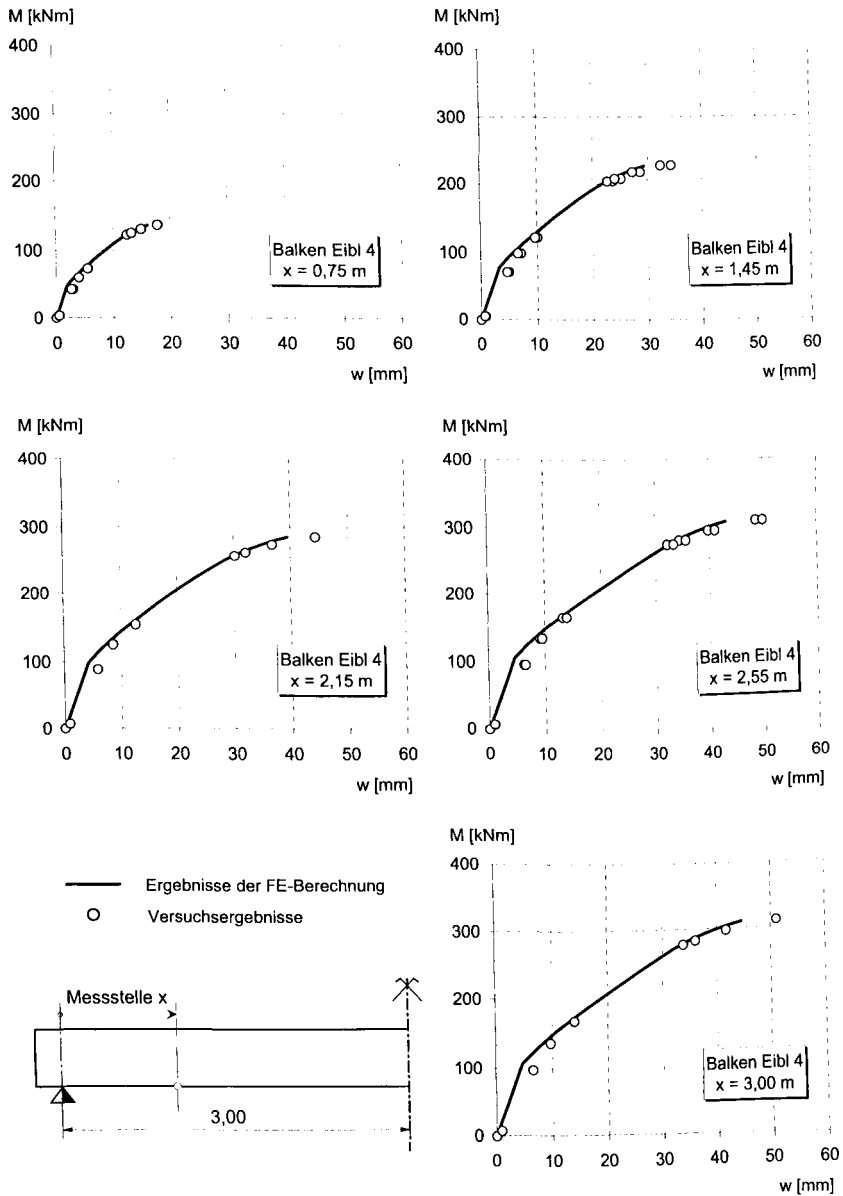


Bild A1-4: Momenten-Durchbiegungskurven des Balkens 4 [Eibl1]

A1-4

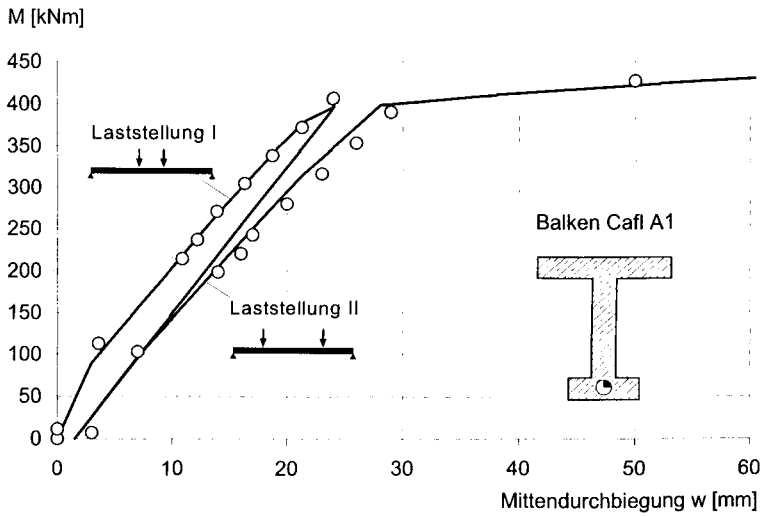


Bild A1-5: Momenten-Durchbiegungskurven des Balkens A1 [CafI]

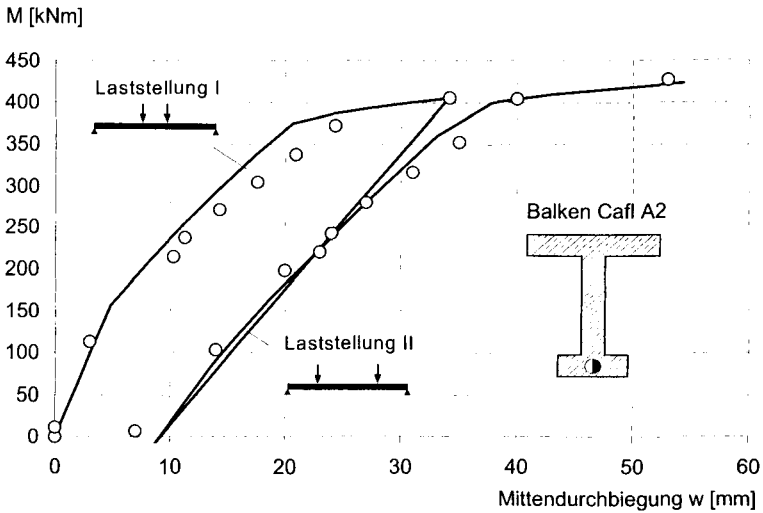


Bild A1-6: Momenten-Durchbiegungskurven des Balkens A2 [CafI]

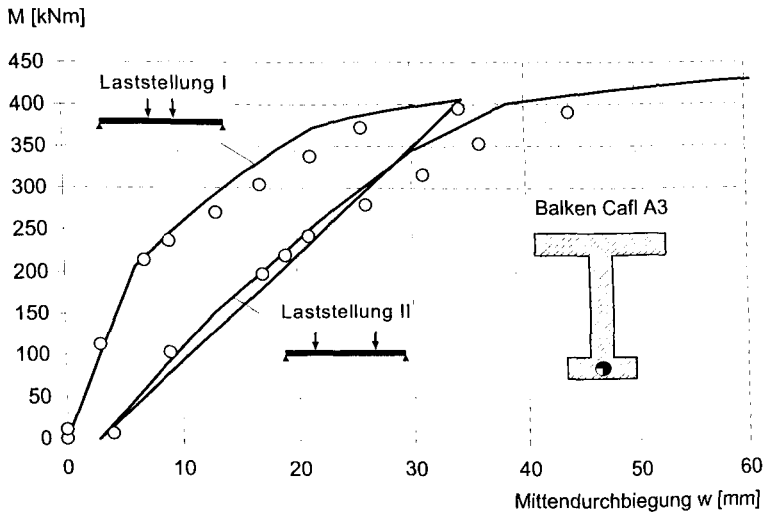


Bild A1-7: Momenten-Durchbiegungskurven des Balkens A3 [CafI]

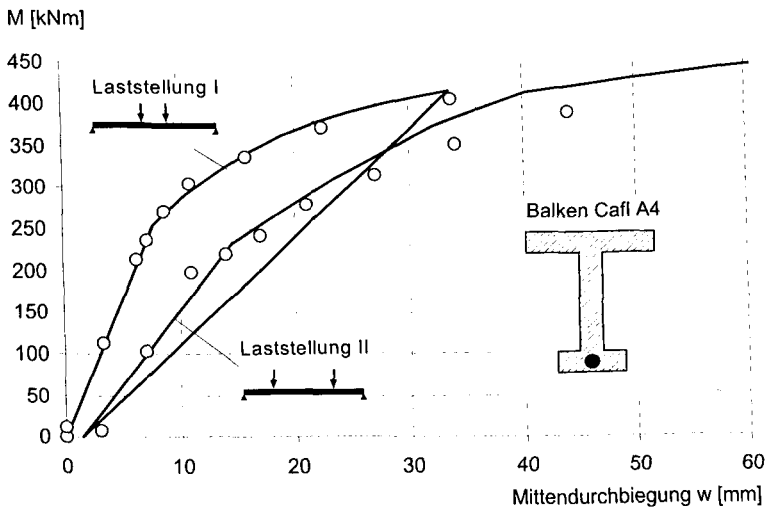


Bild A1-8: Momenten-Durchbiegungskurven des Balkens A4 [CafI]

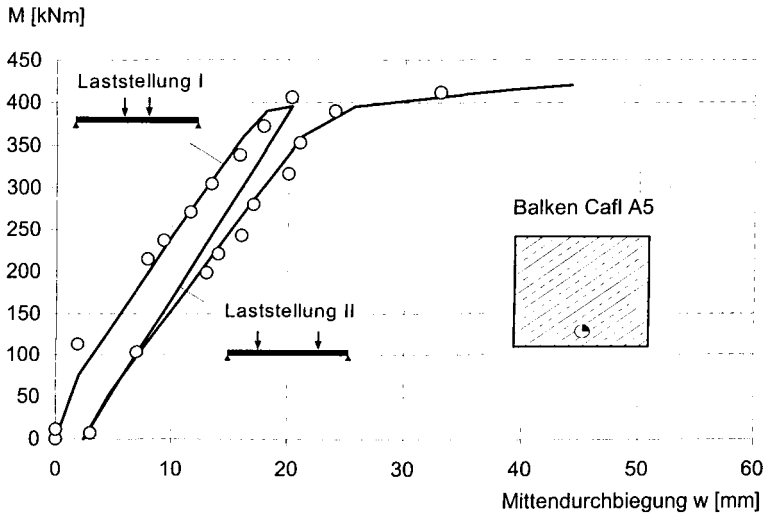


Bild A1-9: Momenten-Durchbiegungskurven des Balkens A5 [CafI]

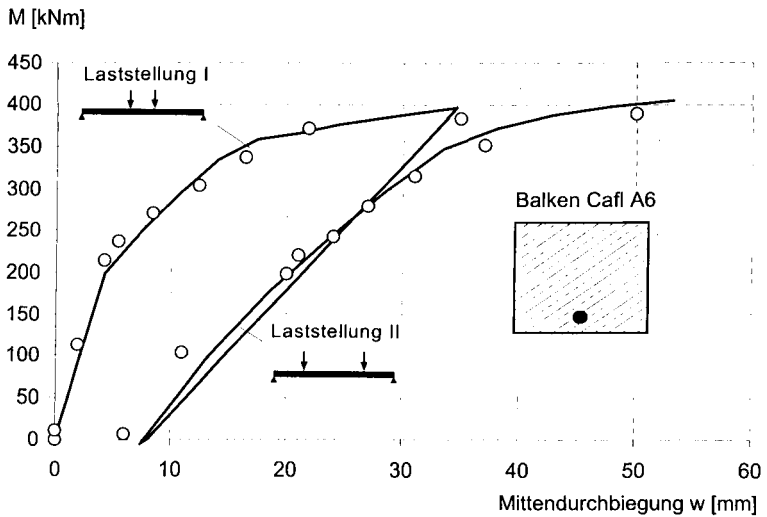


Bild A1-10: Momenten-Durchbiegungskurven des Balkens A6 [CafI]

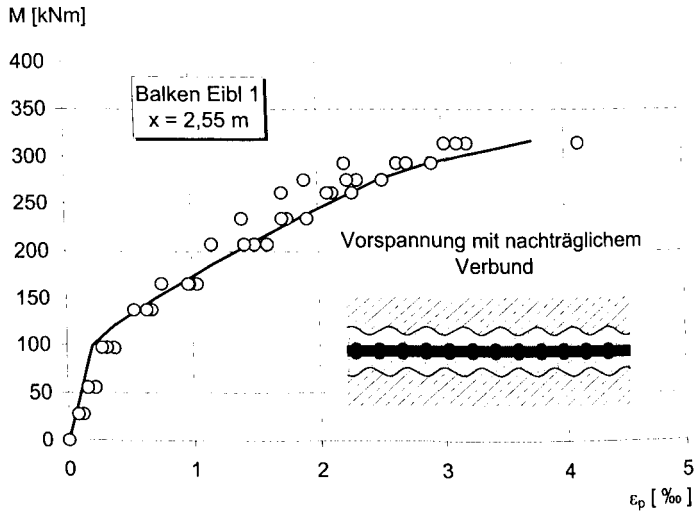


Bild A1-11: Spannstahldehnungen des Balkens Eibl1

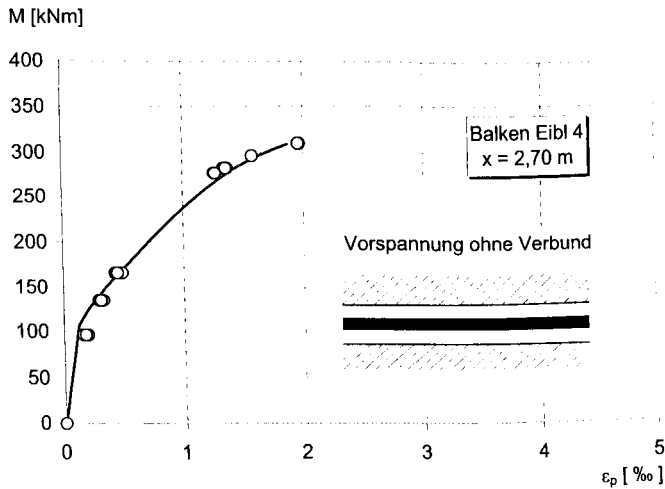


Bild A1-12: Spannstahldehnungen des Balkens Eibl4

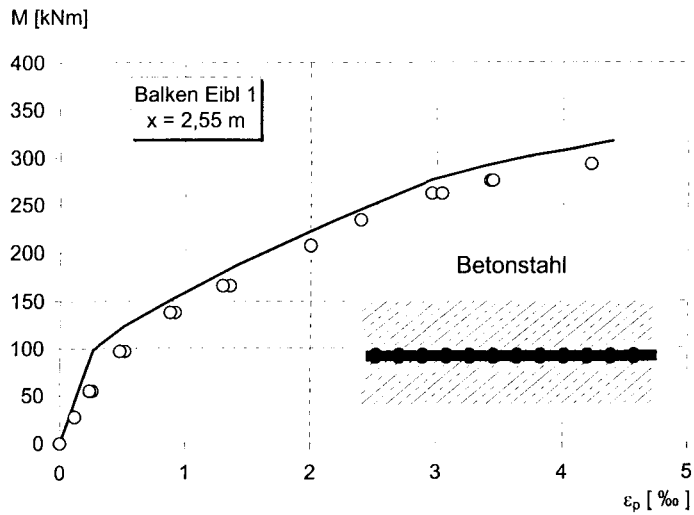


Bild A1-13: Betonstahldehnungen des Balkens Eibl1

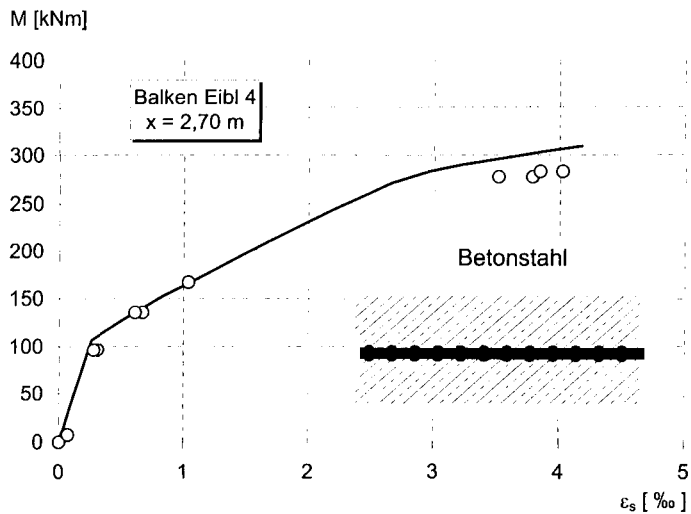


Bild A1-14: Betonstahldehnungen des Balkens Eibl4

Anhang 2

Bemessungsansatz für den Schwingfaktor von Fahrwegträgern der Magnetschwebbahn Transrapid

1 Vorgehensweise

Nachfolgend wird ein Bemessungsansatz für die dynamische Lastüberhöhung von Fahrwegträgern der Magnetschwebebahn Transrapid infolge der Fahrzeugüberfahrt hergeleitet.

Dabei wird folgendermaßen vorgegangen:

1. Zunächst wird die zeitlich veränderliche Belastung infolge der Auffahrt des MSB - Fahrzeuges auf den Fahrweg durch Gleichgewichtsbetrachtungen am Trägermodell ermittelt. Als Ergebnis erhält man Impulsfunktionen der betrachteten Schnittgrößen.
2. Die dynamische Antwort auf die Impulsbelastung wird mittels numerischer Zeitschrittanalyse am Ersatzmodell berechnet. Als Ersatzmodell dient der Einfreiheitsgradschwinger (EFS), mit dem sich das dynamische Verhalten des Trägers bei Anregung der 1. Biegeeigenform ausreichend genau erfassen lässt. Als Berechnungsergebnis erhält man den zeitlichen Verlauf der Auflagerkraft, wobei jedoch nur deren Maximalwert von Interesse ist. Der Stoßfaktor (= dynamischer Überhöhungsfaktor = Schwingfaktor) ergibt sich aus dem Verhältnis der maximalen Auflagerreaktion zum Maximalwert des einwirkenden Impulses. In Bild A2-1 ist die Vorgehensweise schematisch dargestellt.
3. Der unter 2. beschriebene Berechnungsgang wird bei Variation der Eigenfrequenzen des Schwingers wiederholt. Auf diese Weise erhält man den Verlauf der Stoßfaktoren über die Eigenfrequenzen (Stoßspektrum).
4. Über die Stoßspektren der betrachteten Schnittgrößen wird eine Umhüllende gelegt, deren mathematische Funktion die Bestimmungsgleichung für den globalen dynamischen Überhöhungsfaktor (= Schwingfaktor) ist.

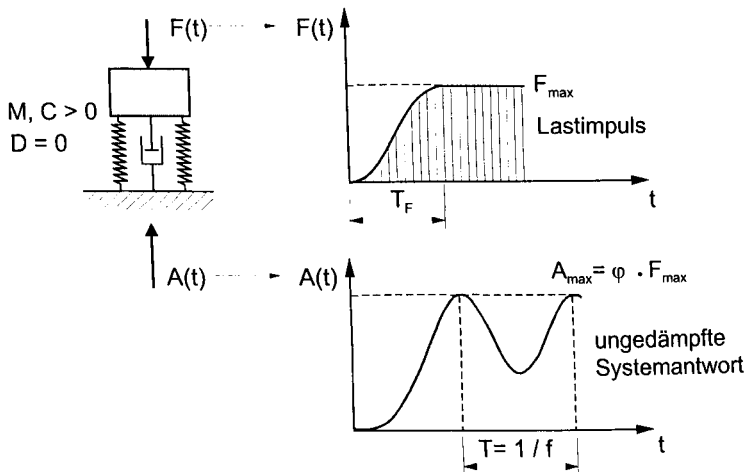


Bild A2-1: Vorgehensweise zur Ermittlung der Schwingfaktoren

2 Impulsfunktionen

Die Impulsfunktionen infolge der Überfahrt des MSB – Fahrzeuges sind in Bild A2-2 für Einfeld- bzw. Zweifeldträger am Beispiel des Biegemomentes in Feldmitte qualitativ dargestellt.

Mit der Auffahrt des Fahrzeuges zum Zeitpunkt t_1 baut sich das Moment auf, bis das Feld voll belastet ist und das maximale Moment zum Zeitpunkt t_2 erreicht wird. Bis zum Zeitpunkt t_3 , an dem das Fahrzeugende den betrachteten Träger erreicht hat, bleibt das Moment beim Einfeldträger konstant. Beim Zweifeldträger wird das zuerst befahrende Trägerfeld wegen der Kontinuität über der Mittelstütze unmittelbar entlastet, wenn das Fahrzeug das zweite Feld befährt. Weil dies zu etwas geringeren dynamischen Lastüberhöhungen führt, genügt hier die Betrachtung des Einfeldträgers.

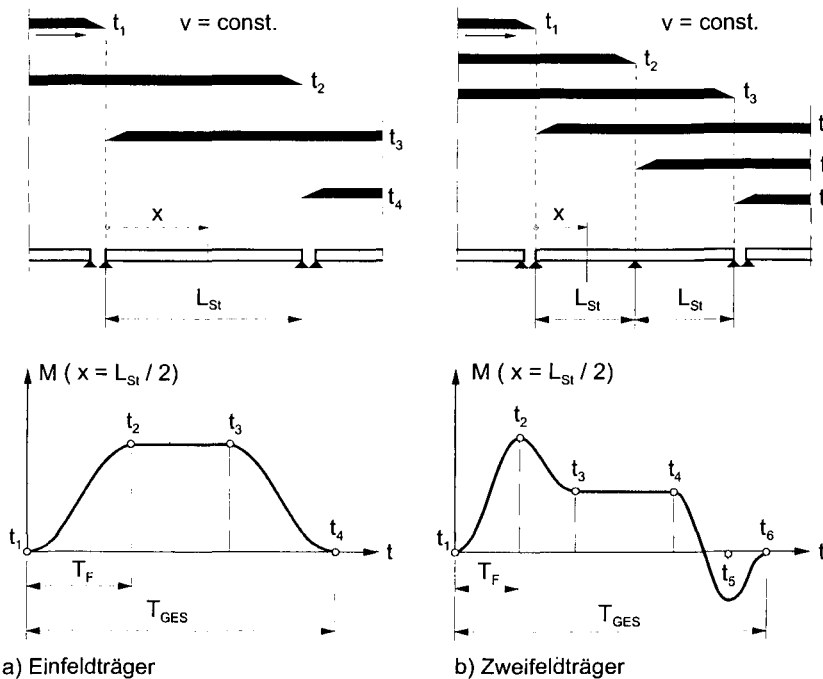


Bild A2-2: Impulsfunktionen infolge Fahrzeugüberfahrt

Bei der Ermittlung der Impulsfunktionen wird vorausgesetzt, dass das Fahrzeug den Fahrwegträger mit konstanter Geschwindigkeit v überfährt. Diese Annahme ist gerechtfertigt, da aus Komfortgründen die Grenzbeschleunigung den Wert $a_{\max} = 1,5 \text{ m/s}^2$ nicht überschreitet [MSB-2]. Auch bei großen Trägerlängen beträgt der Geschwindigkeitszuwachs während der Überfahrt über einen einzelnen Träger weniger als ein Promille. Unter dieser Voraussetzung ergibt sich die Zeit bis zur vollständigen Befahrung eines Trägerfeldes zu:

$$T_F = t_2 - t_1 = \frac{L_{St}}{v} \quad \text{Gl. (A2-1)}$$

Die Form der Impulsfunktion hängt von der betrachteten Schnittgröße und dem Ort, an dem sie ermittelt wird, ab. Die mit Hilfe des Schnittprinzips am Einfeldträger ermittelten Verläufe der Belastungsfunktionen über der Zeit (= Impulsfunktionen) sind

in den Gleichungen Gl. (A2-2) und Gl. (A2-3) angegeben und in Bild A2-3 grafisch dargestellt.

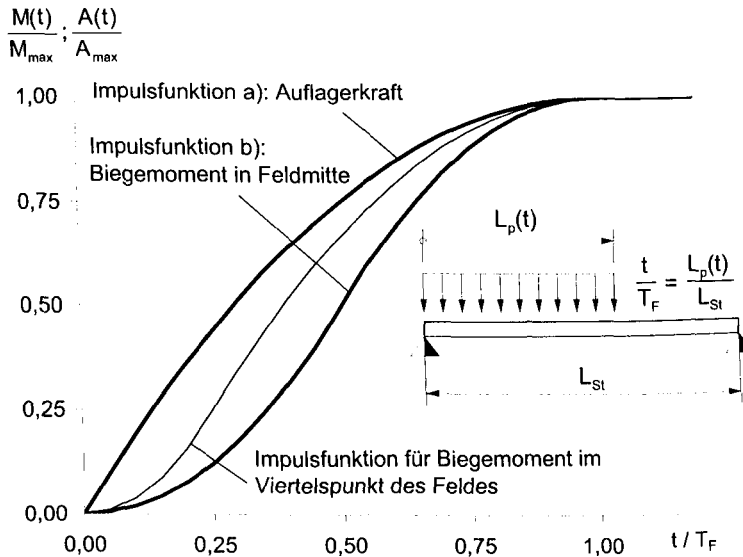


Bild A2-3: Bezogene Impulsfunktionen

Impulsfunktion a): Verlauf der bezogenen Auflagerkraft

$$\frac{A(t)}{A_{\max}} = \begin{cases} 0 \leq t/T_F \leq 1: & 2 \cdot (t/T_F) - (t/T_F)^2 \\ t/T_F > 1: & 1 \end{cases} \quad \text{Gl. (A2-2)}$$

Impulsfunktion b): Verlauf des bezogenen Biegemomentes in Feldmitte

$$\frac{M(t)}{M_{\max}} = \begin{cases} 0 \leq t/T_F \leq 0,5: & 2 \cdot (t/T_F)^2 \\ 0,5 < t/T_F \leq 1: & -2 \cdot (t/T_F)^2 + 4 \cdot t/T_F - 1 \\ t/T_F > 1: & 1 \end{cases} \quad \text{Gl. (A2-3)}$$

3 Systemantworten

Die dynamische Antwort des Systems auf die Impulsbelastung lässt sich durch numerische Zeitschrittintegration mit der Finiten-Element-Methode berechnen. Als Finites Element wird das in der ANSYS-Elementbibliothek verfügbare Masse-Feder-Dämpfer-Element COMBIN40 verwendet (Bild A2-4). Die dynamische Lastüberhöhung (Schwingfaktor φ) ergibt sich aus dem Verhältnis der Maximalwerte von einwirkender und resultierender Kraft.

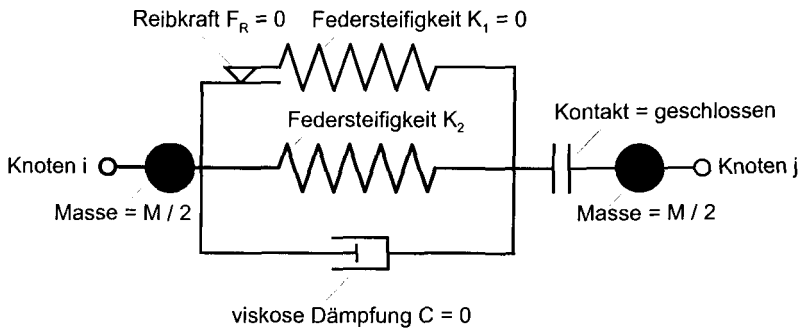


Bild A2-4: Masse-Feder-Dämpfer-Element COMBIN40 [Ans-1]

Wie aus Bild A2-1 ersichtlich, tritt die maximale Systemantwort zeitlich unmittelbar nach dem Impulsmaximum auf. Die Dämpfung hat bei stoßartigen Belastungen nahezu keinen Einfluss auf das Maximum der dynamischen Antwort und wird daher nicht weiter berücksichtigt [Pet-1]. Variationsparameter bei den Berechnungen war die Eigenfrequenz, also die Wurzel des Verhältnisses von Federsteifigkeit und Masse des Schwingers. In Bild A2-5 ist als Ergebnis der Berechnungen der Schwingfaktor φ als Funktion der auf die Eigenschwingzeit T bezogenen Stoßdauer T_F für die beiden Impulsfunktionen a und b grafisch dargestellt. Das zur Impulsfunktion c mit linearem Belastungsanstieg gehörige Stoßspektrum wurde zur Kontrolle berechnet, und mit den in [Pet-1] gegebenen analytischen Lösungen verglichen. Dabei zeigte sich erwartungsgemäß eine exakte Übereinstimmung zwischen analytischer und numerischer Lösung.

Schwingfaktor φ

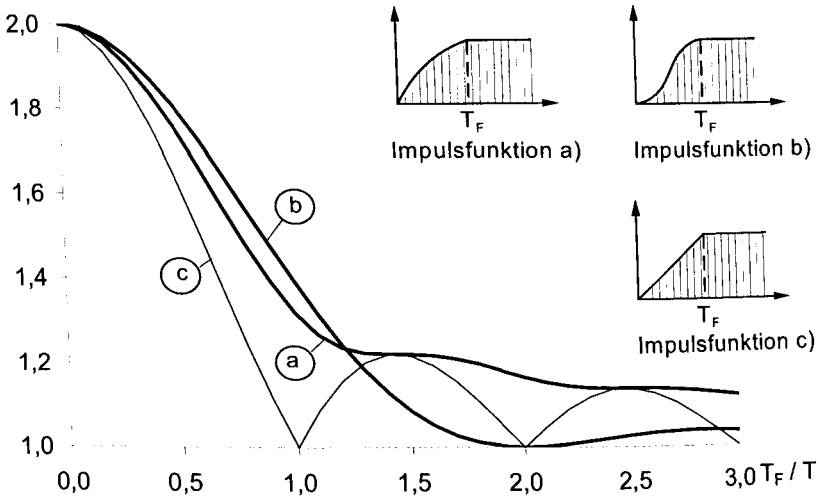


Bild A2-5: Stoßspektren der untersuchten Impulsfunktionen

4 Bemessungsansatz für den Schwingfaktor

Aus der Umhüllenden der Stoßspektren der Impulsfunktionen a und b ergibt sich das Bemessungsdiagramm, welches näherungsweise durch die in Bild A2-6 dargestellte bilineare Kurve beschrieben werden kann.

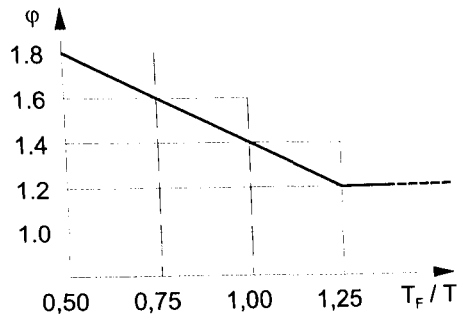


Bild A2-6: Diagramm zur Ermittlung des Schwingfaktors φ

Die analytische Formulierung des Bemessungsstoßspektrums wird in Gl. (A2-4) gegeben. Um den Erfahrungsbereich bei MSB - Fahrwegträgern nicht zu verlassen, erfolgt eine obere Begrenzung des Schwingfaktors mit $\varphi = 1,8$ [MSB-3].

$$\varphi = 2,2 - 0,8 \cdot \frac{T_F}{T} \geq 1,20 \quad \text{Gl. (A2-4)}$$

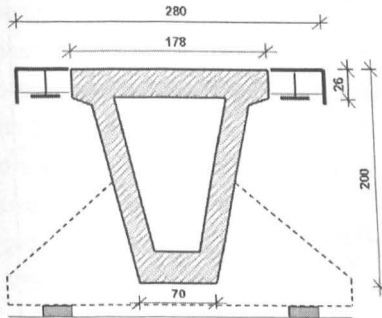
$$\frac{T_F}{T} = \frac{L_{st} \cdot f_1}{v} \geq 0,5 \quad \text{Gl. (A2-5)}$$

$f_1 = 1 / T =$ erste Biegeeigenfrequenz des Trägers

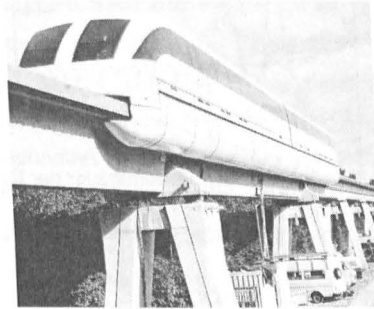
5 Vergleich mit Versuchswerten

Um zu zeigen, dass die mit Gleichung Gl. (A2-4) berechneten Schwingfaktoren eine ausreichende Näherungslösung darstellen, werden sie nachfolgend mit experimentell gewonnenen Werten verglichen.

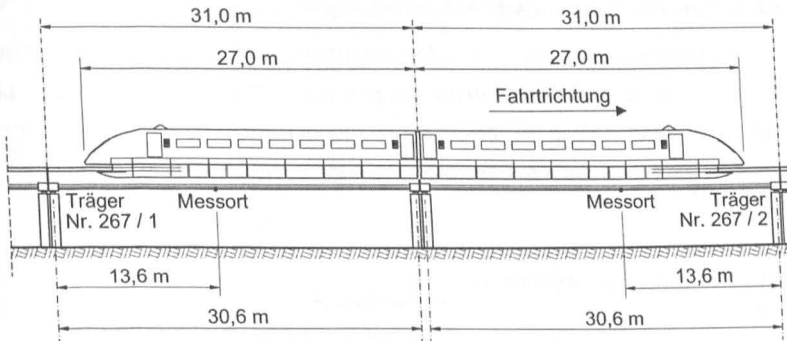
Als Vergleichswerte dienen Messergebnisse, die am hybriden Prototypträger der TVE bei verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten des MSB-Fahrzeugs gewonnen wurden [IABG-1]. Die Konstruktion des hybriden Prototypträgers mit Hohlkastenquerschnitt und Funktionsebenenträgern aus Stahl wird in [Feix-1] näher beschrieben. Der Versuchsträger ist in Bild A2-8 dargestellt.



a) Trägerquerschnitt [Man-1]



b) Versuchsträger mit Fahrzeug



c) Abmessungen von Träger und Fahrzeug sowie Lage der Messpunkte

Bild A2-8: TVE-Versuchsträger Nr. 267

Bild A2-9 zeigt den zeitlichen Verlauf der vertikalen Auslenkungen an den Messorten der beiden Felder infolge der Überfahrt eines Zwei-Sektionen-Fahrzeuges. Die größten Auslenkungen entstehen im zuerst befahrenen Feld, wenn das Fahrzeug dieses Feld voll überdeckt. Nach der Überfahrt schwingt der Träger mit deutlich geringeren Amplituden in seiner ersten vertikalen Eigenform aus. Wegen der geringen Dämpfung zeigt der Träger ein ausgeprägtes Ausschwingverhalten. Die Eigenfrequenz beträgt 4,39 Hz.

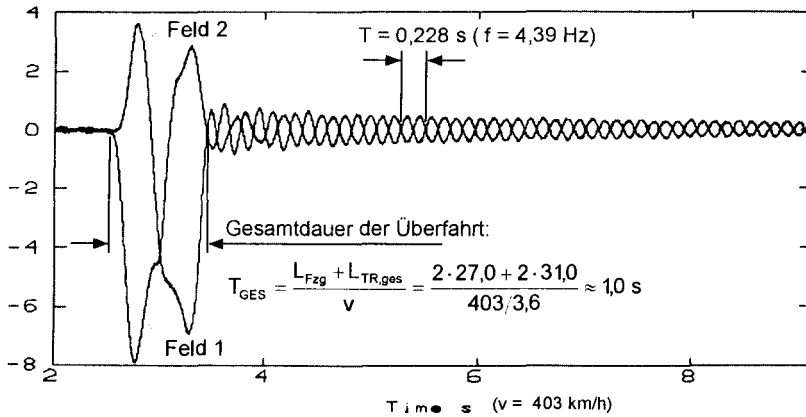


Bild A2-9: Zeitverlauf der vertikalen Auslenkungen in mm [IABG-1]

Aus den Verhältnissen der am Fahrwegträger bei verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten gemessenen Verformungen und Dehnungen mit den bei langsamer Überfahrt (20 km/h) gewonnenen (quasi-) statischen Referenzwerten wurden die in Bild A2-10 dargestellten Schwingfaktoren ermittelt.

Schwingfaktor φ_z

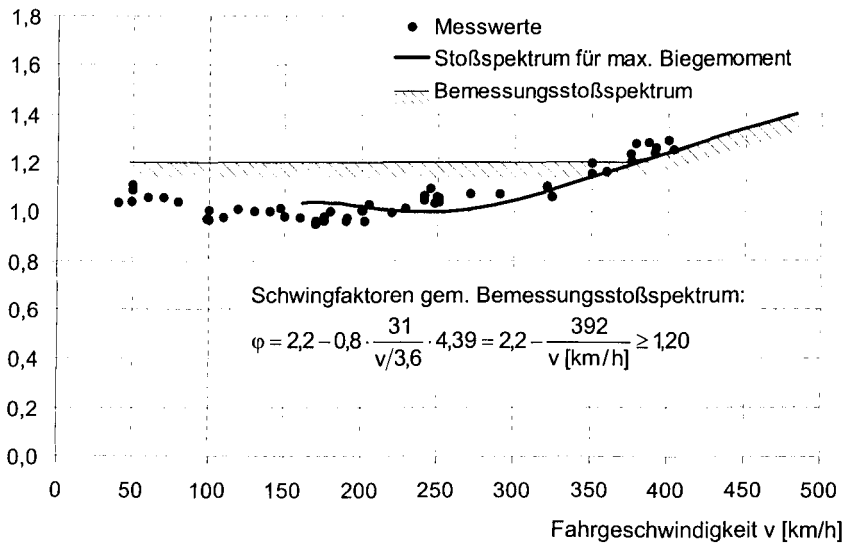


Bild A2-10: Rechnerisch und experimentell ermittelte Schwingfaktoren A2-9

Danach zeigt sich eine geschwindigkeitsabhängige dynamische Überhöhung, die gut durch das Stoßspektrum für das Biegemoment nach Bild A2-5 (Stoßspektrum b) beschrieben werden kann. Die im Versuch ermittelten Schwingfaktoren liegen überwiegend in der Nähe des eigenen Ansatzes für das Bemessungsstoßspektrum (in Bild A2-10 schraffiert dargestellt). Im Bereich höherer Geschwindigkeiten liegen die Messergebnisse etwas über den berechneten Werten, wobei die Abweichungen unter 10% liegen. Insgesamt lässt sich feststellen, dass ein Bemessungsansatz gefunden wurde, mit dem auf einfache Weise die dynamische Lastüberhöhung von MSB-Fahrwegträgern abgeschätzt werden kann.

6 Berechnungsbeispiel

Für den in Bild A2-11 dargestellten Betonfahrwegträger soll der Schwingfaktor für eine Fahrgeschwindigkeit von 450 km/h ermittelt werden.

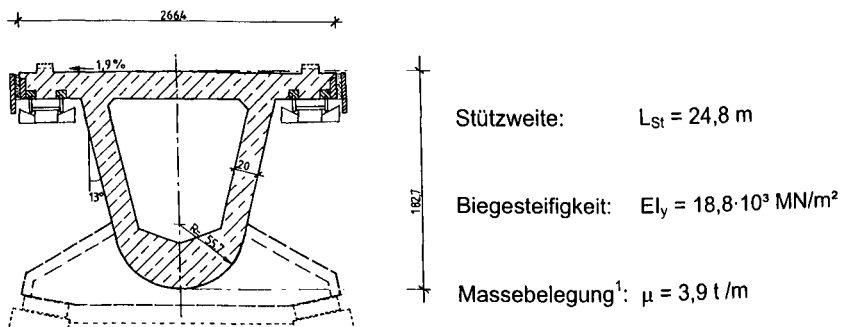


Bild A2-11: Fahrwegträger Typ I in Betonbauweise (Kennwerte nach [Lutz-1])

1. Eigenfrequenz der Biegeschwingung um die y-Achse:

$$f_{z,1} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{L_{St}^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_y}{\mu}} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{24,8^2} \cdot \sqrt{\frac{18,8 \cdot 10^6}{3,9}} = 5,61 \text{ Hz}$$

¹ Anmerkung: Wegen der Schwierigkeiten bei der Erfassung der Fahrzeug-Fahrweg-Interaktion (nichtlineare Kopplung) bleibt das mitschwingende Fahrzeuggewicht unberücksichtigt.

Anhang 2: Bemessungsansatz für den Schwingfaktor von MSB-Fahrwegträgern

Dauer bis zur vollständigen Befahrung des Trägers durch das Fahrzeug:

$$T_F = \frac{L_{St}}{v} = \frac{24,8}{(450/3,6)} = 0,199 \text{ s}$$

Schwingfaktor nach Gl. (A2-4):

$$\varphi_z = 2,2 - 0,8 \cdot \frac{0,199}{0,178} = 1,31$$

Mit ihrem genaueren Berechnungsansatz auf Basis von Zeitschrittberechnungen am diskretisierten Einfeldträger mit bewegten Lasten unter Berücksichtigung der Dämpfung erhalten LUTZENBERGER und LUTZENS bei gleichen Ausgangswerten einen Schwingfaktor von $\varphi_z = 1,30$ [Lutz-1].

VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHIENENEN HEFTE (ISSN 1439-3875)

In der Schriftenreihe "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig - ISSN 0178-5796 (Heft 1 bis 16 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig", Heft 17 bis 39 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig") sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Institut für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Bibliothek
Beethovenstraße 52
38106 Braunschweig

Tel. (05 31) 3 91-54 54

Fax (05 31) 3 91-5900

E-Mail o.dienelt@tu-bs.de

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:

Je nach Umfang zwischen € 7 und € 30
(zuzüglich Versandkosten)

Das aktuelle Verzeichnis unter:
www.ibmb.tu-bs.de (→ Bibliothek)

Vergriffene Hefte können als Kopien gegen
Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:

Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:

Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:

Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:

Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

Heft 6:

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 7:

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 8:

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächen-tragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 9:

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämm-schichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 10:

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 11:

Iványi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 12:

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 13:

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 14:

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

Heft 15:

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongütekörpern und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 16:

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufl. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 18:

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

Heft 19:

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

Heft 20:

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

Heft 22:

Nürnberger, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

Heft 23:

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

Heft 24:

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

Heft 25:

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungs-korrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

Heft 26:

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

Heft 27:

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

Heft 28:

Neisecke, J.: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

Heft 29:

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

Heft 30:

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 31:

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

Heft 32:

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

Heft 33:

Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

Heft 34:

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 35:

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 36:

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

Heft 37:

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

Heft 38:

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

Heft 39:

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

Heft 40:

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

Heft 41:

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

Heft 42:

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

Heft 43:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

Heft 44:

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

Heft 45:

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

Heft 46:

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

Heft 47:

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

Heft 48:

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Ein-
schluß der Mitwirkung des Betons auf Zug
in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut
für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig,
1981; Zugl.: Dissertation, Technische Uni-
versität Braunschweig, 1981, ISBN 3-
89288-040-9

Heft 49:

Institut für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis
1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der Technischen Universität
Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

Heft 50:

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verfor-
mungsverhalten von Stahlbeton- und
Spannbetonbalken unter kombinierter Be-
anspruchung aus Torsion, Biegemoment,
Querkraft und Axialkraft. Institut für Bau-
stoffe, Massivbau und Brandschutz der
Technischen Universität Braunschweig,
1982, ISBN 3-89288-042-5

Heft 51:

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwen-
dung Bayes'scher Verfahren bei der Stich-
probenbeurteilung. Projekt D1 des SFB
148. Institut für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der Technischen Universität
Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

Heft 52:

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rech-
eckquerschnitten bei natürlichen Bränden.
Institut für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der Technischen Universität
Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr.,
Technische Universität Istanbul, 1982,
ISBN 3-89288-044-1

Heft 53:

Weber, V.: Untersuchung des Reiß- und Ver-
formungsverhaltens segmentärer Spannbe-
tonbauteile. Braunschweig, Institut für Bau-
stoffe, Massivbau und Brandschutz der
Technischen Universität Braunschweig,
1982; Zugl.: Dissertation, Technische Uni-
versität Braunschweig, 1982, ISBN 3-
89288-017-4

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Ver-
klebungen zwischen Baustahl und Beton:
geklebte Bewehrung. Unveränderter Nach-
druck der Ausgabe 1982. Institut für Bau-
stoffe, Massivbau und Brandschutz der
Technischen Universität Braunschweig,
1986; Zugl.: Dissertation, Technische Uni-
versität Braunschweig, 1982, ISBN 3-
89288-010-7

Heft 55:

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Tempe-
raturen auf Festigkeit und Verformung von
Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau
und Brandschutz der Technischen Universi-
tät Braunschweig, 1982; Zugl.: Disserta-
tion, Technische Universität Braunschweig,
1982

Heft 56:

Timm, R.: Ein geometrisch und physika-
lisch nichtlineares Rechenmodell zur opti-
malen Biegebemessung ebener Stahlbeton-
rahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau
und Brandschutz der Technischen Universi-
tät Braunschweig, 1982; Zugl.: Disserta-
tion, Technische Universität Braunschweig,
1982, ISBN 3-89288-018-2

Heft 57:

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

Heft 58:

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

Heft 59:

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

Heft 60:

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

Heft 61:

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

Heft 62:

Nölting, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

Heft 63:

Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3

Heft 64:

Droese, S.: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungbaus. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

Heft 65:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

Heft 66:

Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

Heft 67:

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

Heft 68:

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

Heft 69:

Haß, R.: Zur praxisingerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

Heft 70:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

Heft 71:

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachsender Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

Heft 72:

Hartwich, K.: Zum Reiß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

Heft 73:

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Reißbildung von Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-011-5

Heft 74:

Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-015-8

Heft 75:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227, Juni 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-022-0

Heft 76:

Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-016-6

Heft 77:

Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normbeton unter Zugbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-023-9

Heft 78:

Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-024-7

Heft 79:

Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-025-5

Heft 80:

Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spann-betonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-026-3

Heft 81:

Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Ein-schluß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

Heft 82:

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

Heft 83:

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

Heft 84:

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

Heft 85:

Rudolph, K.: Traglastberechnung zwei-achsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

Heft 86:

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

Heft 87:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

Heft 88:

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

Heft 89:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", 15.-16. November 1990 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-063-8

Heft 90:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.: Vorspannung im Hochbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-064-6

Heft 91:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachtagung Spannbeton im Hoch- und Industriebau, Kurzreferate, 1991, ISBN 3-89288-065-4

Heft 92:

Heins, T.: Simulationsmodell zur sicherheitstechnischen Beurteilung der Rauchausbreitung in ausgedehnten Räumen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, ISBN 3-89288-066-2

Heft 93:

Hagen, E.: Zur Prognose des Gefährdungspotentials von Raumbränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1992; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-072-7

Heft 94:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Instandsetzung und Ertüchtigung von Massivbauten", 14.-15. November 1991 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-068-9

Heft 95:

Qualitätssicherung im Bauwesen, VMPA-Tagung 1992, 25.-26.06.1992, Tagungsbericht, ISBN 3-89288-071-9

Heft 96:

Weiterbildungsseminar "Brandschutz im Industriebau", 30.09.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-070-0

Heft 97:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Neue Technologien im Bauwesen", 12.-13.11.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-073-5

Heft 98:

Gunkler, E.: Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch bewehrte Ergänzungsschichten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-074-3

Heft 99:

Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-075-1

Heft 100:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X

Heft 101:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-077-8

Heft 102:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Comparative studies of plain and steel fiber reinforced concrete industrial ground slabs. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-078-6

Heft 103:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1993: Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis. 06.-07.10.1993, Kurzreferate, ISBN 3-89288-079-4

Heft 104:

Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-080-8

Heft 105:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Braunschweiger Bauseminar 1993 "Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton", 11.-12.11.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-081-6

Heft 106:

Neuentwicklungen im baulichen Brandschutz. Dr. Meyer-Ottens 60 Jahre; Fachseminar 18.03.1994 in Braunschweig, ISBN 3-89288-085-9

Heft 107:

Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-086-7

Heft 108:

Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodell des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-087-5

Heft 109:

Forschungsarbeiten 1990 - 1994. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-088-3

Heft 110:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Rohde, S.: Untersuchung der Schubtragfähigkeit und der Wasserundurchlässigkeit von Arbeitsfugen unter Verwendung von Stremaform-Abshalelementen.

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.: Schubtragfähigkeit des Vergußbetons zwischen Köcher-, Block oder Hülsenfundamenten und Stützenfuß bei unterschiedlich profilierten Betonoberflächen.

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-089-1

Heft 111:

Voß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten bei Schwellbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-090-5

Heft 112:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 05./06.10.1994 in Braunschweig; Kurzreferate, 1994, ISBN 3-89288-092-1

Heft 113:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Aus der Forschung in die Praxis: 10./11.11.1994; Braunschweiger Bauseminar 1994, ISBN 3-89288-091-3

Heft 114:

Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-094-8

Heft 115:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1995: 6. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 04.-05.10.1995, Kurzreferate, ISBN 3-89288-093-X

Heft 116:

Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-095-6

Heft 117:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-096-4

Heft 118:

Kubat, B.: Durchstanzverhalten von vorge-spannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-097-2

Heft 119:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Dichte Bauwerke: 09./10.11.1995; Braunschweiger Bauseminar 1995, ISBN 3-89288-091-3

Heft 120:

Steinert, C.: Bestimmung der Wärmeüber-gangsbedingungen auf Bauteile im Brand-fall, Abschlußbericht, 1995, ISBN 3-89288-099-9

Heft 121:

Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.: Fugenlose Betonbodenplatten, Forschungsbe-richt, 1996, ISBN 3-89288-100-6

Heft 122:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 24./25.09.1996 in Braun-schweig, Kurzreferate, 1996, ISBN 3-89288-101-4

Heft 123:

Droese, S.; Riese, A.: Belastungsversu-che an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Ele-mentplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbe-ton, 1996, ISBN 3-89288-102-4

Heft 124:

Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, 1996
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-103-0

Heft 125:

Schmidt-Döhl, F.: Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reakti-ons- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die Korrosion minerali-scher Baustoffe, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-104-9

Heft 126:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Ingenieurbauwerke mit neuen Konzepten: 14./15.11.1996, Braunschweiger Bauseminar 1996, ISBN 3-89288-105-7

Heft 127:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1990 - 1993, 1996, ISBN 3-89288-106-5

Heft 128:

Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy: Baustoffe in Praxis, Lehre und Forschung, 1997, ISBN 3-89288-107-3

Heft 129:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1994, 1997, ISBN 3-89288-108-1

Heft 130:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1995, 1997, ISBN 3-89288-109-X

Heft 131:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Klinkert H.: Trag- und Verformungsverhalten dynamisch beanspruchter Fahrbahnen aus Beton- und Stahlfaserbeton, Forschungsbericht, 1997, ISBN 3-89288-110-3

Heft 132:

Schütte, J.: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten, 1997

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-111-1

Heft 133:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1997: 7. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 01.-02.10.1997, Kurzreferate, ISBN 3-89288-112-X

Heft 134:

Ameler, J.: Betonverhalten bei hohen Temperaturen und triaxialer Beanspruchung - FE-Modell auf der Basis der Betonstruktur, 1997

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-113-8

Heft 135:

Tagung Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk: 06./07.11.1997 in Braunschweig, ISBN 3-89288-114-6

Heft 136:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Innovatives Bauen: 13./14.11.1997, Braunschweiger Bauseminar 1997, ISBN 3-89288-115-4

Heft 137:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1996 - 1997. 1998. ISBN 3-89288-116-2

Heft 138:

Scheibe, M.: Vorhersage des Zeitstandverhaltens unidirektionaler Aramidfaserverbundstäbe in alkalischer Umgebung. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1998. ISBN 3-89288-117-0

Heft 139:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29./30.9.1998 in Braunschweig ; Kurzreferate. 1998. ISBN 3-89288-118-9

Heft 140:

Gutsch, A.: Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. ISBN 3-89288-119-7

Heft 141:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.] Beton auf neuen Wegen : 12.-13.11.1998 ; Braunschweiger Bauseminar 1998. ISBN 3-89288-120-0

- Heft 142:
Betonbau - Forschung, Entwicklung und Anwendung : Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing Horst Falkner am 20.4.1999. 1999.
ISBN 3-89288-121-9
- Heft 143:
Teutsch, M ; Klinkert, H.
Leistungsklassen von Stahlfaserbeton. 1999.
ISBN 3-89288-122-7
- Heft 144:
Forschungsarbeiten 1995 - 1999. 1999.
ISBN 3-89288-123-5
- Heft 145:
Braunschweiger Brandschutztage 1999: 8. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis ; 4.-5. Oktober 1999 in Braunschweig., Kurzreferate. 1999.
ISBN 3-89288-124-3
- Heft 146:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im nächsten Jahrtausend : 11.11.-12.11.1999 ; Braunschweiger Bauseminar 1999.
ISBN 3-89288-125-1
- Heft 147:
Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 28./29.3.2000 in Braunschweig; Kurzreferate, 2000.
ISBN 3-89288-126-X
- Heft 148:
Hariri, K.: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons - Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rißprozeßzone. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-127-8
- Heft 149:
Wigger, H.: Rissbildung in historischem Natursteinmauerwerk : Beobachtung, Versuche und Berechnungsmodelle. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-128-6
- Heft 150:
Neubauer, U.: Verbundtragverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstofffaser - Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen. 2000
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-129-4.
- Heft 151:
Brandschutz in Chemikalienlagern. 2000.
ISBN 3-89288-130-8
- Heft 152:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Trends und Entwicklungen im Bauwesen : 9.-10.11.2000 ; Braunschweiger Bauseminar 2000.
ISBN 3-89288-131-6
- Heft 153:
Rostásy, F.S. ; Budelmann, H. [Hrsg.]
Rissbeherrschung massiger Betonbauteile : Bauwerk, Werkstoff, Simulation ; Braunschweig, 20.3.2001.
ISBN 3-89288-132-4
- Heft 154:
Krauß, M. ; Hariri, K. ; Rostásy, F.S.
Hydratationsgrad, Ultraschall-Technik zur Beschreibung der Erhärtung, bruchmechanisches Verhalten jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-135-9.
- Heft 155:
Gutsch, A. ; Rostásy, F.S.
Spannungs-Dehnungslinie, viskoelastisches Verhalten und autogenes Schwinden jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-136-7

Heft 156:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Spannungsberechnung und Risskriterien für
jungen Beton – Methoden des iBMB : Be-
richt ; Forschungsprojekt der EU (Brite
Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-137-5

Heft 157:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Früher Zwang in massigen Sohlplatten :
Bericht ; Forschungsprojekt der EU (Brite
Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 4-89288-138-3

Heft 158:

Braunschweiger Brandschutztag 2001: 9.
Fachseminar Brandschutz - Forschung und
Praxis ; 1.-2. Oktober 2001 in Braun-
schweig., Kurzreferate. 2001.
ISBN 3-89288-139-1

Heft 159:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im Wandel der Zeit : 8.-9.11.2001 ;
Braunschweiger Bauseminar 2001. 2001.
ISBN 3-89288-140-5.

Heft 160:

Beiträge zum 40. Forschungskolloquium
des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton :
11.-12.10.2001 in Braunschweig. 2001.
ISBN 3-89288-141-3

Heft 161:

Dora, B.: Hydraulisch erhärtende Baustoffe
aus Betonbrechsand – Phasenveränderun-
gen durch Temperaturbehandlung und
Einsatzmöglichkeiten.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2001.
ISBN 3-89288-142-1.

Heft 162:

RO 70 : 50 Jahre Forschung und 25 Disser-
tationen ; Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. zum
70 Geburtstag gewidmet. 2002.
ISBN 3-89288-143-X.

Heft 163:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbau-
ten : 1. und 2. Oktober 2002 in Braun-
schweig ; Kurzreferate.
2002.
ISBN 3-89288-144-8

Heft 164:

Stahlfaserbeton : Ein unberechenbares Ma-
terial? ; 14.-15. November - Braunschwei-
ger Bauseminar 2002.
ISBN 3-89288-145-6

Heft 165:

Niemann, P.
Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus
Beton unter Einwirkungen infolge Last und
Zwang. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.,
2002.
ISBN 3-89288-146-4

Heft 166:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : 25. März 2003.
ISBN 3-89288-147-2

H. 167:

Blume, G.W.: Ingenieurmodell zur brand-
schutztechnischen Bemessung von Bautei-
len auf der Basis von experimentell ermit-
telten Verbrennungseffektivitäten. 2003.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2002.
ISBN 3-89288-148-0

H. 168:

Braunschweiger Brandschutztag 2003: 10.
Fachseminar Brandschutz - Forschung und
Praxis ; 30.9. - 1.10.2003 in Braunschweig.,
Kurzreferate. 2003.
ISBN 3-89288-149-9

H. 169:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauforschung und -praxis in schwierigen
Zeiten : 13. und 14. November ; Braun-
schweiger Bauseminar 2003.
ISBN 3-89288-150-2

- H 170:
Hemmy, O.: Zum Gebrauchs- und Tragverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003. ISBN 3-89288-151-0
- H. 171:
Dehne, M.: Probabilistisches Sicherheitskonzept für die brandschutztechnische Bemessung. 2003. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003. ISBN 3-89288-153-7
- H. 172:
Paliga, K.: Entstehung und Vermeidung von Betonabplatzungen bei Tunnelbränden. 2003. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003. ISBN 3-89288-154-5
- Heft 173:
Festschrift zum 60 Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hossler : Brandschutz und mehr... 2003. ISBN 3-89288-152-9
- Heft 174:
Timm, M.: Verbundwirkung des Betons im Bereich von STREMAFORM - Abschalenelementen : Untersuchungsbericht ; Okt. 2000. 2004. ISBN 3-89288-156-1
- Heft 175:
Zehfuß, J.: Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchung. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-155-3
- Heft 176:
Nause, P.: Berechnungsgrundlagen für das Brandverhalten von Druckgliedern aus hochfestem Beton. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-157-X
- Heft 177:
Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.] Bauen im Bestand : 23. März 2004. ISBN 3-89288-158-8
- H. 178:
Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29. – 30.9.2004 in Braunschweig ; Kurzreferate. 2004. ISBN 3-89288-159-6
- H. 179:
Krauß, M.: Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-160-X.
- H. 180:
Weiske, R. Durchleitung hoher Stützlasten bei Stahlbetonflachdecken. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-161-8.
- H. 181:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.] Qualität im Bauwesen : 11. und 12. Nov. ; Braunschweiger Bauseminar 2004. ISBN 3-89288-162-6
- H. 182:
Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Klaus Peter Großkurth : Struktur und Anwendung der Baustoffe. 2005. ISBN 3-89288-163-4
- H. 183:
Budelmann, H. ; Laube, M. ; Hinrichs, W. [Hrsg.] Bauen im Bestand : 23. Februar 2005. ISBN 3-89288-164-2

H. 184:

Hinrichs, W.

Charakterisierung einer einheitlichen Messmethodik und Validierung ausgewählter Verfahren für die Bestimmung der Maschenweiten von Stahldrahtgeweben : Das Forschungsvorhaben wurde von der Stiftung Stahlanwendungsforschung im Stifterverband für die Deutsche Wissenschaft e.V. gefördert (Az: A 182/S24/10036/02. 2005). ISBN 3-89288-166-9.

H. 185:

Braunschweiger Brandschutz-Tage '05 : 11. Fachseminar Brandschutz – Forschung und Praxis, 28. und 29. Sept. 2005 in Braunschweig, Tagungsbericht. ISBN 3-89288-167-7.

H. 186:

Will, J.: Entwicklung eines sauerstoffkalorimetrischen Verfahrens zur Bestimmung von Brandparametern bei unterschiedlich ventilierten Bränden. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-168-5.

H. 187:

Rigo, E.M.: Ein probabilistisches Konzept zur Beurteilung der Korrosion zementgebundener Baustoffe durch lösenden und treibenden Angriff. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-169-3.

H. 188:

Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.] Bauen im Bestand : Beton in der Abwassertechnik ; 6. Sept. 2005. ISBN 3-89288-170-7.

H. 189:

Gerritzen, D.P. Zur Frage der Nutzbarkeit verbundlos vorgespannter Stahlbetondecken nach Brandeinwirkung. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-171-5.

H. 190:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.] Bewe(ä)rtter Betonbau : 10. und 11. November ; Braunschweiger Bauseminar 2005. ISBN 3-89288-172-3

H. 191:

Kurzberichte aus der Forschung 2005. 2006. ISBN 3-89288-173-1

H. 192:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 26.-27. Sept. 2006 ; Kurzreferate. ISBN-10: 3-89288-174-X ISBN-13: 978-3-89288-174-2.

H. 193:

Sperling, D. Eine Methode zur automatisierten Überwachung von Spannbetonfahrwegträgern. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-175-8 ISBN-13: 978-3-89288-175-9.

Digitaldruck und Einband · Buchbinderei Wolfram Schmidt · Braunschweig
Telefon: 0531/ 33 75 89 · E-Mail: Schmidt.Druck.BS@t-online.de