



# Der Prüfsachverständigen

---

**22** April 2003

---

**Seite 4:**

Was bedeutet der Standsicherheitsnachweis ?

**Seite 17**

Die Bemessung von Stahlverbundstützen  
nach nationalen und EU-Regeln

**Seite 32**

Lebensdauerermittlung ermüdungsbeanspruchter Stahlbauten

**Seite 56**

Das Erdbebenrisiko von Infrastrukturen  
am Beispiel der Kölner Rheinbrücken

**Seite 63**

Plastische Bemessung im Stahlbau

**Seite 79**

Neue Richtlinie für Anforderungen an das Aufstellen  
EDV-gestützter Standsicherheitsnachweise





# INHALT

## EDITORIAL

Dr.-Ing. Helmut Böhme  
Was bedeutet der Standsicherheitsnachweis ? 4

## NACHRICHTEN

- NRW: Die Rechtsposition der saSv soll deutlich gestärkt werden 6  
Herbert Wippel wurde 70 Jahre alt 7  
DEGES: Zusatzgebühren bei Nachträgen rechtzeitig anmelden 7  
Die BVS Brandenburg hat sich als kompetenter Partner etabliert 8  
Hubert Verheyen nach sieben Jahren erfolgreicher Arbeit verabschiedet 9  
Die BVPI will die Unabhängigkeit bautechnischer Prüfungen  
in der M-PPVO sichergestellt wissen 10  
Prüfingenieure spendeten 66.000 Euro für die Gemeinde in Triebischtal 10  
BVS Sachsen nahm Anfang des Jahres die Arbeit auf 11  
Übergangsregelung für die Zulassung von Spannverfahren nach DIN 1045-1 11  
Arbeitstagung der BVPI im September in Oldenburg 12  
Werner Miersch † 12  
TOS beantragt Akkreditierung als „Zugelassene Überwachungsstelle“ nach BetrSichV 13  
Andreas Rinke neuer Vorsitzender der Landesvereinigung Thüringen 13  
DPÜ-Weiterbildung für die Zertifizierung im Bereich der ganzheitlichen Prüfung 14  
22. Steinfurter Stahlbauseminar am 24. Mai in Rheine 14  
Praxisseminar zur Einführung der DIN-Fachberichte 103/104 15  
Prüfingenieure Baden-Württemberg laden wieder zur Jahrestagung in Freudenstadt ein 15  
Kurzfassung der DIN 1045-1 geplant 16  
BÜV-Arbeitskreise für das EBA nahmen ihre Arbeit auf 16

## VERBUNDBAU

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille  
Die Bemessung von Stahlverbundstützen nach nationalen und EU-Regeln 17

## STAHLBAU

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Udo Peil  
Lebensdauerermittlung ermüdungsbeanspruchter Stahlbauten 32

## ERDBEBENSICHERES BAUEN

Univ.-Prof. Dr.-Ing. L. Stempniewski/Dipl.-Ing. A. Fäcke  
Das Erdbebenrisiko von Infrastrukturen am Beispiel der Kölner Rheinbrücken 56

## STAHLBAU

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Kindmann/Dr.-Ing. Jörg Frickel  
Plastische Bemessung im Stahlbau 63

## STANDSICHERHEITSNACHWEISE

Neue Richtlinie: Anforderungen an das Aufstellen  
EDV-gestützter Standsicherheitsnachweise 79

## IMPRESSUM 83

# Was bedeutet der Standsicherheitsnachweis ?

In den einschlägigen Vorschriften, Verordnungen und Normen gibt es den Begriff des „Standsicherheitsnachweises“ – aber offenbar mit unterschiedlichen Interpretationen. So denn auch die Vorhaltung, wonach ein Prüfingenieur „nur“ für die Standsicherheit im Sinne von „Umfallen“ zuständig sei – worüber ein Baufachmann natürlich nur müde lächeln kann.

Betrachtet man den Begriff „standfest“, so findet sich kaum etwas über seine Entstehung. Die Statik wird oft als die Lehre vom Feststehenden, vom starren, also nicht verformbaren Körper bezeichnet. Bauwerke seien so zu errichten, dass sie fest stehen bleiben und ihren Standort nicht verändern.

Saliger [1] lehrte eine „Standlehre des Hochbaues“. Er betrachtet die Formänderungen und Verbiegungen als ausgezeichnetes Hilfsmittel der Erziehung zum Vorstellen und baustatistischem Denken. Für ihn ist das Darstellen von Formänderungen als Sinnfälligkeit der Kraftwirkungen auch dort zu sehen, wo sie nicht als wichtiges Hilfsmittel der Standberechnung dienen. Die Vermeidung des Einsturzes durch die richtige Standberechnung ist demnach nicht vordergründiges, wenn auch notwendiges Ziel! Auch vor fast 100 Jahren hieß „standsicher“ erst sekundär „umkippen“!

Der Begriff „standfest“ ist immer mit dem Begriff „Sicherheit“ gekoppelt. Es gibt nur wenige Worte, die so oft wie „Sicherheit“ gebraucht werden. Keiner sagt mehr z.B.: „bestimmt, gewiss“, alle sagen: „...das ist mit Sicherheit so und so“. Man scheint nicht zu begreifen, dass „Sicherheit“ ein rein subjektiver Begriff ist! Das Wort „Sicherheit“ allein ist wertlos, genauso unsinnig wie ... in Größenordnungen ...“ – solange man nicht die Größe, die Wertigkeit des Begriffes festlegt!

Zwar ist auch dann der Begriff nicht objektiv, weil man mit auch noch so vielen Versuchen keinen absoluten Sicherheitswert, sondern auch wieder nur mit dem subjektiv definierten – quasi dem „empfundene“ Wert arbeitet. Weil auf der Welt jeder andere Sicherheitsvorstellungen hat, wird es niemals überall gültige, gleiche Sicherheitsfaktoren geben. Man könnte sarkastisch fragen, wozu auch? Weiterhin ist die Sicherheit zeitlich veränderlich und von nahezu unendlich vielen Faktoren abhängig. Man denke nur an die vielfältigen Lebensbedingungen in klimatisch und geographisch völlig unterschiedlichen Regionen der Erde und die sich daraus über viele Jahrtausende entwickelnde Sicherheitsmentalität z.B. bezüglich der Vor-



**Dr.-Ing. Helmut Böhme**  
Professor für Massivbau und Baustatik, Beratender Ingenieur und Prüfingenieur für Bau-technik in Mecklenburg-Vorpommern

sorge. Definierte Sicherheitsgrößen sind immer nur den Vorstellungen der Menschen entsprechende Werte – sie sollten deshalb mit gebotener Toleranz versehen sein – denn es bleibt immer die „Unsicherheit der Sicherheit“!

Gehler schreibt 1952 in [2]: „Der Zweck jeder Statischen Berechnung ist in erster Linie der Nachweis eines hinreichenden Sicherheitsgrades und erst in zweiter Linie die genaue Ermittlung der in einem Bauteil bei einer bestimmten Belastung auftretenden Spannungen.“ Und Mayer formuliert etwa zur gleichen Zeit in [3]: „Die Grundaufgabe der Statischen Berechnung ist meist der Nachweis der Bruch-Sicherheit, oft aber auch der Nachweis der Risse-Sicherheit der Konstruktion. ... es gibt noch zwei andere Forderungen: Stand-Sicherheit, d.h. Sicherheit gegen Umfallen, und die Be-

beschränkung der Form-Änderungen.“ Es wird niemals von der absoluten Erfüllung (z.B. Risse, Rissefreiheit), sondern immer nur von einer Absicherung gegen einen bestimmten Zustand geschrieben, also völlig realistisch. Mayer bringt dann als Beispiel für die nur bedingt richtige einseitige Auslegung des Begriffes „Standsicherheit“: „Den Nachweis der Stand-Sicherheit ... verlangen ... die ... Vorschriften mit 1,5-facher Sicherheit. Bei Stützmauern und dergleichen hat ein solcher Nachweis nur den Wert einer sehr beiläufigen Orientierung ...“. Es folgt der geläufige Hinweis auf die Unmöglichkeit, über eine Kante zu kippen.

Diese und viele andere Äußerungen von großen Ingenieuren belegen, dass man noch nie nur auf die Tragfähigkeit im heutigen Begriffssinn abgestellt hat! Schon lange schon wurde der Standsicherheitsbegriff universell verwendet – ohne dass heutige Nachweise und Möglichkeiten bekannt und aufbereitet waren, es also die heutigen Begriffe und ihre Deutungen gab. Notwendig sind normierte Begriffe und Definitionen, zu vermeiden sind zu enge Auslegungen, das Nichtgeltenlassen anderer Begriffe oder gar die fachliche Diffamierung.

Nochmals ein Mayer-Zitat: „... wir brauchen verschiedene Sicherheitsgrade, 1. nach der menschlichen, 2. nach der wirtschaftlichen Tragweite eines Versagens.“

Nach der heutigen Auffassung kann das nur heißen, die Prüfstatik muss jede mögliche bauliche Beeinträchtigung erfassen! Ein Arzt wird schließlich auch nicht nur für den Totenschein (Bruchzustand) verpflichtet, sondern er sieht seine Aufgabe darin, vorsorglich und begleitend die Gesundheit lebenslang „nutzerfreundlich“ zu erhalten!

Im engen Zusammenhang mit dem Begriff „Stand-Sicherheit“ stehen heute die Begriffe der Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT) und Gebrauchstauglichkeit (GZG) (s.a. [4], [6]). Auch diese Zustände sind „abzusichern“. Man übersehe nicht, dass die GZT immer Zustände sind, die nicht vorkommen sollen, die also quasi (weil nur im Versuchszustand real) fiktiv sind, bei deren Erfüllung bzw. Überschreitung das Versagen (theoretisch) eintritt. Die GZG dagegen sind quasi praktische Zustände, weil sie durch Menschen emotional definiert sind, zwar nach bestem Wissen und Gewissen beschriebene Grenzzustände, aber eben keine per Naturgesetz gegebene Größen – wenn ihnen auch „gehorchend“ – darstellen. Fragt man, was der Mensch – und nur der ist wichtig – vom Bauwerk fordert, so ist es immer die dauerhafte Nutzungsmöglichkeit und diese schließt selbstverständlich die Haltbarkeit ein. Dabei ist die Standfestigkeit eigentlich eine „conditio sine qua non“, also eine unabdingbare Forderung über die nicht zu diskutieren ist.

Die Wissenschaft liefert laufend sich verfeinernde Berechnungsansätze und besser bewertbare Ergebnisse, die sich in Normen niederschlagen. Eigentlich wird dabei immer nur die Sicherheit verringert – nicht mehr, allerdings auch nicht weniger!

Die verbesserten (Er)-Kenntnisse sollen sich in der Konstruktion niederschlagen. Wie gesagt, sollen! Es entstehen immer neue und umfangreichere Vorschriften – aber die Realität des Bauens zeigt ein Ergebnis, das oft nicht den verbesserten Möglichkeiten entspricht. So führt im Stahlbetonbau die Ausmagerung der verfügbaren Stabdurchmesser und Materialqualitäten oft neue Entwicklungen ad absurdum! Man möchte fragen, was soll eine verfeinerte Berechnung, wenn z.B. der verfügbare Stahl (und sein Preis) jede Einsparung zunichte macht; von Personalkosten ganz zu schweigen. Solange es beispielsweise billiger ist, Flachdecken (die dann durch untergehängte Decken sowieso ihren eigentlichen Zweck verfehlen) mit runden Stützen bei sagenhaftem Stahlverbrauch (und zweifelhaftem Verformungsverhalten) herzustellen, als vergleichsweise einen Unterzug mit Platte; solange entbehrt das ganze Bemühen um eine „richtigere“ Erfassung der Sicherheit nicht einer gewissen Weltferne! Niemand fragt nach der Ökologie, d.h. im weitesten Sinne nach den Wechselwirkungen zwischen den Lebewesen und ihrer Umwelt und im engeren Sinne der Rückbesinnung auf die Begrenzung der natürlichen Rohstoffvorkommen und den Auswirkungen der Umweltverschmutzungen auf das Bauen. Niemand bewertet die Material- und Energieverschwendung!

Der oft zitierte „Codex Hammurabi“ stellte den Schutz des Menschenlebens und des Eigentums bzw. dessen Nutzbarkeit in den Vordergrund des Strafrechts. Es wurde nach der Wirkung, nicht nach der Ursache geurteilt – aus der Sicht des Nutzers selbstverständlich und notwendig [5].

Die heutigen Normen beschränken sich nicht auf die Feststellung der Standsicherheit allein. Die DIN 105-100 beschreibt unter Punkt 4, Anforderungen, sehr deutlich die gesamte Forderungspalette mit dem an erster Stel-

le stehenden Nichteinsturz, aber darüber hinaus auch mit einer Reihe weiterer Bedingungen! Bei allen verbalen Formulierungen wird niemals von einer absoluten, sondern immer nur einer relativen Verhinderung und Vermeidung von Ereignissen und ihren Folgen geschrieben.

Die Richtlinie [5] drückt unter Punkt 4.1 im Grunde die Identität der Begriffe Statische Berechnung und Standsicherheitsnachweis aus. Im Punkt 4.5.2 erfolgt die Aufzählung „Stand-sicherheit und Gebrauchstauglichkeit“. Daran sieht man die Unsicherheit in der Begriffsanwendung. Der Statiker kommt damit klar, aber nicht die Politiker und der Baurealität entfremdete Verwaltungsleute. So fordert man dann die Abschaffung jeglichen Prüfaufwandes für Standsicherheit – weil ja kaum ein Haus „umfällt“.

Die genannte Norm verweist ganz klar auf zu erfüllende Festlegungen wie: angemessene Zuverlässigkeit, unzulässige Verformungen, Beschädigungen und deren Größe, Anfälligkeit, Verhinderung oder Minderung der Gefährdung, kein Gesamtversagen infolge Teilversagens und Ankündigung des Versagens. Weiterhin werden Dauerhaftigkeit und verschiedene Qualitäts- und Leistungskriterien gefordert. All diese Anforderungen sind, wenn sie denn einen Sinn haben sollen, zu erfüllen und – zu prüfen!

Jede Differenzierung von Bauwerken nach der Anzahl der gefährdeten Menschenleben und dem materiellen Wert ist zutiefst menschenverachtend! Versteht man unter dem Begriff „Stand-sicherheit“ die ganze Palette der Forderungen, so kann er als eine Art Oberbegriff weiter angewandt werden. Wenn nicht, dann muss er in dieser Bedeutung verschwinden und der Aufzählung von Begriffen wie Tragfähigkeit, Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit u.a.m. [6] weichen – was nicht nutzerfreundlich wäre. Eine möglichst eindeutige bundesweite Begriffs-Regelung würde bestimmt für alle Seiten sehr nützlich sein.

## Literatur:

- [1] Saliger, R.: Praktische Statik, 7. Auflage, 1951, Wien, Verlag Franz Deuticke Wien
- [2] Gehler, W.: Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen, 6. Auflage, 1952, Berlin, Verlag von W. Ernst & Sohn
- [3] Mayer, M.: Die Statische Berechnung, Bd.1, 2. Auflage 1954, Berlin, Bauwelt Verlag der Ullstein A.G.
- [4] Polóny, Stefan: Sicherheit – sich absichern, Bautechnik 72, H.3, 1995, Verlag W. Ernst & Sohn
- [5] Richtlinie für das Aufstellen und Prüfen EDV-unterstützter Standsicherheitsnachweise, in: Der Prüfingenieur, April 2001, S. 49 – 54
- [6] Scheer, J. u.a.: Gebrauchstauglichkeit – (k)ein Problem?, Bauingenieur 69, 1994, S. 99-106

## NRW: Die Rechtsposition der saSv soll deutlich gestärkt werden

### Die Prüfsachverständigen sollen vom Bauherrn beauftragt werden müssen

**Die im Ausschuss „Bauordnung“ der Ingenieurkammer-Bau NRW mitarbeitenden staatlich anerkannten Sachverständigen/Prüfingenieure und die Ingenieurkammer selbst treten dafür ein, dass die Rechtsposition der staatlich anerkannten Sachverständigen für die Prüfung der Standsicherheit deutlich gestärkt wird. Ziel ist es, verordnungsrechtlich festzulegen, dass die Beauftragung der Prüfsachverständigen ausschließlich durch den Bauherrn erfolgen muss.**

Die in NRW anstehende Novellierung der Verordnung über staatlich anerkannte Sachverständige nach der Landesbauordnung (SV-VO) soll sich nach Verlautbarungen aus dem zuständigen Ministerium an dem Entwurf einer Muster-Verordnung über die Prüflingenieure und Prüfsachverständigen nach § 85 Abs. 2 MB (M-PPVO) orientieren, der im Dezember 2002 von der ARGEBAU herausgegebenen worden war.

Die Entwicklungen der De-regulierung von ursprünglich allein durch den Staat wahrgenommenen Sicherheitsprüfungen in bauaufsichtlichen Genehmigungsverfahren in den einzelnen Bundesländern gaben Veranlassung, bundesweit geltende Grundsätze für die formelle und die materielle Privatisierung öffentlicher Aufgaben vorzugeben. Insbesondere sieht der Entwurf einheitliche Qualitätsanforderungen an Prüflingenieure und Prüfsachverständige und ihre fachliche Unabhängigkeit von dem sie beauftragenden Bauherrn vor.

Der Staat will sich damit nicht aus der ihm durch das Grundgesetz (Art. 2 II 1) aufgegebenen Pflicht zurückziehen, für den Schutz der Allgemeinheit zu sorgen, wozu die Sicherheit von baulichen Anlagen gehört. Seine Intention ist die weitgehende Entlastung der Bauminister und der

Bauaufsichtsbehörden von der Bestellung und Überwachung der Prüfsachverständigen.

Die Institutionalisierung der Rechtsfigur des staatlich anerkannten Sachverständigen ergibt sich allein aus der ihm treuhänderisch unmittelbar (z. B. Bayern) oder mittelbar (z. B. NRW) übertragenen Aufgabe, die Sicherheit von Bauwerken im Zuge des bauaufsichtlichen Genehmigungsverfahrens und die mit dem Standsicherheitsnachweis übereinstimmende Ausführung zu prüfen.

Dem Staat kommt es insbesondere darauf an, nur solche Prüflingenieure/Prüflingenieurinnen und/oder Prüfsachverständige zu bestellen, die die Funktion der Prüfinstanz in seinem Sinne gewährleisten. Integrität, die besondere Sachkunde und die zur Durchsetzung des Schutzziels erforderliche Autorität sind deshalb wichtige Voraussetzungen von Antragstellern/Antragstellerinnen für die Anerkennung. Dass Prüfsachverständige von Lieferinteressen und der Bauindustrie unabhängig sein müssen, versteht sich von selbst.

Die Durchführung der Anerkennungen der Prüfsachverständigen und die Überwachung der ordnungsgemäßen Aufgabenerledigung hat in NRW das zuständige Ministerium der Ingenieurkammer

übertragen. Demgegenüber unterstehen die Prüflingenieure für Bau- statik dem Ministerium, für Städtebau und Wohnen, Kultur und Sport NRW unmittelbar.

Prüflingenieure und Prüfsachverständige sollen künftig denselben Restriktionen unterliegen. Dies betrifft die Einschränkung unternehmerischer Entfaltung und die Präsenzpflcht. Folgerichtig werden Niederlassungen außerhalb des jeweiligen Hauptsitzes ausgeschlossen.

Um sicherzustellen, dass die präventive Gefahrenabwehr ihr Ziel nicht verfehlt, dürfen Prüflingenieure und Prüfsachverständige nur so viele befähigte und zuverlässige angestellte Mitarbeiter/Mitarbeiterinnen beschäftigen, dass sie in der Lage sind, deren Arbeitsergebnisse regelmäßig zu überprüfen. Die präventive Gefahrenabwehr umfasst nicht nur die Prüfung der Standsicherheitsnachweise, sondern auch die Kontrolle der konformen Bauausführung durch stichprobenhafte Baukontrollen. Letzteres hat zweifellos in den letzten Jahren an Bedeutung zugenommen.

Diese und andere Entwicklungen haben die Ingenieurkammer-Bau NRW veranlasst, dem zuständigen Bauministerium zu empfehlen, in die z. Zt. zur Novellierung anstehende Verordnung über staatlich anerkannte Sachverständige nach der Landesbauordnung aufzunehmen, dass die Beauftragung der Prüfsachverständigen ausschließlich durch den Bauherrn erfolgen muss, wie dies jetzt schon die entsprechende Verordnung des Landes Hamburg vorsieht.



Auch wenn dadurch der Widerspruch zwischen der Durchsetzung öffentlicher Schutzziele und privater Beauftragung nicht aufgelöst werden kann, darf doch erwartet werden, dass der Bauherr an der Sicherheit seiner baulichen Anlage das größte Interesse hat und deshalb an der Seite der Prüfinstanz steht. Im Zuge der Bauüberwachung werden außerdem wichtige Aspekte des Verbraucherschutzes abgedeckt. Dies wiederum liegt im Interesse des Staates und des Bauherrn.

Die nicht völlig wegzudiskutierende wirtschaftliche Abhän-

gigkeit der Prüfsachverständigen von ihrem Auftraggeber gibt dem zuständigen Ministerium NRW Veranlassung, zu prüfen, ob bei Sonderbauten Prüffingenieure als durch den Staat beliehene Ingenieure tätig werden sollen.

Nach dem Zeitplan des Ministeriums MSWKS NRW soll die novellierte SV-VO noch vor Beginn der Sommerferien 2003 verabschiedet werden.

Prüfsachverständige übernehmen subsidiär Staatsaufgaben und sind in fachlicher Hinsicht unabhängig von ihrem Auftraggeber.

Das Einholen einer „Prüfstatik“ genügt den öffentlich-rechtlichen Bestimmungen und dient dem Schutz der Allgemeinheit und nicht auch dem Bauherrn, so urteilte der 22. Zivilsenat des Oberlandesgerichts Düsseldorf am 24.03.2000 (Az.: 22 U 180/99) und verwies gleichzeitig auf ein gleich lautendes Urteil des OLG Hamm vom 28.11.1991. Ein auf diesen Vorgaben basierendes Rechtsverhältnis zwischen Bauherr und Prüfsachverständiger ist einem Werkvertrag kaum zuzuordnen. In diesem Punkt besteht Klärungsbedarf.

*Dipl.-Ing. Josef Dumsch*

## DEGES: Zusatzgebühren bei Nachträgen rechtzeitig anmelden

Anlässlich eines Gesprächs, das die Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik mit Vertretern der Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH (DEGES) am 25. März in Berlin über die Handhabung der bautechnischen Prüfung von Brückentragwerken geführt hat, wurde von der DEGES an die Prüffingenieure die Bitte herangetragen, bei umfangreichen Nachträgen des Tragwerksplaners die zu erwartenden zusätzlichen Prüfgebühren bei der DEGES schnellstmöglich anzumelden, da dann nach dem Verursacherprinzip die Kosten hierfür weitergegeben werden könnten.

Dies habe in der Vergangenheit zu großen Problemen geführt. Finde diese Bekanntgabe nämlich erst am Schluss der bautechnischen Prüfung statt, so seien die Tragwerksplaner und die Baufirmen oft bereits schon bezahlt worden, und eine Rückforderung sei äußerst schwierig. Die zusätzlichen Prüfgebühren könnten dann, so die DEGES-Vertreter, nicht mehr bezahlt werden.

## Herbert Wippel 70 Jahre

Geboren und aufgewachsen in Mannheim, studierte er bis 1957 Bauingenieurwesen an der TH Karlsruhe. Am Institut seines Lehrers Prof. Fritz promovierte er mit einer auch heute noch hoch anerkannten Arbeit über Stahl-Verbundkonstruktionen. Von den Anfängen des Studiums zeigen sich im zeitlichen Ablauf des Berufslebens viele Parallelen zu Klaus Stiglat: Gründung der „Ingenieurgruppe Bauen“, Herausgabe des „Sti-Wi“-Plattenbuches, Anerkennung als Prüffingenieur 1968 und Rückzug aus dem aktiven Berufsleben zu Beginn des Jahres 2001.

Dazwischen liegt ein erfülltes Berufsleben, geprägt von einem hohen Anspruch an Sorgfalt und Genauigkeit und einer Vielzahl hervorragend entworfener und konstruierter Gebäude. Nicht nur die Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter im Büro oder Ingenieure, deren Arbeiten von ihm geprüft wurden, auch manche Architekten, denen er im Planungsteam stets ein selbstbewusster und kreativer Partner war, haben viel von Herbert Wippel gelernt. Kritiklose EDV-Gläubigkeit war und ist ihm zuwider, vor der Vernachlässigung

der mechanischen Grundlagen und „einfacher“ Rechenverfahren hat er immer wieder gewarnt.

Seine Fachaufsätze entstanden stets aus den Problemen der Praxis heraus, kürzlich erst der Beitrag „Die Bettung im elastischen Raum“ (Bautechnik 2002, Heft 8). Es wird dies nicht sein letzter Aufsatz sein, viele Fragestellungen bewegen ihn noch. Auch Ausschusstätigkeiten und das berufsständische Wirken waren für Herbert Wippel eine Selbstverständlichkeit. Der Jubiläumsschrift zum 50-jährigen Bestehen der Landesvereinigung ist zu entnehmen, dass er 30 Jahre lang im STAKO mitgearbeitet hat und damit das Mitglied mit der längsten Zugehörigkeitsdauer ist. In diesem Gremium, im erweiterten Vorstand der Landesvereinigung und als Mitglied des Anerkennungsausschusses für Prüffingenieure hat er hervorragende Arbeit geleistet.

Mit eiserner Disziplin hat Herbert Wippel die Folgen eines schweren Berufsunfalls in den 80er Jahren überwunden. Freunde, Partner und Kollegen wünschen zum 70. Geburtstag deshalb nachträglich alles Gute.

*Josef Steiner*

# Die BVS Brandenburg hat sich als kompetenter Partner etabliert

## Ein Erfahrungsbericht nach einem Jahr erfolgreicher Arbeit

**Vor über einem Jahr hat die Bewertungs- und Verrechnungsstelle der Prüfsingenieure für Baustatik im Land Brandenburg (BVS Brandenburg) als Dienstleister für die brandenburgischen Prüfsingenieure und alle anderen am Bau Beteiligten (Verwaltungen, Bauherren und – im Ausnahmefall – für Prüfsingenieure aus anderen Ländern) aufgenommen. Aus diesem Anlass wird hier über die Gründung und die ersten Erfahrungen aus dem Tagesgeschäft berichtet.**

Ausgehend von der Satzungsänderung der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure vom 24.09.2000 in Nürnberg zur Einrichtung bzw. zur Nutzung bestehender Bewertungs- und Verrechnungsstellen der Länder hat die Landesvereinigung der Prüfsingenieure des Landes Brandenburg (VPI BB) auf ihrer Mitgliederversammlung am 05.04.2001 die Satzung der Landesvereinigung angepasst und gleichzeitig eine Arbeitsgruppe von Mitgliedern mit der Vorbereitung einer BVS BB beauftragt.

Diese Arbeitsgruppe hatte folgende Fragestellungen zu beantworten:

- Zieldefinition, Aufgabenbeschreibung,
- Art der Gesellschaft / Rechtsform,
- Arbeitsplattform, Kommunikation, Datenaustausch,
- Gesellschaftsvertrag bzw. Satzung und Geschäftsordnung.

Die Aufgaben wurden mit der Geschäftsstelle der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure und den bereits arbeitenden BVS-Stellen bundesweit abgestimmt und wie folgt definiert:

Die BVS BB soll als Dienstleister für die Prüfsingenieure des Landes und andere Prüfsingenieure diese entscheidend von

verwaltungs- und kaufmännischer Routinearbeit entlasten, d.h. Prüfaufgaben bewerten und, einschließlich Mahnwesen, abrechnen, dadurch die einheitliche Anwendung der Gebührenordnung gewährleisten, Anfragen der Bauherren beantworten und diese in allen Verfahrens- und Prozessfragen beraten. Gleichzeitig soll sie auch die Verwaltungen, wie bautechnisches Prüfamtsamt und Bauaufsichtsbehörden, unterstützen.

Als Rechtsform wurde der eingetragene Verein gewählt. Die Gründe hierfür sind vielschichtig. Insgesamt ist das „handling“ einfacher und rechtssicherer.

Für die interne Kommunikation und als Arbeitsebene wurde eine Internetplattform bevorzugt.

Satzung und Geschäftsordnung wurden auf der Mitgliederversammlung des VPI BB am 17.07.2001 bestätigt. Bei der abgeschlossenen Gründungsversammlung wurden alle Mitglieder der VPI BB Mitglieder der BVS BB und der Vorstand, der Beirat und die Schlichtungsstelle gewählt. Mit der Eintragung der BVS BB in das Vereinsregister des Amtsgerichts Potsdam am 15.02.2002 war der Gründungsvorgang abgeschlossen. Für die wertvolle Unterstützung der obersten Baubehörde des Landes Brandenburg (MSWV), des bautechnischen Prüfamtsamtes und der Geschäftsführer bereits arbeitender

Bewertungs-, Kontroll- und Verrechnungsstellen sowie der Geschäftsstelle der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure sei an dieser Stelle gedankt.

Unabhängig vom Eintragungsvorgang war die Geschäftsstelle ab 01.01.2002 arbeitsfähig und hat mit der Übergabe der Prüfverzeichnisse der Mitglieder an das bautechnische Prüfamtsamt das erste Geschäftsjahr erfolgreich abgeschlossen.

Die Prüfsingenieure und ihre BVS BB Geschäftsstelle arbeiten auf der Basis eines Internetdatenbanksystems „online“ zusammen. Das Softwarehaus IUNDS AG hatte auf Grund einschlägiger Erfahrungen den Auftrag, die für Prüfsingenieure notwendigen verwaltungs- und kaufmännischen Prozesse zu programmieren. Die Datenbank liegt auf einem zentralen Server, das System ist redundant und die Daten sind vor Fremdzugriffen gesichert. Ein besonderes Problem musste mit der Einbindung der Bank für die Kontenführung, auch im Hinblick auf den Datenschutz gelöst werden.

Die Homepage der BVS BB hat einen öffentlichen und einen geschlossenen Teil. Im öffentlichen Teil werden die BVS BB und ihre Mitglieder vorgestellt, allgemeine Auskünfte erteilt und Informationen zu gesetzlichen Grundlagen bereitgestellt. Dieser Teil wird z. Z. weiterentwickelt und auch zukünftig turnusmäßig aktualisiert.

Der kennnummer- und passwortgeschützte Bereich ist nur der Geschäftsstelle der BVS BB und den angeschlossenen Prüfsingenieuren zugänglich. Für

Mitarbeiter der Prüfengeieure können abgestufte Zugriffsrechte vergeben werden.

Das Internetsystem benötigt keine besondere Software auf den Arbeitsplatzrechnern der angeschlossenen Prüfengeieure und ihrer Mitarbeiter und ist praktisch von jedem beliebigen Standort mit Internetzugang zugänglich.

Nach einen erfolgreichen ersten Geschäftsjahr kann festgestellt werden: Die BVS BB arbeitet mit dem vorgegebenen, durchaus knappen Mitteln und hat sich bei den Prüfengeieuren, den Verwaltungen und, besonders wichtig, bei den Bauherren und deren Bevollmächtigten als flexibeler und kompetenter Partner etabliert. Mehrfachanfragen und Wider-

sprüche sind deutlich messbar zurückgegangen.

Vorstand, Beirat und Geschäftsstelle stehen der interessierten Öffentlichkeit gern für Auskünfte zur Verfügung. Ein Blick auf die Homepage: [www.bvs-brandenburg.org](http://www.bvs-brandenburg.org) lohnt sich allemal.

*Dr.-Ing. Klaus Fischer*

## Vorsitzwechsel in Rheinland-Pfalz

# Hubert Verheyen nach sieben Jahren erfolgreicher Arbeit verabschiedet

## Günter Freis will die Arbeit in seinem Sinne fortführen

**Als er vor sieben Jahren zum Vorsitzenden der Landesvereinigung Rheinland-Pfalz der Prüfengeieure für Baustatik gewählt wurde, da ahnte jedermann, dass er in schweren Zeiten ein schweres Amt wird antreten müssen. Aber als Dr.-Ing. Hubert Verheyen kürzlich aus diesem Amt verabschiedet wurde, wusste und bestätigte jedermann, dass er sein Amt mit verbandspolitischer Bravour, mit berufspolitischer Überzeugungskraft und mit äußerstem fachpolitischem Sachverstand zum Wohle aller Kollegen in Rheinland-Pfalz bestmöglich ausgefüllt hat.**

In dieser Einschätzung waren sich alle einig, die Verheyens Verdienste im Amt des Vorsitzenden der Landesvereinigung würdigten, nachdem er mitgeteilt hatte, für eine erneute Wiederwahl als Vorsitzender der Landesvereinigung nicht mehr zur Verfügung zu stehen. Mit großer Dankbarkeit verabschiedeten ihn die Kollegen, eine Dankbarkeit, die das Vorstandsmitglied Dipl.-Ing. Ulrich Bretschneider auf den Punkt brachte, als er Verheyens Einsatz für die Sicherstellung der Unabhängigkeit des Prüfengeieurs - welcher Couleur auch immer - beschrieb. „Die Triebfeder seines hohen Einsatzes für unsere Vereinigung“, so sagte Bretschneider, „war die frühe Erkenntnis der Notwendigkeit der unabhängigen Prüfung.“ Unzählige Male habe Verheyen diese Erkenntnis und dieses fundamentale Anliegen der Prüfen-

geieure den Politikern und den am Bau Verantwortlichen sowie der Öffentlichkeit vorgetragen und begründet.

Als besondere Leistung Verheyens hob Bretschneider die Einrichtung der Bewertungs- und Verrechnungsstelle Saarland/Rheinland-Pfalz/Hessen hervor, die, so Bretschneider, die Prüfengeieure dieser Länder „vor unsinnigen und zeitraubenden Honorarverhandlungen bewahrt“ habe.

Auch Verheyen selbst - er ist bekanntlich auch Präsident der Ingenieurkammer von Rheinland-Pfalz - bekräftigte in seiner Abschiedsrede noch einmal sein Credo von der unbedingten Unabhängigkeit der bautechnischen Prüfung, ob sie nun staatlich oder privat beauftragt wird. „Ein Prüfengeieur muss“, so rief er aus, „trotz



Foto: Graf

*Dr.-Ing. Hubert Verheyen, sieben Jahre lang Vorsitzender der Landesvereinigung der Prüfengeieure in Rheinland-Pfalz.*

Deregulierung und Privatisierung bei allen seinen Entscheidungen fachlich und vor allem wirtschaftlich unabhängig sein, sonst kann er seine Aufgabe im Dienste des Allgemeinwohls nicht erfüllen.“

Zu Verheyens Nachfolger wurde der Diplom-Ingenieur (FH) Günter Freis gewählt, der sein Büro in Bernkastel-Kues unterhält und in den Fachrichtungen Massivbau und Holzbau tätig ist. Freis hat der Mitgliedschaft bei Antritt seines neuen Amtes zugesichert, die Arbeit der Landesvereinigung ganz im Sinne der berufspolitischen Überzeugung seines erfolgreichen Vorgängers fortzuführen.



## Die BVPI will die Unabhängigkeit bautechnischer Prüfungen in der M-PPVO sichergestellt wissen

Seit Anfang des Jahres liegt den Verbänden und Kammern der Entwurf der Muster-Verordnung über die Prüfsachverständigen nach § 85 Abs. 2 MBO (M-PPVO) zur Stellungnahme vor. Selbstverständlich wurde auch die Bundesvereinigung der Prüfsachverständigen für Bautechnik (BVPI) aufgefordert, Stellung zu nehmen, und sie ist dieser Aufforderung mit einem eindeutigen Votum für die Sicherung der Unabhängigkeit der Prüfung nachgekommen.

Grundsatz der Musterverordnung ist es, dass neben den hoheitlich tätigen Prüfsachverständigen für Bautechnik der privat-rechtlich tätige Prüfsachverständige gestellt wurde. Der mit der Stellungnahme befasste Teil des Erweiterten Vorstandes der BVPI legte besonderen Wert darauf,

noch einmal deutlich zu machen, dass die Unabhängigkeit des Prüfsachverständigen durch seine hoheitliche Tätigkeit gesichert bleiben muss. In den letzten Jahren habe sich herausgestellt, dass der Bauherr im privat-rechtlichen Bereich auf die Prüfung Einfluss zu nehmen versucht, wenn er den

Sachverständigen direkt beauftragt hat. An dieser Stelle müsse die M-PPVO, so steht es in der Stellungnahme der BVPI, klare Regelungen treffen, die es dem Prüfsachverständigen erlauben, bei sicherheitsrelevanten Anweisungen und Weigerung der Umsetzung auch auf die Bauaufsichtsbehörde zurückzugreifen.

Zu den einzelnen Abschnitten der M-PPVO wurde nach grundsätzlicher Position Stellung genommen. Die vollständige Stellungnahme ist im Internet unter der Adresse [www.bvpi.de](http://www.bvpi.de) abzurufen.

## Prüfsachverständige spenden 66.000 Euro für die Gemeinde in Triebischtal

Die Hochwasserkatastrophe im Sommer vergangenen Jahres hat auch die sächsische Gemeinde Triebischtal in der Nähe Dresdens schwer getroffen. Da die kleineren Gemeinden durch die Medien aber recht wenig beachtet wurden, ka-

men dort auch nicht so viele Spendengelder an. Auf Anregung des Präsidenten der Bundesvereinigung der Prüfsachverständigen für Bautechnik, Dr.-Ing. Günter Timm, hat die Bundesvereinigung der Prüfsachverständigen deshalb 66.000 Euro gesammelt

und dem Bürgermeister der Gemeinde, Hermann Beyer, zur Verfügung gestellt. Das Geld wurde für die Wiederherstellung der Mehrzweckhalle Robschütz und für ein neues Feuerwehrfahrzeug verwendet. Anfang März wurde die wiederhergestellte Sporthalle übergeben. Dabei dankte Bürgermeister Beyer im Namen der ganzen Gemeinde den Prüfsachverständigen, die gespendet hatten, sehr herzlich.

Das Triebischtal war von den Gemeinden im Landkreis mit am stärksten geschädigt worden. Zehn Brücken wurden vernichtet oder schwer beschädigt sowie die Kläranlage und etliche Gebäude. Unter anderem sind an der Mehrzweckhalle Robschütz Schäden von ca. 140.000 Euro entstanden. Die Halle wird von insgesamt mehr als 450 Sportlern regelmäßig genutzt, unter ihnen 170 Kinder und Jugendliche.



Unser Foto zeigt BVPI-Präsident Dr. Timm (Mitte) und die beiden Bürgermeister der Gemeinde Schneider (li.) und Beyer bei der Scheckübergabe.



## BVS Sachsen nahm Anfang des Jahres die Arbeit auf

Nach kurzer, aber intensiver Vorbereitung hat Anfang dieses Jahres die Bewertungs- und Verrechnungsstelle der Prüflingenieur für Bautechnik im Freistaat Sachsen (BVS Sachsen GmbH) ihre Arbeit aufgenommen. Eine aus Mitgliedern des Landesverbandes der Prüflingenieur für Bautechnik in Sachsen bestehende Arbeitsgruppe unter der Leitung von Dr.-Ing. Klaus Bröse hatte sich im 2. Halbjahr 2002 der Aufgabe gestellt, alle mit der Gründung der BVS Sachsen im Zusammenhang stehenden Problemkreise zu recherchieren, zu bewerten und schließlich zu lösen.

Zum Geschäftsführer der BVS Sachsen ist Dr.-Ing. Uwe Kutschbach bestellt worden. Er und – zuvor schon – der ehrenamtlich tätige Vorbereitungsausschuss konnten auf die Unterstützung und die Erfahrung der bereits arbeitenden Bewertungs-, Kontroll- und Verrechnungsstellen

in den anderen Bundesländern zurückgreifen.

Über Ziel, Zweck und Arbeitsweise der Bewertungs-, Kontroll- und Verrechnungsstellen ist bereits an anderem Ort berichtet worden (s. a. S. 8), so dass auf die anfänglichen Probleme, Vorbehal-

te und Widrigkeiten hier nicht weiter eingegangen werden muss. In Sachsen entschied man sich ebenso wie in Brandenburg für das Internetdatenbanksystem der Firma IUNDS AG Berlin.

Schwerpunkt der Arbeit der ersten Wochen des Jahres 2003 war es deshalb, das System quasi im Zuge der Einführung parallel zur Einweisung der Prüflingenieur zu vervollkommen und die BVS Schritt für Schritt im Freistaat Sachsen bekannt zu machen. Durch die kollegiale Unterstützung der Mitarbeiter der BVS Brandenburg war es in Sachsen möglich, die eigene Einarbeitung sehr effizient durchzuführen, so dass sich die Arbeit der BVS Sachsen für die Prüflingenieur, Ämter und Bauherrn positiv entwickelt.

## Übergangsregelung für die Zulassung von Spannverfahren nach DIN 1045-1

Das Deutsche Institut für Bautechnik hat den Antragstellern von Spannverfahren nach DIN 1045-1 mitgeteilt, dass die bestehenden Zulassungen für nachträglichen Verbund in der gegenwärtigen Form für eine Anwendung nach DIN 1045-1 nicht verwendet werden können, wenn die höheren zulässigen Spannstahlspannungen nach DIN 1045-1 ausgenutzt werden sollen.

Aus bauaufsichtlicher Sicht ist damit für jede Anwendung eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich, um das höhere Spannungsniveau nach DIN 1045-1 nutzen zu können, bevor die Zulassungen auf das neue Normenwerk umgestellt sind. Um diesen Aufwand zu vermeiden, schlägt das Institut für Bautechnik folgende Übergangsregelung unter der Voraussetzung vor, dass beim DIBT ein Antrag auf europäische technische Zulassung oder auf Umstellung der geltenden Zulassung für eine Anwendung nach DIN 1045-1 vorliegt:

■ Die sich nach DIN 1045-1 ergebende zulässige Vorspannkraft

( $0,9 p_{0,1k}$  pro Litze 189 kN bei 140 mm<sup>2</sup> beziehungsweise 203 kN bei 150 mm<sup>2</sup>) ist zur Aufnahme örtlicher Spannungsspitzen in der Lochscheibe um 10 Prozent zu erhöhen und dafür die entsprechende Verankerungsgröße aus der bestehenden Zulassung zu wählen. Zur Reduzierung der Achs- und Randabstände darf auf die Erhöhung um 10 Prozent verzichtet werden, wenn die zulässige Spannstahlspannung beim Vorspannen auf  $0,8 p_{0,1k}$  reduziert wird.

■ Durch symmetrisches Weglassen in der Lochscheibenbelegung ist die Anzahl der erforderlichen Spannstähle soweit zu re-

duzieren, dass sich die Soll-Vorspannkraft ergibt.

■ Es sind grundsätzlich nur solche Keile zu verwenden, die für externe Vorspannung zugelassen sind

Die Einzelheiten dieses Vorgehens hängen von den Besonderheiten der betroffenen Spannverfahren ab und werden deshalb in jedem Einzelfall durch das DIBT festgelegt. Im Ergebnis werden die Antragsteller eine Anlage für die bestehende Zulassung erhalten, die vorübergehend und befristet deren Nutzung für bestimmte Spanngliedgrößen im Zusammenhang mit DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102 erlaubt und in einer Tabelle angibt, welche Verankerungsgröße und -belegung zur Aufnahme bestimmter Vorspannkraft zu wählen ist. Zustimmungen im Einzelfall sind damit in der Regel entbehrlich.

Fachberichte/Tragsicherheit/Wind-Ingenieurwesen

## Arbeitstagung der BVPI im September in Oldenburg

**Festvortrag von Peter Plichta über die  
Neuorientierung der Wissenschaften**

**Einer guten Tradition folgend eröffnet die Bundesvereinigung der Prüflingenieur für Bautechnik (BVPI) ihre jährliche Arbeitstagung, die vom 21. bis 23. September in Oldenburg stattfinden wird, mit einem Festvortrag über ein Thema, das außerhalb des originären Aufgabengebiets der Prüflingenieur liegt. Ansonsten aber werden die Fachvorträge sehr aktuelle und fachlich der täglichen Arbeit der Prüflingenieur nahe liegende Themen behandeln.**

Dieses Mal geht es bei dem fachfremden Vortrag nicht – wie in den vergangenen Jahren – um unser Wetter, um die Detektivarbeit der Virusforscher oder um den Sand als den Stoff, auf dem die Zukunft aufgebaut werden wird, sondern um die dringend gebotene Neuorientierung der Wissenschaften, die der bekannte Chemiker und Buchautor Dr. Peter Plichta unter dem Titel „Das Ende von Zufall und Schicksal“ beschreiben wird. Plichta, Jahrgang 1939, ist nicht nur theoretischer und praktischer Chemiker und Mathematiker, sondern auch Erfinder und Wissenschaftsautor („Gottes geheime Formel“, „Das Primzahlkreuz“, „Benzin aus Sand“). Sein wissenschaftliches Faszinosum ist die Frage, warum die Welt sich mathematisch untersuchen lässt, und darüber wird er in Oldenburg sprechen. Dass dieser Vortrag notwendig auch grundlegende philosophische Weltfragen berühren und behandeln wird, sollte niemanden schrecken, denn Plichta hat die Gabe, auch komplizierte wissenschaftliche Sachverhalte verständlich zu erklären.

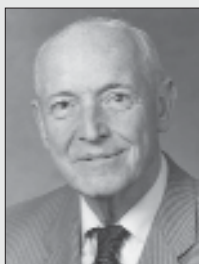
Neben diesem sicherlich hochinteressanten Vortrag werden im zweiten Teil der BVPI-Arbeitstagung in Oldenburg die DIN-Fachberichte und die ZTV-Ing, der statisch konstruktive Brandschutz

und die Nachweise außerhalb der DIN 4102-4 und die experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken (Methodik, Auswertung, Bewertung und rechnerische Überprüfung von Belastungsversuchen an Brücken) behandelt. Darüber hinaus wird noch einmal die breite thematische Palette des Wind-Ingenieurwesens auf dem Programm der Vorträge stehen (Möglichkeiten und Gefahren der Anwendung von CFD-Verfahren bei der Bemessung von Bauwer-

ken, Bestimmung von Windlasten und brandbedingten Raumströmungen mittels numerischer Berechnungen und mit Windkanalversuchen).

Interessante Vorträge stehen also auf dem Programm der Arbeitstagung, aber nicht nur das. Auch urige und maritime Stimmung wird geboten. Wer nämlich meint, dass Oldenburg im Oldenburger Land keine Reise wert sei, wird durch das mit viel Engagement und Liebe organisierte Programm der Landesvereinigung Niedersachsen eines Besseren belehrt.

Soviel sei verraten: die Prüflingenieur mit ihrer Begleitung werden aktiv am Gestalten des Oldenburger Stadtfestes am Sonntag, dem 21. September beteiligt, und sie können zur Belohnung in einer Kutsche in der sie zum Landesabend gefahren werden ausruhen. Einige schöne Ausflüge, zum Beispiel auf dem Bad Zwischenahner Meer und die Möglichkeit, auf einem historischen Segler mitzusegeln, vervollständigen das attraktive Begleitprogramm.



### Werner Miersch †

Im Oktober 2002 ist Dipl.-Ing. Werner Miersch, Büro Miersch und Partner, Bremen, verstorben. Nach dem Studium der Elektrotechnik an der TU Karlsruhe ist Werner Miersch zu einem Beratenden Ingenieur besonderen Formats geworden. Interdisziplinäres Denken und hoher Sachverstand führten quasi automatisch zur Übernahme besonderer Aufgaben im Verband Beratender Ingenieure VBI. In einer schwierigen Interimszeit der Neustrukturierung des Deutschen Institutes für Prüfung und Überwachung (DPÜ) war Werner Miersch dessen Vorsitzender. Nach der Wende engagierte er sich in den neuen Bundesländern mit dem Ziel, die dortigen Kollegen beim Aufbau selbstständiger Büros zu unterstützen. Der Unterzeichner hat Werner Miersch vor über 30 Jahren im VBI-Landesverband Bremen, kennen und schätzen gelernt und mit ihm sehr eng im DPÜ zusammengearbeitet. Mit Werner Miersch, der auch öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger und Mitglied in der Technischen Organisation von Sachverständigen TOS war, ist ein hervorragender Vertreter aus der Berufsgruppe der freiberuflichen Berater von uns gegangen.

*Gerhard Feld*

## TOS beantragt Akkreditierung als „Zugelassene Überwachungsstelle“ gemäß Betriebssicherheits-Verordnung

### Große Unsicherheit bei Herstellern, Betreibern, Behörden und Überwachern

**Die Technische Organisation von Sachverständigen (TOS) hat bei der Zentralstelle der Länder für Sicherheitstechnik (ZLS) in München Antrag auf Akkreditierung als „Zugelassene Überwachungsstelle“ (ZÜS) gemäß Betriebssicherheits-Verordnung gestellt.**

Die BetrSichV ist am 3. Oktober 2002 für den allgemeinen Arbeitsschutz und am 1. Januar 2003 für überwachungsbedürftige Anlagen in Kraft getreten. Prüfungsaufgaben nach der BetrSichV können von

- befähigten Personen und von
- zugelassenen Überwachungsstellen (ZÜS)

durchgeführt werden.

Als vorrangige Aufgabe nach der BetrSichV ist die Durchführung einer Gefährdungsbeurteilung durch den Arbeitgeber vor der Bereitstellung oder Benutzung von Arbeitsmitteln zu sehen. Das sind, im Sinne der BetrSichV, Werkzeuge, Geräte, Maschinen oder Anlagen (von der Bohrmaschine bis zum Dampfkessel).

Im Rahmen dieser Gefährdungsbeurteilung sind durch den Arbeitgeber auch die erforderlichen Prüfungen für Arbeitsmittel festzulegen (Art, Umfang, Fristen etc.). Ein wesentlicher Bestandteil der Gefährdungsbeurteilung ist weiterhin die Ermittlung und Bewertung von Explosionsgefährdungen und deren Darstellung in einem Explosionsschutzdokument.

Da gleichzeitig einige andere Rechtsvorschriften, wie zum Beispiel

- die Arbeitsmittelbenutzungs-Verordnung,
- die Dampfkessel-Verordnung,
- die Druckbehälter-Verordnung,
- die Verordnung über elektrische Anlagen in explosionsgefährdeten Bereichen und

- die Verordnung über brennbare Flüssigkeiten

außer Kraft gesetzt worden sind, die Technischen Regeln bis zur Schaffung eines neuen Regelwerkes jedoch weitergeführt werden, bestehen große Unklarheiten und erheblicher Beratungsbedarf sowohl bei den Herstellern, Betreibern und Behörden als auch bei den Überwachern.

Die TOS organisiert zur Zeit in sieben Fachgruppen etwa 250 Sachverständige und ist für eine Reihe von Sachgebieten akkreditiert bzw. anerkannt, Sachverständige zu zertifizieren oder zu bestellen.

Eine entscheidende Aufgabe für die TOS besteht zukünftig darin, alle Voraussetzungen zu schaffen, um die Akkreditierung als „zugelassene Überwachungsstelle“ zu erlangen, damit entsprechende Sachverständige unter dem Dach der TOS arbeiten können.

## Andreas Rinke wurde Vorsitzender der Landesvereinigung Thüringen

Die Landesvereinigung der Prüflingenieur in Thüringen hat auf ihrer jüngsten Mitgliederversammlung einen neuen Vorstand gewählt. Dr.-Ing. Andreas Rinke (Eisenach) wurde von den Mitgliedern einstimmig zum neuen Vorsitzenden gewählt. Er löst damit Dipl.-Ing. Harald Baumgarten ab, der nach zwölf Jahren als Vorstandsvorsitzender auf eige-

nen Wunsch in die zweite Reihe trat. Zweiter Vorsitzender wurde Dr.-Ing. Trabert (Geisa), und Dr.-Ing. Golbs (Erfurt) wurde zum Kassierer gewählt. Die Verdienste Baumgartens würdigte der neue Vize-Vorsitzende Trabert: Seit der Gründung des Landesverbandes im Jahre 1991 hatte Baumgarten an der Spitze des Vorstandes gestanden. Die neuen und oft-

mals schwierigen Aufgaben in der Gründerzeit löste er mit großem Engagement im Interesse der Belange der thüringischen Prüflingenieur. Seine Aktivitäten zur fachlichen Qualifizierung der Berufskollegen fanden stets ein breites Interesse. In Zukunft steht Baumgarten dem neuen Vorstand beratend und unterstützend zur Seite.

## DPÜ-Weiterbildung für die Zertifizierung im Bereich der ganzheitlichen Prüfung

**Das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung DPÜ hat im Februar erneut eine Weiterbildungsveranstaltung über die Aufgaben und Pflichten derjenigen Sachverständigen durchgeführt, die sich über ihr eigentliches Spezialgebiet hinaus für „Ganzheitliche Prüfungen“ qualifizieren und zertifizieren lassen wollen. Das DPÜ kommt mit solchen Seminaren einer ihrer wichtigsten satzungsgemäßen Aufgaben nach.**

Geleitet wurde das Weiterbildungsseminar vom Präsidenten des DPÜ, Diplom-Ingenieur Gerhard Feld, dessen große Erfahrung auf dem Gebiet der ganzheitlichen Prüfung den Teilnehmern des Seminars wertvolle praktische Einblicke in ihre spätere Tätigkeit ermöglichte. Mit seinem „Erfahrungsbericht über Ganzheitliche Prüfungen“ wurde die Veranstaltung eröffnet, auf ihm bauten sich alle weiteren Beiträge auf.

Sie handelten unter anderem von den Gefahren der Schimmelpilzbildung durch die verstärkte Dichtigkeit unserer Gebäude durch die EnEV (Dipl.-Ing. Wolfgang Franke), von der Sachverständigentätigkeit auf dem Gebiet der energetischen Gebäudeoptimierung (Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer) und vom Facility Management und der Systematisierung der Prüftätigkeit in Sonderbauten (Dipl.-Ing. Roland Heubeck). Dar-

über hinaus berichtete Dr.-Ing. Lorenz Jonigkeit über die erweiterte bautechnische Prüfung, über nachhaltiges Bauen und über die Wiederverwendung von Plattenbauten, und Dipl.-Ing. Jörg Döppler gab einen Überblick über den Nutzen und die Anwendungsmöglichkeiten der Infrarot-Thermographie.

Da nicht nur die Sachverständigen, die sich auf die Zertifizierung für ganzheitliche Prüfungen vorbereiten, sondern auch alle anderen Sachverständigen an den Seminaren und Maßnahmen des DPÜ teilnehmen können, um ihr spezielles Wissen noch zu verfestigen und zu vertiefen, berichteten DPÜ-Präsident Feld und der Geschäftsführer des DPÜ, Dr.-Ing. Hans Jürgen Meyer, außerdem noch über die Arbeit des DPÜ insgesamt, über die Inhalte der Zertifizierung und über die Strategie des DPÜ für eine möglichst breite und effektive Öffentlichkeitsarbeit.

## Das 22. Steinfurter Stahlbauseminar ist am 14. Mai in Rheine

**Themen von besonderer Aktualität und Wichtigkeit**

**Die 22. Ausgabe des traditionellen Steinfurter Stahlbauseminars, das die Fachhochschule Münster (Professor Dipl.-Ing. Rudolf Hacken) jedes Jahr veranstaltet, findet in diesem Jahr am 14. Mai statt, und zwar wieder in der Stadthalle von Rheine.**

Auch diesmal stehen viele der Themen auf dem Programm der Veranstaltung, die für viele Ingenieure und Prüfingenieure von besonderer Wichtigkeit sind:

- Die Eurocodes – nur eine unendliche Geschichte? (Prof. Bossenmayer, Präsident DIBt, Berlin)
- Seilbauwerke – Stehende Seile in der Architektur (Dipl.-Ing. Dieter Stauske, Pfeifer Seil- und Hebeteknik, Memmingen)

- Zugstäbe und Seile – Die Vielfalt der Möglichkeiten – Gestaltung und Nachweis (Univ.-Prof. Dr.-Ing. Helmut Saal/Dipl.-Ing. Martin Bechtold, TH Karlsruhe)
- Festigkeitssteigerung von Schraubenverbindungen bei ermüdungsbeanspruchten, feuerverzinkten Stahlkonstruktionen (Univ.-Prof. Dr.-Ing. Günther Valtinat/Dr.-Ing. Holger Huhn, TU Hamburg-Harburg)
- Die Stahlkonstruktion der

„Arena Auf Schalke“ (Dr.-Ing. Ralf Steinmann, Donges Stahlbau GmbH, Darmstadt)

- Statische und dynamische Auslegung von Turmkonstruktionen für Windenergieanlagen (Dr.-Ing. Marc Seidel, GW Wind Energy, Salzbergen)
- Formänderungen einer sehr großen Halle und ihre konstruktive Bewältigung – Messehalle 27 Hannover (Prof. Dr.-Ing. Klaus-Dieter Klee, Ingenieurbüro Klee & Wriggers, Hannover)

Die Teilnahmegebühr beträgt 195 Euro. Auskunft und Anmeldung bei der FH Münster, Abt. Steinfurt (Fax: 02551/9-62120, [www.fh-muenster.de/fb3](http://www.fh-muenster.de/fb3)).



## Workshop über Stahlbeton-Decken mit Vorspannhilfe

Die VDI-Gesellschaft Bautechnik, das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig (iBMB) und die Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik (BVPI) veranstalten am 26. Juni 2003 in Düsseldorf und am 21. Oktober 2003 in Stuttgart ein jeweils eintägiges Arbeitsseminar über „Stahlbeton-Decken mit Vorspannhilfe – Freie Spann- gliedlage bringt enorme Vorteile“. Der Workshop hat nicht nur das Ziel, dem Ingenieur und Architekten die Neuerungen dieser Bauweise vorzustellen, sondern sie soll diesen so nahe gebracht werden, dass dem Umgang hinsichtlich Planung und Ausführung nichts mehr im Wege steht.

VDI KundenCenter  
Postfach 10 11 39  
4000 Düsseldorf  
E-Mail: kundencenter@vdi.de  
Tel.: 0221/6214-650  
Fax: 0221/6214-575

## Praxisseminar zur Einführung der DIN-Fachberichte 103/104

### Aktuelle Information über die Änderungen im Eisenbahn-Brückenbau

Weil die DIN-Fachberichte 103 und 104 Anfang Mai 2003 bauaufsichtlich eingeführt werden, veranstalten die Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik und das Eisenbahn-Bundesamt (EBA) am 12. und 13. Juni 2003 an der TU Hamburg-Harburg ein Praxisseminar zu diesen Themengebieten.

An zwei aufeinander folgenden Tagen wird über folgende Themen referiert werden:

- Einführung in die DIN-Fachberichte,
- Einwirkungen auf Brücken,
- Einwirkungen im Eisenbahnbrückenbau,
- Vorstellung und Prüfung des Pilotprojektes zum DIN-Fachbericht 103/Teil 2 (Stabbogenbrücke),
- Bemessung von Verbundbrücken,
- Vorstellung und Prüfung des Pilotprojektes zum DIN-Fachbericht 104 (Walzträger in Beton).

Als Referenten fungieren Dipl.-Ing. Hartmut Freystein (Leiter des EBA-Referats 21), Dipl.-Ing. Martin Muncke (DB AG-Netz), Prof. Dr.-Ing. habil. Frank Werner (Bauhaus-Universität Weimar), Dr.-Ing. Rainer Wegner (Vorsitzender der Prüfm Ingenieure in Bremen), Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille (Bergische Universität, Wuppertal), Prof. Dr.-Ing. Roland Gocht (TU Dresden) sowie Dr.-Ing. habil. Klaus Mildner.

Interessenten wenden sich bitte an die Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik (Fax: 040/353565, www.bvpi.de).

## Prüfm Ingenieure Baden-Württemberg laden wieder zur Jahrestagung in Freudenstadt ein

Wie jedes Jahr veranstalten die baden-württembergischen Prüfm Ingenieure ihre Arbeitstagung am letzten Juni-Wochenende.

Am 27. und 28. Juni trifft man sich mit Kolleginnen und Kollegen aus allen Bundesländern und Gästen aus den Verwaltungen und der Industrie zu interessanten Fachvorträgen, umrahmt von einem attraktiven Damenprogramm und von einem festlichen Gesellschaftsabend am Freitag, 28. Juni.

Für die Fachvorträge sind folgende Themen vorgesehen:

- Bautechnische Prüfung in Randgebieten,
- nachträgliche Verankerungen unter nicht ruhenden Belastungen,
- Instandsetzung und Ertüchtigung mit vorgespannten CFK-Lamellen,
- Bemessung im Brandfall nach neuen Regelungen,

- Brückenbau im Bereich der Bahn,
- Die neue Erdbebenvorschrift DIN 4149,
- Zur Bedeutung der Gebrauchstauglichkeit im Rahmen der bautechnischen Prüfung.

Auskünfte und Anmeldung bei der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik in Baden-Württemberg, Besselstraße 16 a, 68219 Mannheim (Fax: 0621/4194975).

## Kurzfassung der DIN 1045-1 geplant

### Reduktion auf die übliche Bemessung

**Die Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik hat einen Arbeitskreis gegründet, der eine kommentierte Kurzfassung der DIN 1045-1 erarbeiten will. Ihm gehören Vertreter des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins, des Verbandes Beratender Ingenieure (VBI), des Instituts für Stahlbetonbewehrung und des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton an.**

Da die DIN 1045-1 seit September 2002 bauaufsichtlich eingeführt ist, sehen die Verbände der Bauwirtschaft ihre Aufgabe darin, die Einführung der neuen Bemessungsnorm in die Praxis zu unterstützen und zu erleichtern.

Dafür sollen die Teile der DIN 1045-1 herausgenommen und kommentiert werden, die für die alltäglichen Bemessungsaufgaben relevant sind. Die kommentierte Kurzfassung soll alle wesentlichen Regelungen aus der DIN 1045-1

enthalten. Die Gliederung wird zur Vergleichbarkeit beibehalten und die Originaltexte mit übernommen werden. Damit kann den Anwendern ein kompaktes und anwenderfreundliches Arbeitsmittel zur Verfügung gestellt werden.

Diese Kurzfassung wird in Zusammenarbeit mit dem Verlag Ernst & Sohn (Berlin) veröffentlicht werden. Gleichzeitig möchte der Arbeitskreis damit die Entwicklung einer deduktiv aufgebauten DIN 1045-1 anregen.

### Anfang Oktober: Hochhaus-Konferenz an der Uni Stuttgart

Das Institut für Leichtbau, Entwerfen und Konstruktion an der Universität in Stuttgart (Prof. Dr.-Ing. Werner Sobek) veranstaltet vom 5. bis 7. Oktober 2003 in Stuttgart eine internationale Konferenz über „Tall Buildings and Transparency“. Sie wird sich mit innovativen Konzepten und Strukturen sowie mit neuen und weiterentwickelten Materialien und ihrer zukünftigen Anwendung im Hochhausbau beschäftigen. Das Entwerfen und Konstruieren von leichten, transparenten Strukturen soll hierbei im Vordergrund stehen. Als Redner sind Norman Foster, Helmut Jahn, Christoph Ingenhoven, Ken Yeang und David Childs vorgesehen.

Die Teilnahmegebühr beträgt 300 Euro.

Fax: 0711/685-3789,  
E-Mail: [info@ctbuh-stuttgart.de](mailto:info@ctbuh-stuttgart.de),  
[www.ctbuh-stuttgart.de](http://www.ctbuh-stuttgart.de)

## BÜV-Arbeitskreise für das EBA nahmen ihre Arbeit auf

### Hauptaufgabe ist die Durchsicht der Richtlinie 804 und die Anpassung an die DIN-Fachberichte für Brückenbau

**Die Arbeitskreise Stahl, Stahlbeton, und Stahlverbundbau im Hoch-, Ingenieur- und Brückenbau sowie die Arbeitskreise Grundlagen und Lastannahmen, Geotechnik und Tunnelbau, die der Bauüberwachungsverein (BÜV) letztes Jahr für die fachliche Zusammenarbeit mit dem Eisenbahn-Bundesamt (EBA) gegründet hat, haben Anfang des Jahres ihre konkrete Arbeit aufgenommen.**

In den konstituierenden Sitzungen wurden die ersten Aufgaben durch das Eisenbahnbundesamt spezifiziert.

Hauptaufgabe ist derzeit die Durchsicht der DIN-Fachberichte für den Brückenbau und der Richtlinie 804 (ehemals DS 804).

Hierbei ist insbesondere darauf zu achten, dass alle sicherheitsrelevanten und damit bauaufsichtlich einzuführenden Regelungen in den DIN-Fachberichten beschrieben sind. Somit wurde die Richtlinie 804 um diesen Bereich gekürzt und den Fachberichten angepasst. Die Eile war geboten,

weil Richtlinie und alle DIN-Fachberichte vom FB 100 bis FB 104 im Paket im April gedruckt und im Mai eingeführt werden sollen.

Ab diesem Zeitpunkt sind Berechnungsgrundlage von Brückenbauwerken die DIN-Fachberichte.

In Abstimmung mit dem Eisenbahn-Bundesamt und in begründeten Einzelfällen wird eine Übergangszeit bis zum 31.10.03 diskutiert, bei der nach alten Regelungen gerechnet werden darf.

# Die Bemessung von Stahlverbundstützen nach nationalen und EU-Regeln

## Neue Nachweisverfahren ermöglichen wirtschaftlichere Stützen und Lasteinleitungen

Die neuen nationalen und europäischen Regelwerke für Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton enthalten für Verbundstützen neue Nachweisverfahren, die eine wirtschaftlichere Bemessung der Stützen und der Lasteinleitungsbereiche ermöglichen. Der folgende Beitrag gibt einen Überblick über die neuen Regelwerke und erläutert bauaufsichtliche Genehmigungsverfahren für Verbundstützen mit Querschnittsausbildungen, für die in den neuen Regelwerken keine Bemessungsverfahren enthalten sind.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille



studierte das Bauingenieurwesen an der Ruhr-Universität Bochum und promovierte 1985 zum Dr.-Ing.; seit 1993 Universitätsprofessor für Stahlbau und Verbundkonstruktionen an der Bergischen Universität Wuppertal und geschäftsführender Direktor des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau; Partner der Ingenieurgesellschaft

HRA, Prüfingenieur für Baustatik und anerkannter Sachverständiger für die Prüfung der Standsicherheit sowie vom Eisenbahn-Bundesamt anerkannter Sachverständiger für Eisenbahnbrückenbau; Vorsitzender des DIN-Normenausschusses Verbundbau, Mitglied in den Project-Teams für den Eurocode 4 Teil 1-1 und Teil 2 sowie Mitglied im Sachverständigenausschuss Verbundbau im DIBt.

## 1 Einführung

Die Erarbeitung der EN-Fassungen der europäischen Regelwerke für Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton (Eurocode 4) [1,2] befindet sich derzeit in der Abschlussphase. Im Vergleich zu den bauaufsichtlich bekannt gemachten europäischen Vornormen [3,4] wurde eine Vielzahl von Änderungen vorgenommen. National wird zur Zeit die Überführung des Gelbdruckes von EDIN 18800-5 [5] in einen Weißdruck vorbereitet. Einen Überblick über die derzeitigen europäischen und nationalen Regelwerke für Verbundkonstruktionen und die zugehörigen Bezugsnormen gibt **Abb. 1**.

Mit der Einführung des Weißdruckes von DIN 18800-5 werden die auf dem globalen Sicherheitskonzept basierenden alten, nationalen Regelwerke für Verbundkonstruktionen zurückgezogen und durch die neue Normengeneration ersetzt. Im Rahmen der Vorbereitung des Weißdruckes von DIN 18800-5 werden die Regelungen für Verbundstützen weitestgehend an die Regelungen des Eurocode 4 angepasst. Nachfolgend werden die in den neuen nationalen und europäischen Regelwerken enthaltenen Bemessungsregeln für Verbundstützen erläutert, und es wird auf aktuelle Entwicklungen und deren Umsetzung bei Bauvorhaben sowie auf spezielle baurechtliche Aspekte

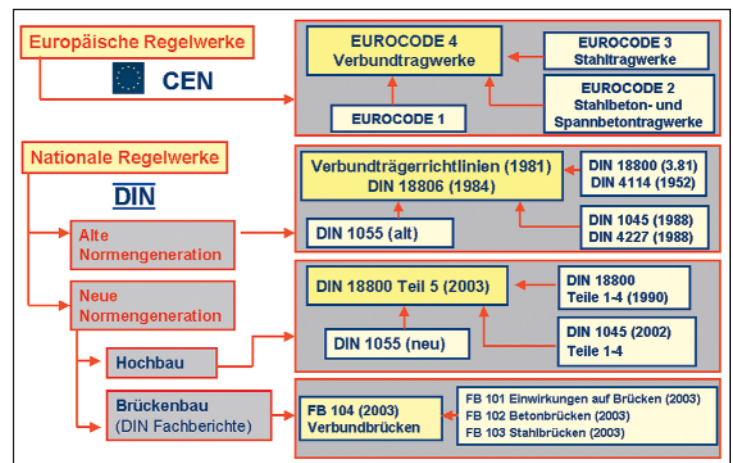


Abb. 1: Übersicht über die europäischen und nationalen Regelwerke für Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton

eingegangen. Für Brückentragwerke wurden die in **Abb. 1** angegebenen DIN- Fachberichte erarbeitet. Sie basieren auf den ENV-Fassungen der Eurocodes 1 bis 4. Der Fachbericht 104 [6] für Verbundbrücken enthält keine Regelungen für Verbundstützen. Gegen eine Anwendung der nachfolgend beschriebenen Regelungen bei Brückentragwerken bestehen jedoch keine Einwände.

## 2 Bemessungsverfahren für Verbundstützen

In den neuen nationalen und europäischen Regelwerken werden zwei Nachweisverfahren für den Nachweis der Gesamtstabilität von Verbundstützen angegeben. Ein allgemeines Bemessungsverfahren, mit dem die Tragfähigkeit von Stützen mit beliebigem Querschnitt und über die Stützenlänge veränderlichen Querschnitten ermittelt werden kann sowie ein vereinfachtes Bemessungsverfahren für Stützen mit doppelsymmetrischen und über die Stützenlänge konstanten Querschnitten. Die Anwendung ist ferner auf Normalbetone mit Betonfestigkeitsklassen bis C50/60 begrenzt. Hinsichtlich der Stahlgüten wurde der Anwendungsbereich auf die Stahlgüten S420 und S460 erweitert. Neben dem Nachweis der Gesamtstabilität ist grundsätzlich bei beiden Verfahren der Nachweis gegen lokales Beulen sowie der Nachweis der Lasteinleitung und bei Stützen mit planmäßigen Querlasten und/oder Randmomenten der Nachweis der Längsschubkrafttragfähigkeit erforderlich (**Abb. 2**).

Beim Nachweis der Gesamtstabilität ist zu beachten, dass Stützen mit Querschnitten aus ausbetonierten Hohlprofilen mit zusätzlichen Einstellprofilen aus runden oder quadratischen Vollkernprofilen eine

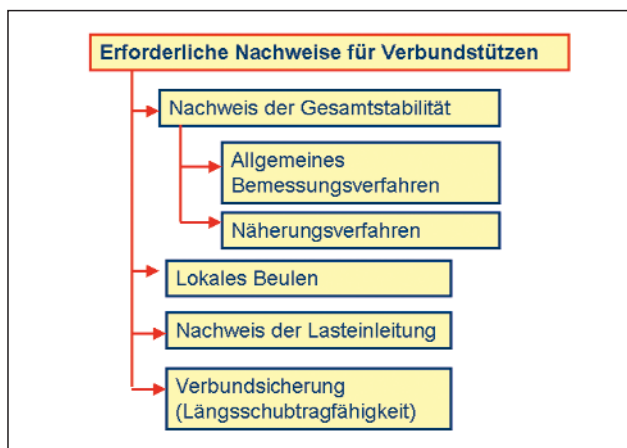


Abb. 2: Erforderliche Nachweise für Verbundstützen

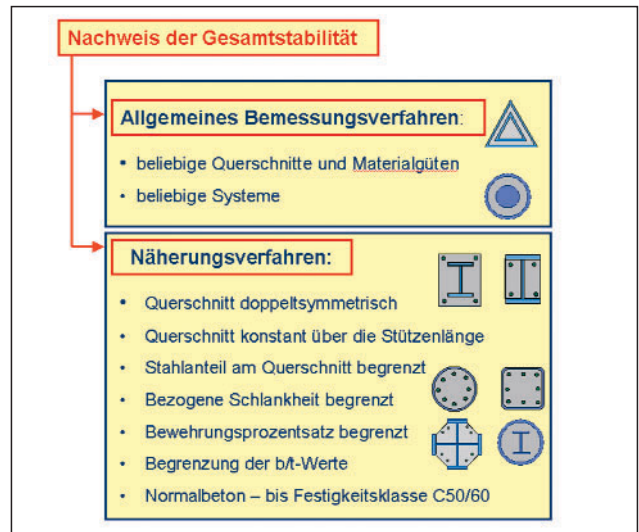


Abb. 3: Nachweisverfahren für den Nachweis der Gesamtstabilität im Kaltfall

	Kaltfall	Brandfall	Kaltfall	Brandfall	Kaltfall	Brandfall
DIN 18806						
DIN 4102 Teil 4	ja	ja	ja	nein	nein	nein
DIN V ENV 1994-1-1	ja	ja	ja	nein	nein	nein
DIN V ENV 1994-1-2						
EDIN 18800-5						
DIN 4102 Teil 4	ja	ja	ja	nein	nein	nein
EN 1994-1-1	ja	ja	ja	nein	nein	nein
EN 1994-1-2						

Abb. 4: Übersicht über Regelungen in Normen beim Nachweis für den Kaltfall und bei Brandschutzanforderungen

Sonderstellung einnehmen (**Abb. 3**). Diese Stützenquerschnitte dürfen trotz der Doppelsymmetrie des Querschnitts nicht nach dem vereinfachten Nachweisverfahren bemessen werden. Auf die speziellen Aspekte bei der Bemessung dieser Stützen wird im Abschnitt 3.3 noch gesondert eingegangen.

Bei Brandschutzanforderungen sind derzeit zusätzlich die Regelungen nach DIN 4102 Teil 4 bzw. DIN ENV 1994-1-2 und zukünftig die Regelungen nach EN 1994-1-2 zu beachten. **Abb. 4** verdeutlicht, dass sowohl in den nationalen Regelwerken als auch in den zukünftigen europäischen Regelwerken nur für die klassischen Stützenquerschnitte (vollständig und teilweise einbetonierte I-Profile sowie ausbetonierte Hohlprofile) Bemessungsverfahren enthalten sind. Für ausbetonierte Hohlprofile mit Einstellprofilen sowie für Sonderprofile (z.B. teilweise einbetonierte gekreuzte I-Profile) enthalten die Regelwerke keine Nachweisverfahren. Bei Einsatz dieser Stützentypen ist daher eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis oder eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich. Auf die



bauaufsichtlichen Aspekte wird im Abschnitt 3.3 noch eingegangen.

### 3 Nachweis der Gesamtstabilität im Kaltfall

#### 3.1 Allgemeines Nachweisverfahren

Beim Nachweis nach dem allgemeinen Nachweisverfahren sind die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung unter Beachtung von geometrischen und strukturellen Imperfektionen und örtlichen Instabilitäten sowie unter Beachtung des Einflusses der Rissbildung, des nichtlinearen Materialverhaltens von Baustahl, Betonstahl und Beton und der Einflüsse aus dem Langzeitverhalten des Betons (Kriechen und Schwinden) zu berücksichtigen. Es ist nachzuweisen, dass unter der ungünstigsten Kombination der Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit stabiles Gleichgewicht herrscht und an keiner Stelle die Tragfähigkeit des Querschnitts für Biegung, Normalkraft und Querkraft überschritten wird. Bei entsprechender Ausbildung der Lasteinleitung darf bei der Berechnung das Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts und ein vollständiger Verbund zwischen Stahlprofil und Beton vorausgesetzt werden. Die Zugfestigkeit des Betons darf bei der Querschnittstragfähigkeit nicht ausgenutzt werden. Bei der Ermittlung der Schnittgrößen darf der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons jedoch berücksichtigt werden.

Die Anforderungen bei der Anwendung des allgemeinen Bemessungsverfahrens verdeutlichen, dass dieses Verfahren für normale Bemessungsaufgaben nicht geeignet ist, da der Nachweis nur mit Hilfe geeigneter FE-Programme [7] geführt werden kann und zur Zeit nur sehr wenige Programme allgemein verfügbar sind, mit denen die zuvor genannten Einflussparameter bei der Bemessung berücksichtigt werden können. Hinzu kommt, dass in den Regelwerken keine eindeutigen Angaben über die anzusetzenden strukturellen und geometrischen Imperfektionen vorhanden sind und die sicherheitstheoretischen Aspekte (Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite) bei Verwendung von nichtlinearen Bemessungsverfahren in den Regelwerken für den Verbund-, Massiv- und Stahlbau nur unzureichend geregelt sind. Die Anwendung des allgemeinen Bemessungsverfahrens wird daher auch zukünftig bei konkreten Projekten auf Sonderfälle beschränkt bleiben. Im Rahmen von bauaufsichtlichen Zulassungen und Typenprüfun-

gen für Stützensysteme einzelner Firmen wird jedoch seit einiger Zeit das allgemeine Bemessungsverfahren zunehmend verwendet. Hinsichtlich des Ansatzes von geometrischen und strukturellen Imperfektionen wird dabei so vorgegangen, dass für den Ansatz der Vorkrümmung eine Imperfektion von  $L/1000$  angenommen wird. Die Eigenspannungen aus dem Walzen bzw. Schweißen werden bei I-Profilen und Hohlprofilen nach [8] berücksichtigt. Bei Stützen mit Einstellprofilen aus runden und quadratischen Vollkernprofilen sind gesonderte Untersuchungen hinsichtlich der Eigenspannungen und der Verteilung der Streckgrenze erforderlich. Die derzeit in bauaufsichtlichen Zulassungen enthaltenen Angaben basieren auf an typischen Vollkernprofilen experimentell bestimmten Eigenspannungs- und Streckgrenzenverteilungen (siehe hierzu Abschnitt 3.3).

Eine weitere Schwierigkeit resultiert aus dem neuen probabilistischen Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten, da bei der Anwendung nichtlinearer Verfahren auf den Mittelwerten der Werkstoffkennwerte basierende Spannungs-Dehnungslinien zugrunde gelegt werden (Abb. 5). Auf der Widerstandsseite ist dann eine direkte Berücksichtigung der unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte für Bau- und Betonstahl ( $\gamma_a = 1,1; \gamma_s = 1,15$ ) sowie für Beton ( $\gamma_c = 1,5$ ) nicht möglich. Bei der Ermittlung der Tragfähigkeit muss daher ein für den gesamten Querschnittswiderstand zu berücksichtigender Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  eingeführt werden. Dieser wird zweckmäßig mit Hilfe der vollplastischen Querschnittsinteraktionskurve des Querschnitts bestimmt. Wie aus Abb. 5 ersichtlich ist, werden dabei zunächst die vollplastischen Interaktionskurven unter Ansatz der Mittelwerte der Werkstoffe (Kurve A) und unter Ansatz der Bemessungswerte der Werkstoffe (Kurve B) bestimmt. Für eine gegebene Einwirkungskombi-

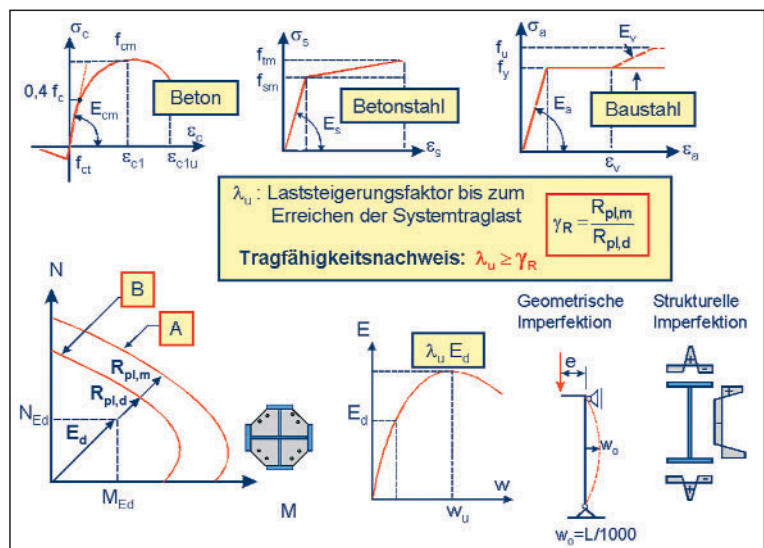


Abb. 5: Annahmen bei der Ermittlung der Traglast nach dem allgemeinen Bemessungsverfahren

nation ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) ergibt sich der für den Querschnittswiderstand maßgebende Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  aus dem Verhältnis der Vektoren  $R_{pl,m}$  und  $R_{pl,d}$ . Der Nachweis ausreichender Tragfähigkeit gilt als erbracht, wenn der aus der nichtlinearen Berechnung resultierende Steigerungsfaktor  $\lambda_u$  größer als der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  ist.

### 3.2 Nachweis der Gesamtstabilität nach dem vereinfachten Nachweisverfahren

Das bereits in den älteren Regelwerken (ENV 1994-1-1[3] und DIN 18806 Teil 1 [9]) enthaltene vereinfachte Bemessungsverfahren basiert auf dem Ersatzstabverfahren unter Verwendung der europäischen Knickspannungskurven. Dieses Verfahren ist nur für Einzelstützen und Stützen in unverschieblichen Rahmentragwerken anwendbar. Im Rahmen der Erarbeitung von prEN 1994-1-1 [1] (Eurocode 4-1-1) und des Gelbdruckes von EDIN 18800-5 wurde ein modifiziertes Nachweisverfahren [10,11] auf der Grundlage der Elastizitätstheorie II. Ordnung entwickelt, das sich an die Nachweisverfahren in den Regelwerken für Stahltragwerke anlehnt und auch bei seitlich verschieblichen Rahmentragwerken angewendet werden kann. Das Näherungsverfahren enthält hinsichtlich der Querschnittstragfähigkeit und der effektiven Biegesteifigkeit Berechnungsannahmen, die teilweise aus Kalibrierung mit Versuchsergebnissen resultieren. Der Anwendungsbereich ist daher begrenzt (Abb. 6).

Grundlage des Tragfähigkeitsnachweises bei Druck und Biegung bildet die vollplastische Querschnittsinteraktionskurve nach Abb. 7, die durch ei-

- Querschnitt doppelsymmetrisch
- Querschnitt konstant über die Stützenlänge
- Stahlanteil am Querschnitt
 

$0,2 \leq \delta \leq 0,9 \quad \delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$
- Bezogene Schlankheit
 

$\bar{\lambda}_K = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{Kik}}} \leq 2,0$
- Bewehrungsprozentsatz
 

$0,3\% \leq \rho_s \leq 6,0\% \quad \rho_s = \frac{A_s}{A_c}$

Abb. 6: Anwendungsgrenzen für das vereinfachte Nachweisverfahren

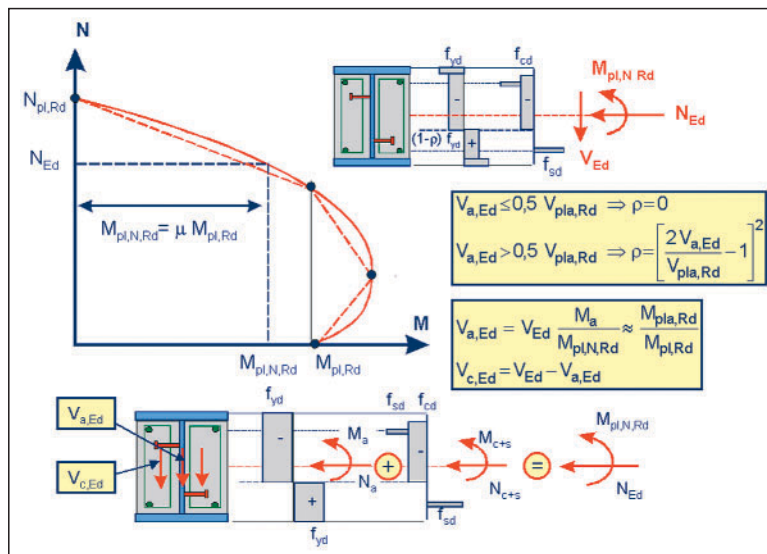


Abb. 7: vollplastische Querschnittsinteraktionskurve und Berücksichtigung von Querkraften

nen Polygonzug angenähert werden darf. Hierzu wird auf weiterführende Literatur verwiesen [12,13,14]. Bei großen Querkraften muss der Einfluss auf die Normalkraft- und Momententragfähigkeit berücksichtigt werden. Hierzu wird die Streckgrenze in den querkraftübertragenden Querschnittsteilen des Stahlquerschnittes entsprechend Abb. 7 abgemindert. Bei teilweise und vollständig einbetonierten Stahlprofilen darf bei geschlossenen Bügeln bzw. bei Bügeln, die an die Stege des Stahlprofils angeschweißt werden, die Querkraft auch teilweise dem Betonquerschnitt zugeordnet werden. Die Zuordnung zu den Einzelquerschnitten erfolgt im Verhältnis der Momententragfähigkeiten des Baustahl- und Betonquerschnitts. Für den Betonquerschnitt ist dann eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit nach DIN1045-1 bzw. Eurocode 2 nachzuweisen. Der Einfluss des Langzeitverhaltens wird durch einen effektiven Elastizitätsmodul nach Abb. 8 berücksichtigt. Der Sekantenmodul des Betons  $E_{cm}$  wird in Abhängigkeit vom Bemessungswert der Normalkraft  $N_{Ed}$  und dem ständigen Anteil der Bemessungsnormalkraft  $N_{G,Ed}$  sowie der Kriechzahl

Effektiver Elastizitätsmodul des Betons:

$$E_c = \frac{E_{cm}}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi(t, t_o)}$$

wirksame Körperdicke:  $d_{eff} = \frac{2A_c}{U}$

$U = 2(b+h)$

$U = 2h + 0,5b$

$\varphi_{t,off} = 0,25 \varphi(t, t_o)$

Abb. 8: Ermittlung des effektiven Elastizitätsmoduls des Betons zur Berechnung der Biegesteifigkeit

des Betons  $\phi(t,t_0)$  abgemindert. Die Kriechzahl ergibt sich in Abhängigkeit von der wirksamen Körperdicke nach DIN 1045-1 bzw. Eurocode 2. Bei Hohlprofilstützen liegen hinsichtlich des Kriechens deutlich günstigere Verhältnisse als bei vollständig oder teilweise einbetonierten Querschnitten vor, da die Austrocknung des Betons durch das Hohlprofil verhindert wird. Die wirksame Körperdicke wird daher zunächst mit den Außenabmessungen des Querschnitts berechnet. Die sich damit ergebende Kriechzahl darf für die Berechnung des effektiven Elastizitätsmoduls  $E_c$  auf 25% abgemindert werden (**Abb. 8**).

Bei planmäßig zentrischer Druckbeanspruchung kann der Tragfähigkeitsnachweis entweder mit Hilfe der Europäischen Knickspannungskurven (**Abb. 9**) oder alternativ als Tragfähigkeitsnachweis nach Theorie II. Ordnung geführt werden. Hinsichtlich der Einstufung der Querschnitte in die europäischen Knickspannungskurven wurde gegenüber den alten Regelwerken eine weitere Spezifizierung vorgenommen, da neuere Versuche und Vergleichsrechnungen gezeigt haben, dass z.B. bei ausbetonierten Hohlprofilen mit größeren Bewehrungsgraden eine Einstufung in die Knickspannungslinie a zu auf der unsicheren Seite liegenden Bemessungsergebnissen führt. Ausbetonierte Hohlprofile mit Einstellprofilen aus I-förmigen Querschnitten sowie teilweise einbetonierte gekreuzte I-Profile werden in die Knickspannungskurve b eingestuft. Die Berechnung der bezogenen Schlankheit erfolgt mit dem charakteristischen Wert  $N_{pl,Rk}$  der plastischen Normalkrafttragfähigkeit und der idealen Verzweigungslast. Zur Berechnung der Verzweigungslast wird eine über die Stützenlänge konstante effektive Biegesteifigkeit  $(EJ)_{eff}$  verwendet. Die Reduzierung der Biegesteifigkeit des Betonquerschnitts mit dem Faktor  $K_e$  erfasst dabei näherungsweise den Einfluss der Rissbildung im Beton.

Alternativ darf der Tragfähigkeitsnachweis bei planmäßig zentrischem Druck auch nach Theorie II. Ordnung geführt werden. Bei Stützen mit planmäßiger Beanspruchung auf Druck und Biegung ist der Tragfähigkeitsnachweis grundsätzlich nach Theorie II. Ordnung zu führen. Die Vorgehensweise entspricht dem in DIN 18800-2 für Stahlstützen enthaltenen Tragfähigkeitsnachweis nach Theorie II. Ordnung nach dem Verfahren „Elastisch-Plastisch“. Der Einfluss von geometrischen und strukturellen Imperfektionen wird durch geometrische Ersatzimperfektionen erfasst. Der maximale Stich der Vorkrümmungen ist in Abhängigkeit von der maßgebenden Knickspannungskurve in **Abb. 10** angegeben. Bei seitlich verschieblichen Rahmentragwerken sind die Vorverdrehungen in Übereinstimmung mit DIN 18800-2 anzunehmen. Für die gleichzeitige Berücksichtigung von Vorverdrehungen und Vorkrümmungen gelten ebenfalls die Regelungen nach DIN 18800-2. Die Schnittgrößen sind nach Elastizitätstheorie II. Ordnung mit der effektiven Biegesteifigkeit  $(EJ)_{eff,II}$  zu ermitteln. Im Vergleich zum Ansatz der effektiven Biegesteifigkeit bei der Berechnung der Schlankheit wird bei der Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit eine weitere Abminderung vorgenommen. Die Biegesteifigkeit des Betons wird zur Erfassung der Rissbildung und der Streuungen des Elastizitätsmoduls des Betons mit dem Faktor  $K_{e,II} = 0,5$  abgemindert. Weitere Einflüsse, die z.B. aus der Teilplastizierung der Querschnitte und aus Abweichungen von der planmäßigen Querschnittsgeometrie resultieren, werden durch den Abminderungsfaktor  $K_o = 0,9$  er-

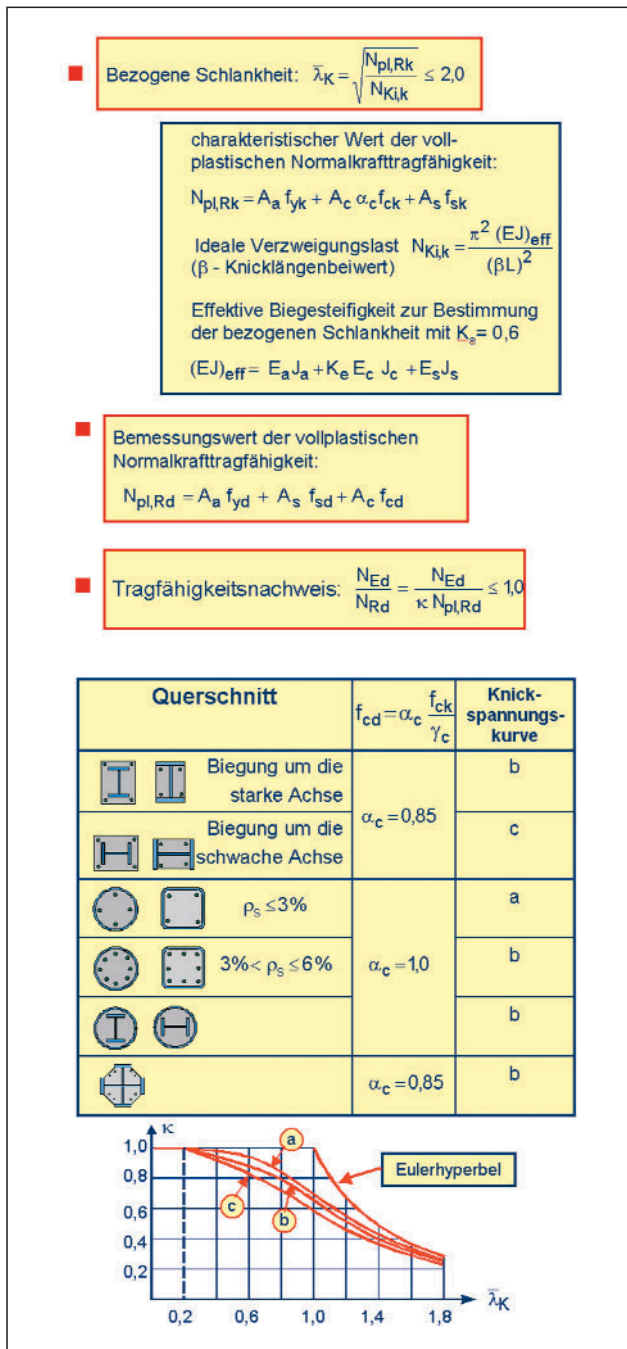
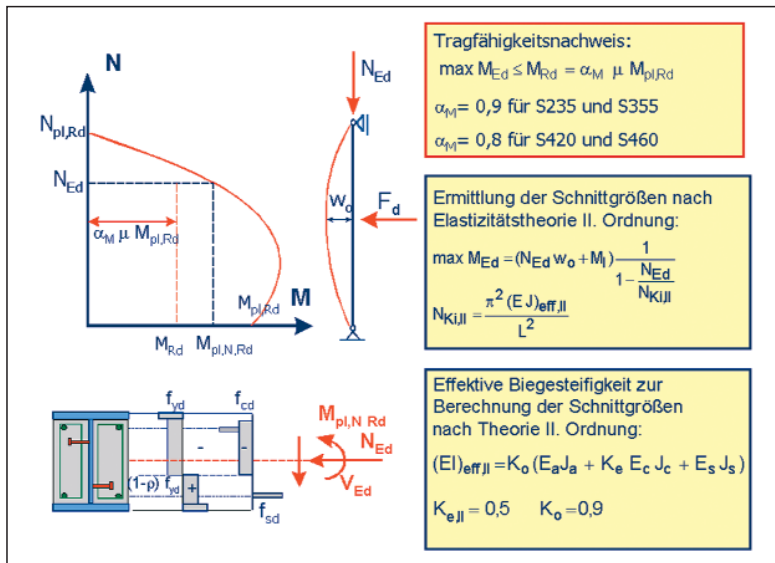


Abb. 9: Tragfähigkeitsnachweis bei planmäßig zentrischem Druck mit Hilfe der europäischen Knickspannungskurven





Querschnitt	Knickspannungskurve	Geometrische Ersatzimperfektion Vorkrümmung ( $w_o$ )
	Biegung um die starke Achse	b
	Biegung um die schwache Achse	c
	$\rho_s \leq 3\%$	a
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	b
		b
		b

Abb. 10: Tragfähigkeitsnachweis nach Theorie II. Ordnung bei planmäßig zentrischem Druck und bei Druck mit Biegung

fasst. Auf eine Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung darf verzichtet werden, wenn die bezogene Schlankheit kleiner als 0,2 ist oder der auf die Bemessungslasten bezogene Verzweigungslastfaktor  $\eta_{Ki}$  größer als 10 ist. Der Tragfähigkeitsnachweis gilt als erbracht, wenn an der maßgebenden Stelle das unter den Bemessungslasten nach Theorie II. Ordnung ermittelte Moment den Bemessungswert der Momententragfähigkeit  $M_{Rd}$  nicht überschreitet.

Der Bemessungswert der Momententragfähigkeit ergibt sich durch Abminderung des aus der vollplastischen Interaktionskurve resultierenden Momentes  $M_{pl,N,Rd} = \mu M_{pl,Rd}$  mit dem Faktor  $\alpha_M$ . Die rechnerische Querschnittstragfähigkeit ist bei Verbundstützen im Regelfall durch Erreichen der Grenzdehnungen im Beton gekennzeichnet, so dass mit der vollplastischen Querschnittstragfähigkeit die Tragfähigkeit überschätzt wird. Der Abminderungsfaktor  $\alpha_M$  berücksichtigt diesen Unterschied und ist bei Stützen mit Baustahlquerschnitten aus S235 und S355 mit  $\alpha_M = 0,9$  anzusetzen. Bei Verwendung der hochfesten Stähle S420 und S460 ist eine weitere Reduzierung erforderlich, da die plastischen Reserven des Baustahlquerschnitts nur noch teilweise ausgenutzt werden können [11]. Für diese Stahlgüten gilt  $\alpha_M = 0,8$ .

Die maximale Momententragfähigkeit ergibt sich bei Verbundstützen, wenn die plastische Nulllinie in Querschnittsmitte liegt. Die zugehörige Normalkrafttragfähigkeit erhält man dann aus dem 0,5-fachen Wert der plastischen Normalkrafttragfähigkeit des Betonquerschnitts. Wenn der Bemessungswert der Normalkraft  $N_{Ed}$  kleiner als  $0,5 N_{pl,c,Rd}$  ist, führt eine Erhöhung der Normalkraft zu einer Vergrößerung der Momententragfähigkeit. Bei Stützen, bei denen Normalkraft und Moment voneinander abhängig

sind (Fall I nach Abb. 11), darf die Erhöhung der Momententragfähigkeit infolge der gleichzeitigen wirkenden Normalkraft ausgenutzt werden. Wenn dagegen die Bemessungsnormalkraft und das Biegemoment aus unabhängigen Einwirkungen resultieren (Fall II nach Abb. 11), ist der Tragfähigkeitsnachweis mit einem oberen Bemessungswert der Normalkraft  $N_{Ed,sup}$  unter Ansatz von  $\gamma_G = 1,35$  und  $\gamma_Q = 1,50$  und einem unteren Bemessungswert der Normalkraft  $N_{Ed,inf}$  zu führen. Bei der Ermittlung des unteren Bemessungswertes sind die Teilsicherheitsbeiwerte für die Ermittlung der Bemessungsnormalkraft auf 80% abzumindern. Vereinfachend kann auf diesen Nachweis verzichtet werden, wenn die Werte  $\mu_d > 1,0$  rechnerisch nicht ausgenutzt werden.

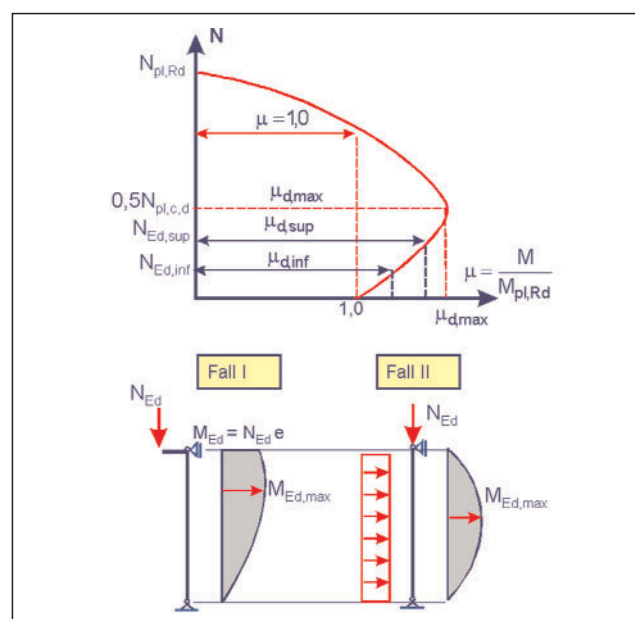


Abb. 11: Berücksichtigung des oberen und unteren Bemessungswertes der Normalkraft bei Normalkräften  $N_{Ed}$  kleiner als  $0,5 N_{pl,c,Rd}$

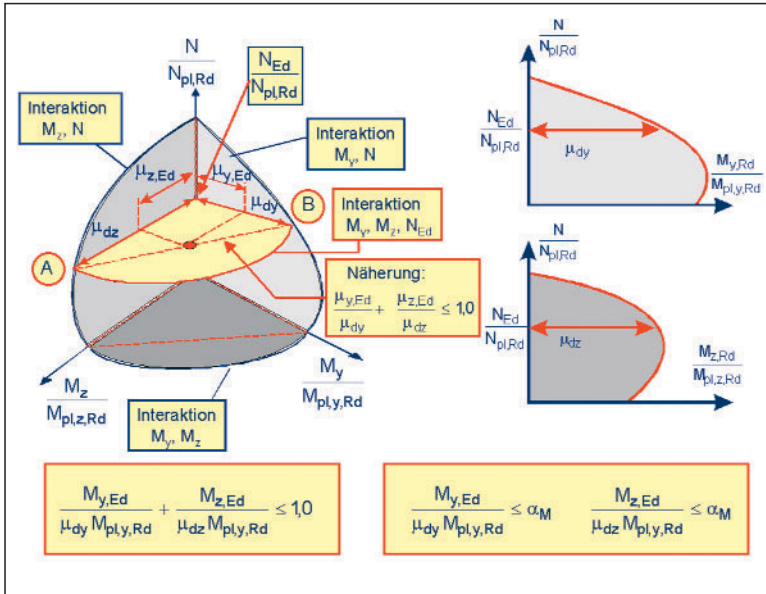


Abb. 12: Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und zweiachsiger Biegung

Bei planmäßig zweiachsiger Biegung wird eine vereinfachte Interaktionskurve nach **Abb. 12** verwendet. Für den maßgebenden Bemessungswert der Normalkraft  $N_{Ed}$  wird die in **Abb. 12** dargestellte lineare Interaktion zwischen den Punkten A und B verwendet. Der Tragfähigkeitsnachweis wird dann zunächst für jede Biegeachse getrennt unter Berücksichtigung der Reduktionsbeiwerte  $\alpha_M$  geführt. Beim Nachweis der Interaktion wird auf den Ansatz des Reduktionsbeiwertes  $\alpha_M$  verzichtet, da der Nachweis wegen der linearen Interaktionsbeziehung die tatsächliche Tragfähigkeit unterschätzt. Bei der Ermittlung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung ist dabei zu beachten, dass die geometrischen Ersatzimperfectionen nur bei der stärker versagensgefährdeten Biegeachse zu berücksichtigen sind.

Die geometrischen Ersatzimperfectionen für die Vorkrümmung wurden in Übereinstimmung mit der Herleitung der geometrischen Ersatzimperfectionen in DIN 18800-2 ermittelt [10,11]. Für den zentrisch auf Druck beanspruchten Stab müssen sich bei

einer Ermittlung der Traglast mit Hilfe der europäischen Knickspannungskurven (siehe **Abb. 9**) und beim Nachweis der Tragfähigkeit nach Theorie II. Ordnung nach **Abb. 10** die gleichen Traglasten ergeben. Aus dieser Bedingung resultiert der in **Abb. 13** dargestellte Zusammenhang für den maximalen Stich  $w_0$  der Vorkrümmung. Wie die in **Abb. 13** dargestellte exemplarische Auswertung für ein ausbetoniertes Hohlprofil zeigt, sind die geometrischen Ersatzimperfectionen von der bezogenen Schlankheit, der Betonfestigkeitsklasse und der Stahlgüte abhängig. In prEN 1994-1-1 [1] und im Weißdruck von DIN 18800-5 werden für den Stich der Vorkrümmung konstante Zahlenwerte angegeben. Im Vergleich zu einer Berechnung mit Hilfe der europäischen Knickspannungskurven ergeben sich dann bei der Berechnung nach Theorie II. Ordnung

geringfügige Abweichungen in der Größenordnung von  $\pm 4\%$  (siehe **Abb. 14**). Bei planmäßigem Druck mit Biegung führt das neue Bemessungsverfahren im Vergleich zu den Regelungen nach DIN 18806 zu einer besseren Ausnutzung des Querschnitts. **Abb. 15** zeigt einen Vergleich der Ergebnisse nach dem Näherungsverfahren und nach dem allgemeinen Bemessungsverfahren.

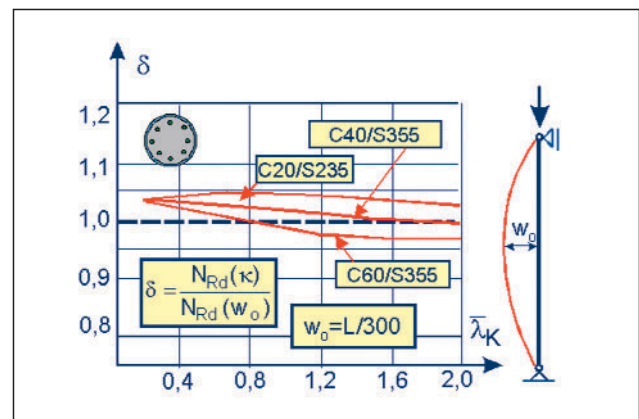


Abb. 14: Traglasten nach den europäischen Knickspannungskurven und bei einer Bemessung nach Theorie II. Ordnung

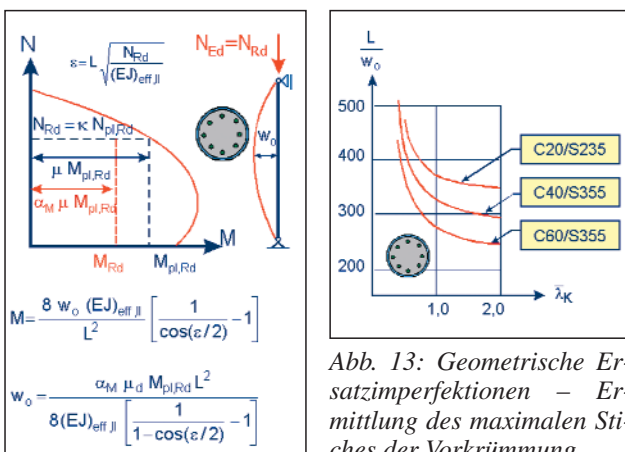


Abb. 13: Geometrische Ersatzimperfectionen – Ermittlung des maximalen Stiches der Vorkrümmung

### 3.3 Verbundstützenquerschnitte mit Vollkernprofilen

Insbesondere bei größeren Geschossbauten und Hochhausprojekten wurden in letzter Zeit Verbundstützen eingesetzt, die aus ausbetonierten Hohlprofilen und zusätzlichen Einstellprofilen bestehen. Als Einstellprofile kommen dabei neben üblichen Walzprofilen bei sehr hohen Normalkräften runde und quadratische Vollkernprofile zur Ausführung (**Abb. 16**).

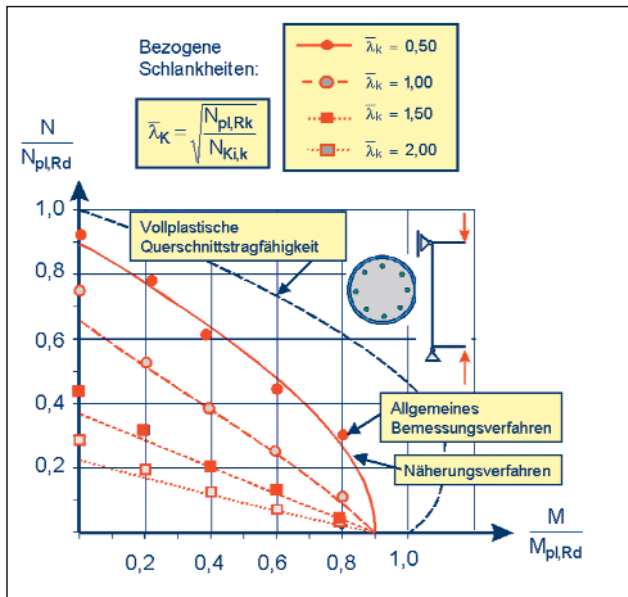


Abb. 15: Vergleich der Tragfähigkeiten bei Druck und Biegung

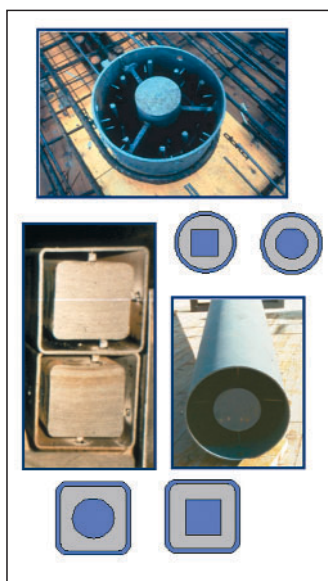


Abb. 16: Verbundstützen mit Vollkernprofilen

Die in **Abb. 16** dargestellten Querschnitte erfüllen zunächst formal die zuvor genannten Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Berechnungsverfahrens. Bei rein formaler Anwendung des vereinfachten Nachweisverfahrens wären die Stützen in die Knickspannungskurve (a) oder (b) einzustufen. Genauere Traglastberechnungen zeigen jedoch, dass bei Verwendung von Einstellprofilen zusätzliche Überlegungen erforderlich sind, weil die Tragfähigkeiten bei Anwendung des vereinfachten Nachweisverfahrens und bei Einstufung in die Knickspannungskurven (a) oder (b) deutlich überschätzt werden können. **Abb. 17** zeigt für ein typisches Profil die Ergebnisse von genauen Traglastberechnungen. Bei Vernachlässigung der Eigenspannungen liefert der Vergleich mit den genauen Traglastberechnungen eine Einstufung in die Knickspannungslinie a. Aus experimentellen Untersuchungen ist bekannt, dass Vollkernprofile mit größeren Durchmessern erhebliche Eigenspannungen aufweisen, die bei Profilen mit Durchmessern von mehr als 300 mm die Streckgrenze erreichen können. Wie **Abb. 15** verdeutlicht, führt dieser Einfluss bei dem in **Abb. 17** dargestellten Profil anstelle von einer Einstu-

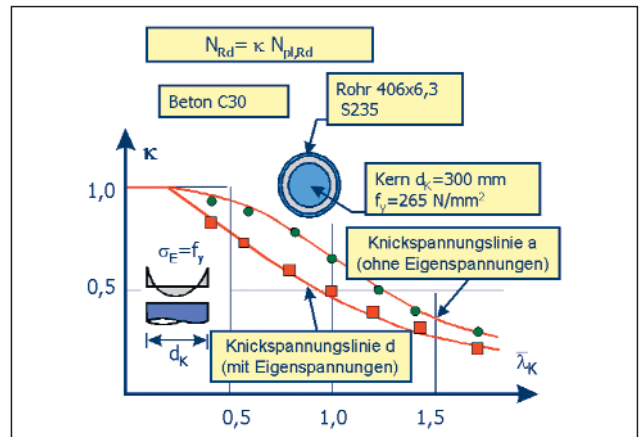


Abb. 17: Vergleich der Tragfähigkeiten bei einer genauen Traglastberechnung und bei Einstufung in die europäischen Knickspannungskurven

fung in die Knickspannungslinie (a) zu einer erheblich ungünstigeren Einstufung in die Knickspannungslinie (d).

Bei Stützen mit Druck und planmäßiger Momentenbeanspruchung können sich bei Anwendung des Näherungsverfahrens noch größere Abweichungen zur unsicheren Seite hin ergeben, weil das Näherungsverfahren auf der vollplastischen Interaktionskurve des Querschnitts basiert und die im Näherungsverfahren vorgenommene Abminderung des vollplastischen Grenzmomentes mit dem Faktor  $\alpha_M$  bei Stützenquerschnitten mit großen plastischen Formbeiwerten auf der unsicheren Seite liegen kann (**Abb. 18**). Genauere Untersuchungen zeigen, dass der Beiwert  $\alpha_M$  bei diesen Profilen sehr stark vom Verhältnis Rohrdurchmesser zu Kerndurchmesser, von der Betonfestigkeitsklasse sowie von den verwendeten Stahlgüten der Rohre und Einstellprofile abhängig ist und derzeit keine allgemeingültige Beziehung zur Bestimmung des Bei-

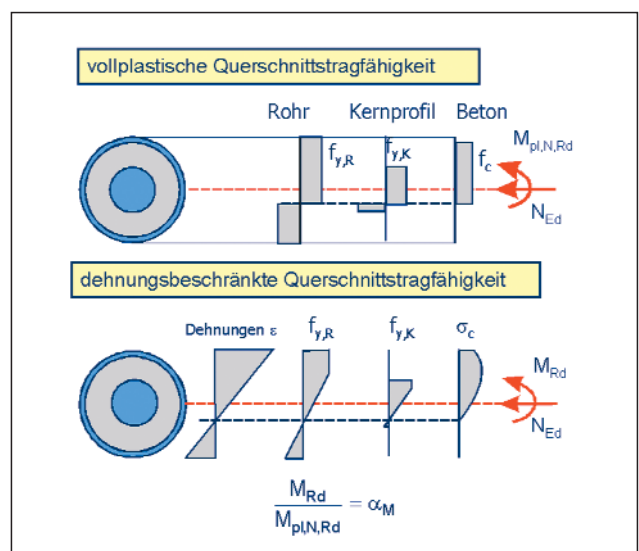


Abb. 18: Einfluss der Dehnungsbeschränkung auf die Querschnittstragfähigkeit



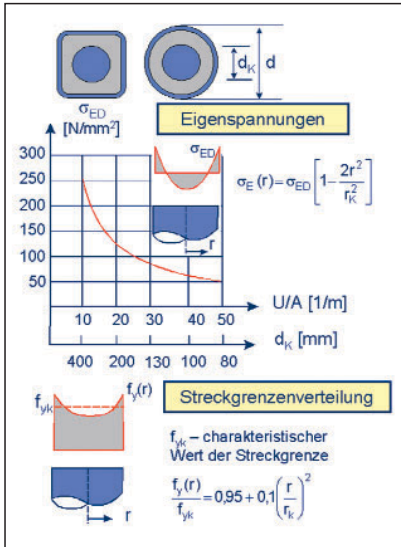


Abb. 19: Berechnungsansätze zur Erfassung der strukturellen Imperfektionen bei Verbundstützen mit Vollkernprofilen

wertes  $\alpha_M$  angegeben werden kann. Ein weiteres Problem ergibt sich bezüglich des Ansatzes des charakteristischen Wertes der Streckgrenze für das Kernprofil. In EN 10025 sind die Streckgrenzen nur bis zu Erzeugnisdicken von 250 mm geregelt. Hinzu kommt, dass bei größeren Profilabmessungen nicht mehr von einer konstanten Streckgrenze ausgegangen werden kann. Bei Verwendung von Kernen mit größeren Abmessungen ist daher für jedes Profil der Nachweis des garantierten Mindestwertes der Streckgrenze mittels eines 3-1B-Zeugnisses erforderlich.

Aus den zuvor genannten Gründen ist eine Bemessung von Stützen mit Vollkernprofilen nach dem Näherungsverfahren nicht zulässig. Anbieter von Stützensystemen mit Vollkernprofilen haben daher den Weg der bauaufsichtlichen Zulassung [17,18] oder der Entwicklung von typengeprüften Traglasttabellen [16] beschritten. In beiden Fällen werden die Traglasten nach dem allgemeinen Bemessungsverfahren ermittelt. Dabei werden die in Abb. 19 dargestellten strukturellen Imperfektionen zugrunde gelegt. Ein typisches Beispiel für ein Traglastdiagramm zeigt Abb. 20.

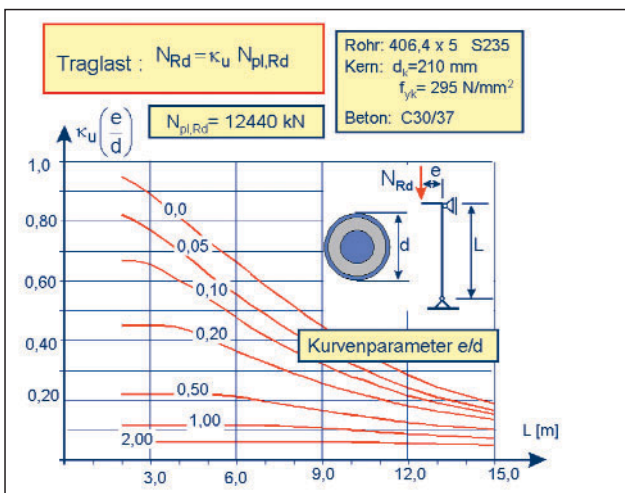


Abb. 20: Beispiel für Traglastkurven von Stützen mit Vollkernprofilen [16]

## 4 Nachweis gegen lokales Beulen

Der Nachweis gegen örtliches Beulen von druckbeanspruchten Stahlteilen entspricht den Regelungen in den alten Normen. Bei vollständig einbetonierten Profilen kann der Nachweis entfallen, wenn die in Abb. 21 angegebenen Bedingungen für die Betondeckung eingehalten werden. Bei teilweise einbetonierten Querschnitten sowie bei ausbetonierten Hohlprofilen müssen die Bedingungen für die b/t bzw. d/t-Verhältnisse nach Abb. 21 beachtet werden.

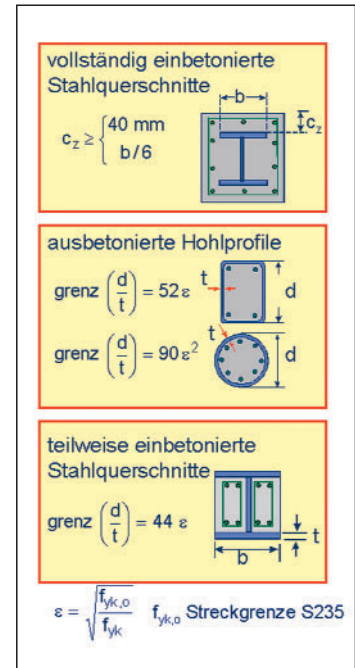


Abb. 21: Nachweis gegen örtliches Beulen

## 5 Lasteinleitung

In den Kräfteinleitungsbereichen von Verbundstützen ist die Aufnahme der Schubkräfte durch Verbundmittel nachzuweisen. In die neuen Regelwerke wurde eine Reihe von Regelungen übernommen, die bereits in DIN 18806 enthalten sind. Hierzu zählen z. B. die Regelungen für die erhöhten Tragfähigkeiten von Kopfbolzendübeln in den Kammern von I-Profilen [19] sowie die Bemessung der Bügelbewehrung bei vollständig einbetonierten Profilen [20]. Bisher unzureichend geregelt war die Bemessung der

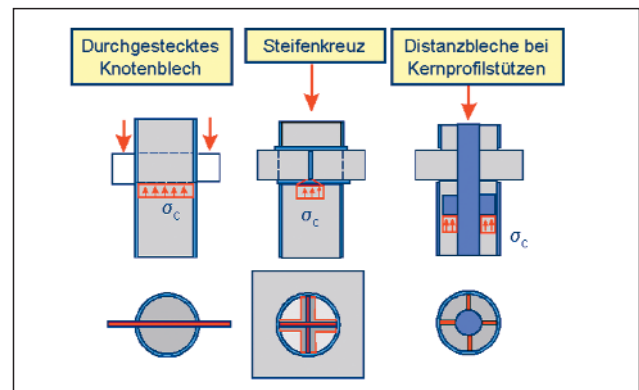


Abb. 22: Typische Lasteinleitungen bei ausbetonierten Hohlprofilen

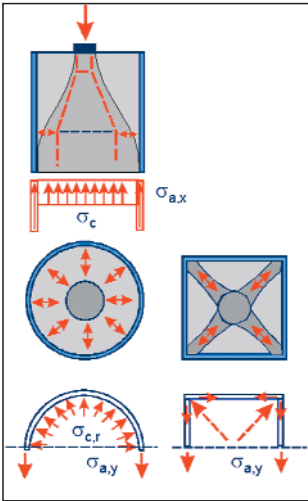


Abb. 23: Einfluss der Umschnürungswirkung in den Kräfteinleitungsbereichen von Hohlprofilen

Lasteinleitungsbereich die erhöhte Tragfähigkeit des Betons bei Teilflächenpressung ausgenutzt wird. Die Einleitung von Kräften aus den anschließenden Decken oder Unterzügen erfolgt oft über durch das Hohlprofil durchgesteckte Knotenbleche unter Ausnutzung der Teilflächenpressung im Kernbeton. Ein weiteres Beispiel für die örtliche Kräfteinleitung ist die Lasteinleitung über Steifenkreuze sowie die Lasteinleitung über Distanzbleche bei Verbundstützen mit Vollkernprofilen.

Die erhöhte Betontragfähigkeit in den Kräfteinleitungsbereichen von Verbundstützen resultiert im wesentlichen aus der Umschnürungswirkung des Hohlprofils. Bei Teilflächenpressung stellen sich die in Abb. 23 dargestellten Tragmodelle ein. Der Beton wird dreiaxial gedrückt. Aus den Querdruckspannungen

Kräfteinleitungsbereiche von ausbetonierten Hohlprofilen. Hierzu wurde in den letzten Jahren eine Reihe von neuen Untersuchungen durchgeführt und neue Bemessungskonzepte entwickelt, die zu einer wirtschaftlicheren Ausführung der Kräfteinleitungsbereiche führen. Auf diese Untersuchungen wird nachfolgend detaillierter eingegangen. **Abb. 22** zeigt typische Beispiele für heute im Hoch- und Industriebau übliche Lasteinleitungsstrukturen, bei denen planmäßig im

gen resultieren zusätzliche Reibungskräfte zwischen Beton und Rohr, die planmäßig zur Lasteinleitung in das Stahlprofil genutzt werden können.

In der Literatur veröffentlichte Versuchsergebnisse sowie die Ergebnisse neuerer Versuche wurden mit den in EN 1990 angegebenen Regelungen für die Auswertung von Versuchen neu ausgewertet [21, 22]. Es ergaben sich die in **Abb. 24** dargestellten Zusammenhänge für die Ermittlung des Bemessungswertes der Tragfähigkeit des Betons bei Teilflächenpressung. Der unterschiedliche Grad der Umschnürungswirkung bei runden und quadratischen Hohlprofilen wird dabei durch den Beiwert  $\eta_{cL}$  erfasst, der sich bei Rohren zu  $\eta_{cL} = 4,9$  und bei quadratischen Hohlprofilen zu  $\eta_{cL} = 3,5$  ergibt. Die Gegenüberstellung mit den Versuchswerten zeigt eine sehr gute Übereinstimmung.

In [22] wurde bei den Versuchen die Lasteinleitung auf verschiedene Art und Weise ausgeführt. Die Versuchsauswertungen zeigen, dass die in **Abb. 24** angegebene Beziehung bei allen Lasteinleitungsstrukturen nach **Abb. 22** eine zuverlässige Vorhersage der Tragfähigkeit liefert. **Abb. 25** zeigt exemplarisch die Last-Verformungskurve eines Versuches mit einem Vollkernprofil und zusätzlichen Distanzblechen. Die Versuche wurden wegeregelt gefahren. Ab etwa 80 % der Traglast kann bei allen Versuchen mit konzentrierter Lasteinleitung bei konstant gehaltenem Weg ein deutlicher Kraftabfall (Kurzzeitrelaxation) beobachtet werden. Dieses Verhalten wurde bei der Auswertung der Versuche berücksichtigt. Kurz vor Erreichen der Maximallast wurde bei den Versuchen der Weg über mehrere Stunden konstant gehalten. Der mittlere Kraftabfall lag in der Größenordnung von 25%. Die Lastverformungskurve nach

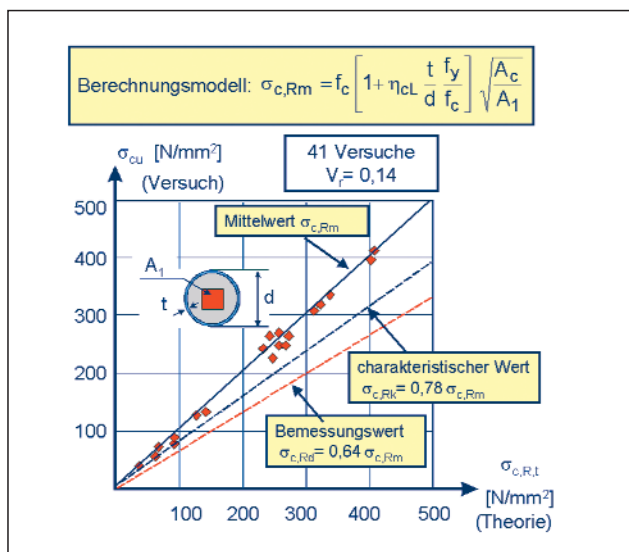


Abb. 24: Berechnungsansatz zur Ermittlung der aufnehmbaren Teilflächenpressung bei ausbetonierten Hohlprofilen

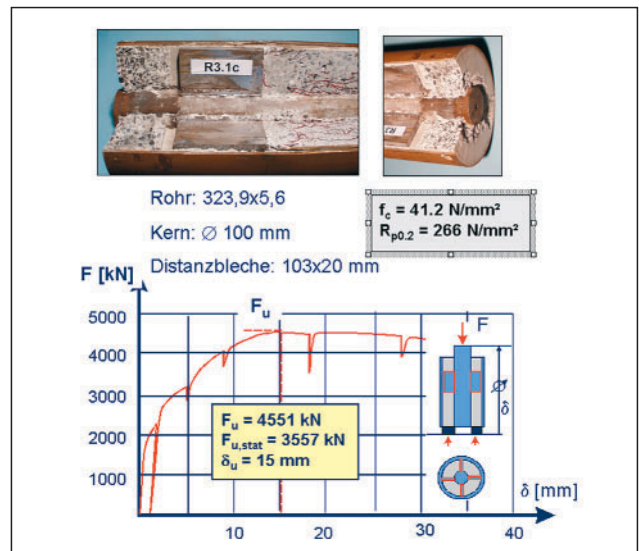


Abb. 25: Last-Verformungskurve bei konzentrierter Lasteinleitung über Distanzbleche bei Stützen mit Vollkernprofilen



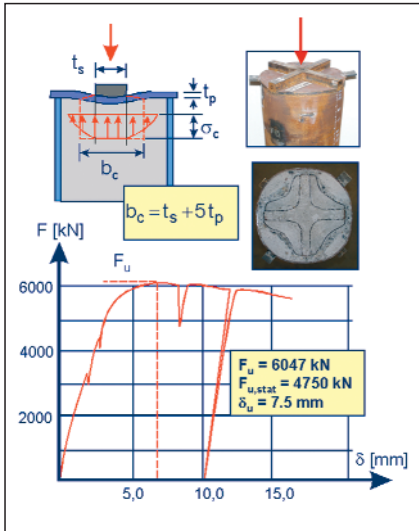


Abb. 26: Lastverteilung bei Steifenkreuzen und Kopfplatten

bzw. wenn das unterschiedliche Verformungsverhalten bei der Bemessung berücksichtigt wird.

Wenn die Lasten über Steifenkreuze und Endkopfplatten eingeleitet werden, wird vielfach die Frage der Lastverteilung durch die Kopfplatten diskutiert. Bei der klassischen Annahme der Lastverteilung unter  $45^\circ$  ergeben sich bei großen Lasten vielfach sehr große rechnerische Kopfplattendicken. Im Rahmen der bereits zuvor erwähnten experimentellen Untersuchungen [22] wurde daher eine Vielzahl von Versuchen durchgeführt, bei denen die Abmessungen der Steifenkreuze und der Kopfplatten ( $t_p = 10$  bis  $t_p = 25$  mm) variiert wurden. **Abb. 26** zeigt die Ergebnisse eines typischen Versuches. Aus der Verformungsmulde des Betons unterhalb des Steifenkreuzes ist deutlich zu erkennen, dass sich unterhalb der Kopfplatte eine Pressungsverteilung einstellt, die unmittelbar unterhalb des Steifenkreuzes konstant ist und in den benachbarten Bereichen etwa parabolisch abfällt. Da das Integral der Spannungen über die gesamte Pressungsfläche die gleiche Kraft liefern muss wie die über die Lastverteilungsfläche mit der Breite  $b_c$  aufintegrierte konstante Maximalspannung  $\sigma_c$ , kann die Lastverteilungsbreite  $b_c$  direkt bestimmt werden. Die Versuchsauswertungen bestätigen die bereits in EDIN 18800-5 angegebene Lastverteilung unter 1:2,5. Bei der Auswertung der Versuche wurde ebenfalls der Einfluss der Kurzzeitrelaxation berücksichtigt. In der Praxis wird vielfach zusätzlich ein Nachweis der Kopfplatte für Biegung gefordert. Die Herleitung der Berechnungsansätze für den Lastausbreitungswinkel verdeutlicht, dass dieser Nachweis nicht erforderlich ist.

Bei ausbetonierten Hohlprofilen wird in der Regel eine zusätzliche Längsbewehrung angeordnet, die bei gedregungenen Stützen in üblichen Geschoss-

**Abb. 25** zeigt ferner, dass sich im Traglastzustand relativ große Verformungen einstellen. Bei der Bemessung der Krafteinleitungsgebiete ist daher eine Kombination mit anderen Verbundmitteln nur zulässig, wenn diese ein ausgeprägt duktileres Verhalten besitzen

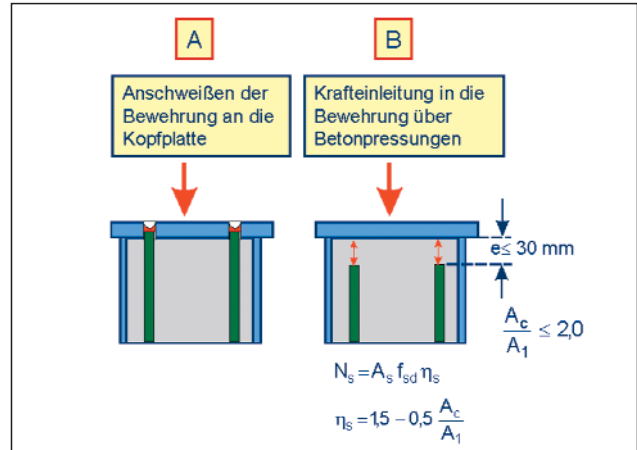


Abb. 27: Krafteinleitung in die Bewehrung

bauten bereits im Krafteinleitungsbereich rechnerisch erforderlich ist. Aus der Forderung eines kraftschlüssigen Anschlusses der Längsbewehrung resultieren konstruktiv sehr aufwendige und vielfach unwirtschaftliche Lasteinleitungsstrukturen. Ein typisches Beispiel aus der Praxis zeigt **Abb. 27** (Variante A). Die Kopfplatten werden mit Bohrungen versehen und die Bewehrungsstäbe mit der Kopfplatte aufwendig verschweißt. Dies erfordert einen erhöhten Herstellungsaufwand sowie hohe Anforderungen an die Maßhaltigkeit der Bewehrungskörbe. Bei einer Ausführung nach **Abb. 27** (Variante B) stellt sich die Frage, ob nicht auf das Anschweißen der Bewehrung verzichtet werden kann und bei einem planmäßigem Spalt zwischen Kopfplatte und Bewehrung eine Lasteinleitung in den Betonstahl nur über Betonpressungen  $\sigma_c$  möglich ist. Infolge der Umschnürungswirkung durch das Rohr ist zu vermuten, dass zwischen Bewehrungsstahl und Kopfplatte sehr hohe örtliche Betonpressungen übertragen werden können. Diese Vermutung wurde durch mehrere Versuche bestätigt. **Abb. 28** zeigt die Ergebnisse eines typischen Versuches. Die Versuche wurden jeweils mit und ohne

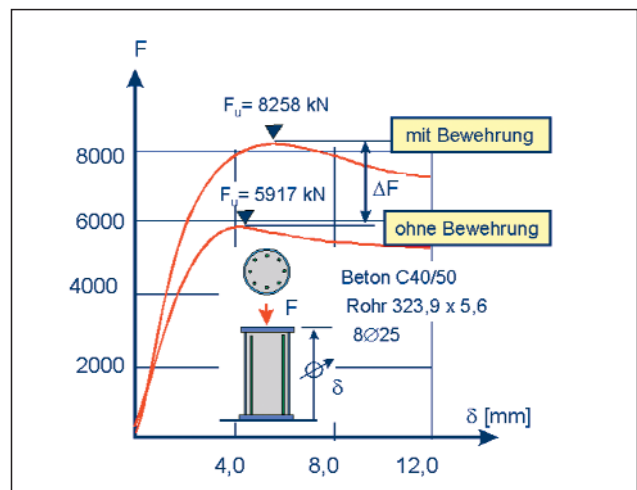


Abb. 28: Versuchsergebnisse zur Krafteinleitung in die Bewehrung

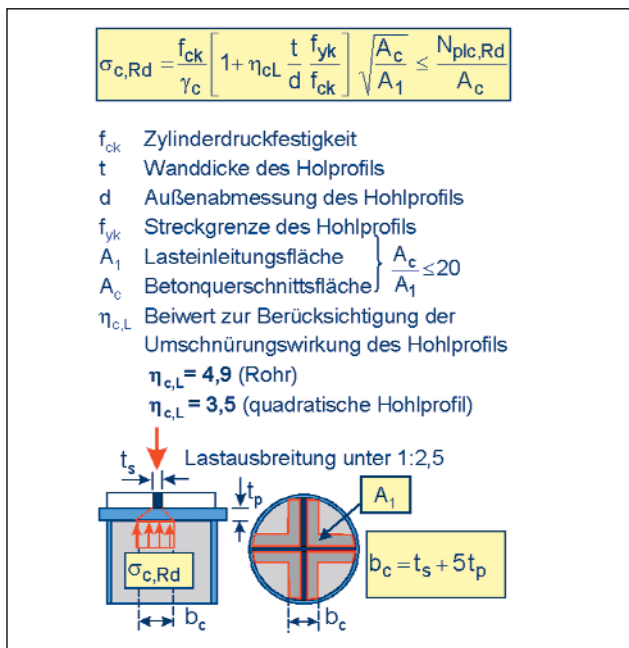


Abb. 29: Bemessungsregeln für die Krafteinleitung bei ausbetonierten Hohlprofilen

Bewehrung durchgeführt. Es ist zu erkennen, dass bei dem Versuch mit nicht unmittelbar angeschlossener Bewehrung die plastische Grenzlast des Versuchskörpers einschließlich der Bewehrung erreicht wird. Die Versuche zeigen jedoch, dass dies nur dann der Fall ist, wenn der Abstand  $e$  zwischen dem Ende der Bewehrung und der Kopfplatte nicht größer als 30 mm ist. Wird die Last nicht über die gesamte Kopfplatte eingeleitet, so ist eine weitere Abminderung mit dem Faktor  $\eta_s$  erforderlich, da die Bewehrungsstäbe außerhalb der rechnerischen Lasteinleitungsfläche  $A_1$  bei dünnen Kopfplatten nicht voll aktiviert werden. Nicht unmittelbar angeschlossene Bewehrung darf nur dann voll angerechnet werden, wenn eine ausreichende Verdichtung des Betons unter den Kopfplatten sichergestellt ist. Dies kann vorausgesetzt werden, wenn das Betonieren der Stützen in Schräglage erfolgt. Bei anderen Betonierverfahren sind gegebenenfalls zusätzliche Maßnahmen erforderlich. Aus den zuvor vorgestellten Untersuchungen wurden für die EN-Fassung des Eurocode 4 sowie für DIN 18800-5 die in **Abb. 29** zusammengestellten Bemessungsregeln hergeleitet.

## 6 Nachweis der Gesamtstabilität im Brandfall

Wenn bei Verbundkonstruktionen eine Feuerwiderstandsdauer im Brandfall gefordert wird, muss die Bemessung und Ausführung sicherstellen, dass das Tragwerk während der maßgebenden Brandbeanspruchung über eine vorgegebene Branddauer seine

Stufe	Beschreibung	Berechnungsaufwand	Fehler
1	<b>Tabellen:</b> Nachweis basierend auf der Tragfähigkeit im Kaltfall, der zulässige Ausnutzungsgrad ergibt sich aus Tabellen in Abhängigkeit vom Querschnittstyp und den Querschnittsabmessungen.	gering	teilweise weit auf der sicheren Seite
2	<b>Vereinfachte Berechnungsverfahren:</b> Die Querschnittsteile oder ihre Festigkeiten sowie die Steifigkeiten werden in Abhängigkeit von ihrer Lage reduziert. (brandreduzierter Querschnitt)	mittel	mittel
3	<b>Allgemeine Berechnungsverfahren:</b> thermische Analyse des Querschnitts und anschließende Spannungsanalyse am Gesamtsystem auf der Grundlage temperaturabhängiger Werkstoffbeziehungen	hoch	gering

Abb. 30: Nachweisverfahren im Brandfall

Querschnitt	Bemessungsverfahren	Regelwerke bzw. Genehmigungsverfahren
	Betonüberdeckung und Mindestquerschnittsabmessungen	DIN 4102 Teil 4 DIN V ENV 1994-1-2
	• Bemessung mit Hilfe von Tabellen • Näherungsverfahren	DIN 4102 Teil 4 DIN V ENV 1994-1-2 + NAD
	Keine Näherungsverfahren in den Regelwerken enthalten. Allgemeines Bemessungsverfahren nach Eurocode 4	Allgemeine Bemessungsverfahren dürfen nur nach Abstimmung mit der Bauaufsichtsbehörde im Rahmen einer Zustimmung im Einzelfall angewendet werden bzw. es ist eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis erforderlich.

Abb. 31: Nachweis- und Genehmigungsverfahren im Brandfall

Tragfähigkeit nicht verliert. Dieses Kriterium wird in prEN 1994-1-2 entsprechend der Feuerwiderstandsdauer unter Normbrandbedingungen durch die Klassen R30, R60, R90, R120 und R180 ausgedrückt. Normbrandbedingungen werden dabei durch den zeitlichen Verlauf der Brandraumtemperaturen entsprechend der Einheitstemperaturzeitkurve definiert. Der Nachweis einer ausreichenden Feuerwiderstandsdauer kann nach prEN 1994-1-2 durch Klassifizierung der Bauteile mit Hilfe von Tabellen (Nachweisverfahren der Stufe 1) oder durch eine vereinfachte brandschutztechnische Bemessung (Nachweisverfahren der Stufe 2) erfolgen. Die Anwendung der Nachweisverfahren der Stufen 1 und 2 ist auf Einzelbauteile mit direkter Brandbeanspruchung über die volle Bauteillänge beschränkt. Ferner wird unterstellt, dass die Brandbeanspruchung den Normbrandbedingungen entspricht, und eine einheitliche Querschnittstemperaturverteilung über die Bauteillänge vorhanden ist. Ein Nachweis mit Hilfe von „exakten Berechnungsverfahren“ zur Simulation des Verhaltens von Gesamttragwerken wird als Nachweisverfahren der Stufe 3 bezeichnet. Diese Methode basiert auf der vollständigen thermischen und mechanischen

Analyse des Tragwerks und kann allgemein für Bauteile und gesamte Tragwerke verwendet werden. Die Nachweisverfahren der Stufe 3 sind nur mit FE-Programmen möglich und derzeit in Deutschland für die allgemeine Anwendung nicht zugelassen, da es bisher keine allgemeinen Anforderungsprofile und Bewehrungsmaßstäbe für derartige Programme gibt und somit keine Vergleichbarkeit der Berechnungsergebnisse sichergestellt ist. Nachweisverfahren der Stufe 3 werden jedoch im Rahmen von bauaufsichtlichen Zulassungen sowie bei Zustimmungen im Einzelfall und bei der Erstellung von „Allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnissen“ eingesetzt. Einen Überblick über die Nachweisverfahren und die baurechtlichen Randbedingungen geben **Abb. 30** und **Abb. 31**.

Für die Bemessungspraxis sind insbesondere die Nachweisverfahren der Stufen 1 und 2 von Bedeutung. Das Tragfähigkeitskriterium im Brandfall ergibt sich aus der Bedingung  $E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$ . Der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit im Brandfall  $R_{fi,d,t}$  ist dabei auf das Niveau des Bemessungswertes der Lastauswirkungen  $E_{fi,d,t}$  abgefallen. Der Bemessungswert  $E_{fi,d,t}$  ergibt sich mit der außergewöhnlichen Kombination unter Berücksichtigung indirekter Brandeinwirkungen. Die Indizes fi (fire) und t (time) deuten darauf hin, dass die Einwirkungen und die Beanspruchbarkeit von der maßgebenden Dauer der Brandbeanspruchung abhängen. Der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen ist dabei mit  $\gamma_{GA} = 1,0$  anzusetzen. Für die Nachweisverfahren der Stufen 1 und 2 kann der Bemessungswert  $E_{fi,d,t}$  näherungsweise aus den Bemessungswerten  $R_d$  bei Normaltemperatur ermittelt werden (**Abb. 32**). Für normale Gebäude in Verbundbauweise darf mit  $\eta_{fi} = 0,6$  und für Konstruktionen der Kategorie D nach DIN V ENV 1994-1-2 mit  $\eta_{fi} = 0,7$  gerechnet werden.

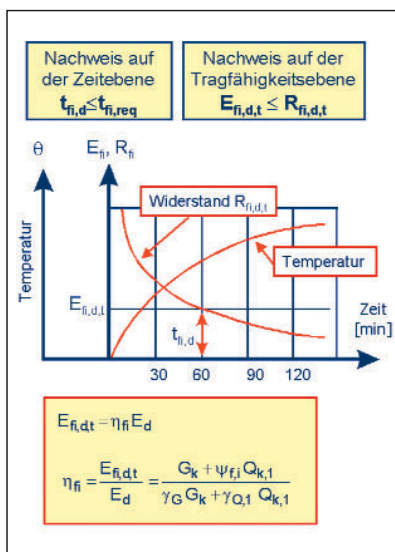


Abb. 32: Vereinfachte Ermittlung der Einwirkungen im Brandfall

Bei den Nachweisverfahren der Stufe 1 erfolgt der Nachweis mit Hilfe von klassifizierten Bemessungswerten in Tabellenform. Der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit  $R_{fi,d,t}$

		Feuerwiderstandsdauer				
		$R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$				
Stahlquerschnitt $b/t$ bzw. $d/t \geq 25$		R30	R60	R90	R120	R180
$\eta_{fi,t} \leq 0,28$	Minimale Abmessungen b oder d [mm]	160	200	220	260	400
	Minimaler Bewehrungsgrad $\rho_s$ in %	0	1,5	3	6	6
	Minimaler Achsabstand der Bewehrung $u_s$	-	30	40	50	60
$\eta_{fi,t} \leq 0,47$	Minimale Abmessungen b oder d [mm]	260	260	400	450	500
	Minimaler Bewehrungsgrad $\rho_s$ in %	0	3,0	6,0	6,0	6,0
	Minimaler Achsabstand der Bewehrung $u_s$	-	30	40	50	60
$\eta_{fi,t} \leq 0,66$	Minimale Abmessungen b oder d [mm]	260	450	550	-	-
	Minimaler Bewehrungsgrad $\rho_s$ in %	3,0	6,0	6,0	-	-
	Minimaler Achsabstand der Bewehrung $u_s$	25	30	40	-	-

Abb. 33: Nachweis von ausbetonierten Hohlprofilen nach prEN 1994-1-1

zum Zeitpunkt t ergibt sich in Abhängigkeit vom Bemessungswert bei Normaltemperatur  $R_d$  zu  $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$ . Dabei ist  $R_d$  für den Kaltzustand nach Abschnitt 3.2 zu ermitteln. In Abhängigkeit vom Ausnutzungsfaktor im Brandfall  $\eta_{fi,t}$  und der geforderten Feuerwiderstandsklasse müssen dann entsprechende Anforderungen an die Abmessungen und die konstruktive Ausbildung der Querschnitte eingehalten werden. **Abb. 33** zeigt exemplarisch die Regelungen für ausbetonierte Hohlprofile. Bei der Anwendung der Tabellen sind weitere Randbedingungen hinsichtlich der Wanddicke t ( $d/t$  bzw.  $b/t \leq 25$ ) und der Anrechenbarkeit der Längsbewehrung bei der Ermittlung der Traglast  $R_d$  im Kaltfall zu berücksichtigen. Bei der Kaltbemessung darf maximal ein Bewehrungsprozentsatz von 3 % in Rechnung gestellt werden.

Die Nachweisverfahren der Stufe 2 basieren auf vereinfachten Annahmen für die Temperaturver-

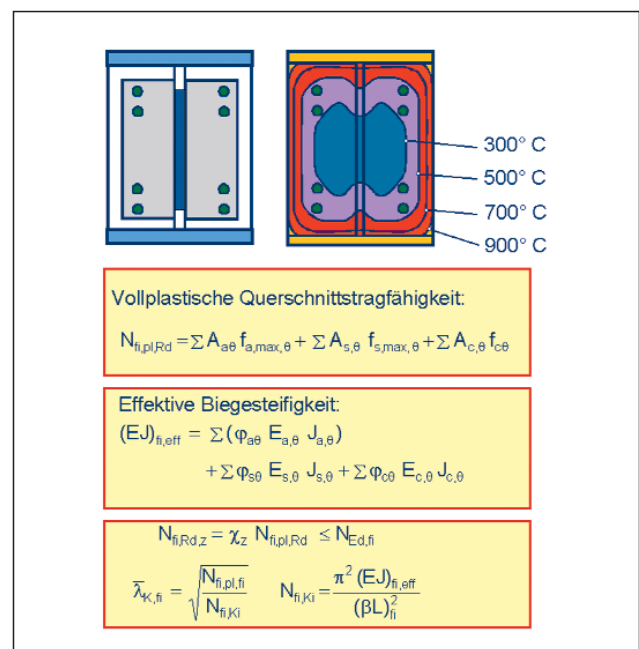


Abb. 34: Tragfähigkeitsnachweis für eine Stütze mit kammerbetoniertem Querschnitt nach Stufe 2



teilung im Querschnitt. Der Temperatureinfluss wird bei der Ermittlung der Beanspruchbarkeit  $R_{fi,d,t}$  durch Reduzierung der Materialfestigkeiten und der nominalen Querschnittsabmessungen erfasst. **Abb. 34** zeigt die prinzipielle Vorgehensweise bei einer Stütze mit einem kammerbetonierten Querschnitt. Die Außenabmessungen des Betonquerschnitts werden in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse und dem Profilmfaktor  $A/V$  reduziert. Für den Restquerschnitt werden die Bemessungswerte der Festigkeiten bei Normaltemperatur in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse und der Lage der Einzelquerschnitte abgemindert. In gleicher Weise wird die effektive Biegesteifigkeit unter Berücksichtigung des Temperatureinflusses auf die Elastizitätsmoduli bestimmt. Der Tragfähigkeitsnachweis erfolgt dann in Übereinstimmung mit den Bemessungsverfahren für den Kaltfall (**Abb. 9** und **Abb. 34**), wobei anstelle der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit und der Verzweigungslast bei Normaltemperatur die entsprechenden Größen für den Nachweis im Brandfall verwendet werden. Bei der Ermittlung der Verzweigungslast darf bei der Ermittlung der Knicklänge die maßgebende Knicklänge im Brandfall verwendet werden (siehe hierzu [27] und [4]). Als weitere Alternative enthalten die Anhänge von prEN 1994-1-2 Traglastdiagramme, mit denen die Tragfähigkeit für vorgegebene Profile im Brandfall direkt abgelesen werden kann (**Abb. 35**).

Bei kritischer Betrachtung der in pr EN1994-1-2 enthaltenen Bemessungsverfahren der Stufe 2 bleibt festzustellen, dass die angegebenen Nachweisverfahren für die Belange der Praxis noch nicht ausreichend sind, da nur die klassischen Verbundstützentypen geregelt werden und teilweise sehr starke Einschränkungen vorgenommen werden. So sind z.B. die kammerbetonierten Profile nur für das Aus-

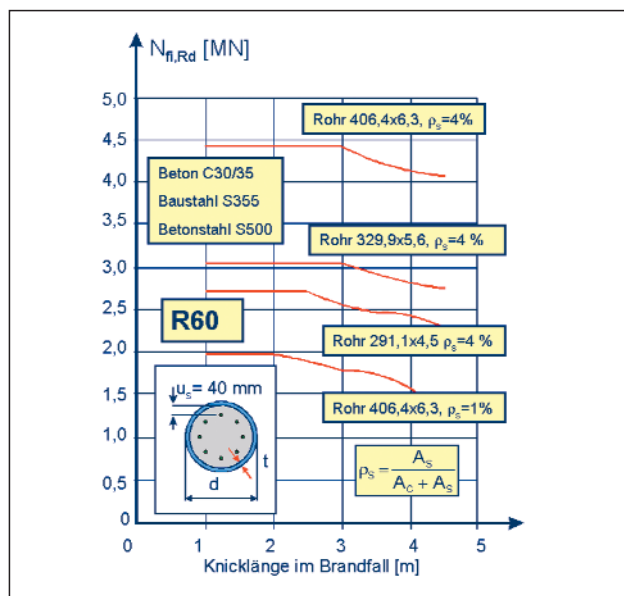


Abb. 35: Bemessungsdiagramm nach prEN 1994-1-2 für ausbetonierte Rohre

weichen um die schwache Achse geregelt. Bei unterschiedlichen Knicklängen für die beiden Querschnittsachsen wird kein Näherungsverfahren angegeben. Für Stützen mit Querlasten werden ebenfalls keine Näherungsverfahren angegeben. In diesen Fällen wird man zweckmäßig auf in der Literatur veröffentlichte Bemessungsverfahren zurückgreifen [23, 24, 25, 26]. Eine Sonderstellung nehmen die Stützenquerschnitte aus Hohlprofilen mit zusätzlichen Einstellprofilen ein. Für diese Stützen liegen bisher keine allgemein abgesicherten Bemessungsverfahren der Stufe 2 vor. Für diese Stützen erfolgt der Tragfähigkeitsnachweis im Brandfall mit Hilfe von allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnissen [27], die entsprechende Traglasttabellen oder Diagramme zur Ermittlung der Tragfähigkeit  $R_{fi,d}$  enthalten.

## 7 Literatur

- [1] prEn 1994-1-1: Eurocode 4- Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for Buildings, 2002
- [2] prEn 1994-1-1: Eurocode 4- Design of composite steel and concrete structures, Part 1-2: General rules – structural fire design, 2002
- [3] DIN V ENV 1994-1-1: Eurocode 4 Bemessung und Konstruktion von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton, Teil 1-1 Allgemeine Regeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, 1994
- [4] DIN V ENV 1994-1-2: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-2: Allgemeine Regeln, Tragwerksbemessung für den Brandfall, 1997
- [5] DIN 18800 : Stahlbauten – Teil 5: Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton , Entwurf Februar 2003
- [6] DIN- Fachbericht 104: Verbundbrücken, Beuth Verlag, Berlin 2003
- [7] Bergmann, R.: Traglastberechnung von Verbundstützen. Techn.-wissenschaftl. Mitteilungen, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Heft 81-2, 1981
- [8] ECCS-CECM-EKS Publication No. 33: Ultimate Limit State Calculation of Sway Frames with Rigid Joints, Brüssel 1984
- [9] DIN 18806: Verbundkonstruktionen, Teil 1: Verbundstützen, März 1984
- [10] Lindner, J., Bergmann, R.: Zur Bemessung von Verbundstützen nach DIN 18800 Teil 5, Stahlbau 67, Heft 7, 1998

- [11] Hanswille, G. Bergmann, R.: Ermittlung geometrischer Ersatzimperfectionen für Verbundstützen mit hochfesten Stählen, Forschungsvorhaben P3-5-17.10-99201, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, Okt. 2001
- [12] Bergmann R (1984): Vereinfachte Berechnung der Querschnittsinteraktionskurven für doppelt-symmetrische Verbundquerschnitte. Festschrift K. Roik, Bochum
- [13] Hanswille, G., Bergmann, R.: Die Neue Verbundbaunorm EDIN 18800-5 mit Kommentar und Beispielen, Stahlbau Kalender 2000, Ernst & Sohn, 2000
- [14] Hanswille G.: Verbundkonstruktionen, Kapitel 3.5, Handbuch für Bauingenieure, Springer Verlag, 2001
- [15] Hanswille, G., Bergmann, R.: Neuere Untersuchungen zur Bemessung und Lasteinleitung von ausbetonierten Hohlprofil-Verbundstützen, Festschrift Tschemmerneegg, Innsbruck, 1999
- [16] Stahl- und Verbundbau GmbH: Typenberechnung für das Stützensystem s+v- Hohlprofil- Verbundstützen mit Einstellprofilen aus Vollkernprofilen, 2002, (unveröffentlicht)
- [17] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.3-42 – Verbundstützen mit Kernprofil System Geilinger-Spannverbund, Gesellschaft für Verbundträger mbH, November 2002
- [18] Hanswille, G., Schmitt, C., Neubauer, T.: Verbundstützen mit Kernprofilen- System Geilinger, Zulassungsantrag beim DIBt, Wuppertal, Nov. 2000 (unveröffentlicht),
- [19] Roik, K., Hanswille, G.: Beitrag zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln, Stahlbau 52, 1983
- [20] Roik, K., Hanswille, G.: Untersuchungen zur Krafteinleitung bei Verbundstützen mit einbetonierten Stahlprofilen, Stahlbau 53, Heft 12, 1984
- [21] Hanswille G., Neubauer, T.: Ein neues Bemessungsmodell zur Ermittlung der übertragbaren Teilflächenpressung bei Verbundstützen mit ausbetonierten Hohlprofilen, Festschrift 60 Jahre Prof. Albrecht, TU München, Aug. 2001
- [22] Hanswille, G., Porsch, M.: Lasteinleitung bei ausbetonierten Hohlprofil-Verbundstützen mit normal- und hochfesten Betonen, Studiengesellschaft Stahlanwendung e.V., Forschungsbericht P 487, 2003
- [23] Muess, H., Richter, E.: Bemessungshilfen für den Brandschutz von Verbundstützen, Beton- und Stahlbeton, Heft 4, 2002
- [24] El-Nesr, O.: Vereinfachtes Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen aus betongefüllten runden Stahl- Hohlprofilen, Bautechnik 71, 1994
- [25] Hosser, D., Dorn, T, El-Nesr, O.: Vereinfachtes Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen. Stahlbau 63
- [26] Klingsch, W, Muess, H, Wittbecker, F.W.: Ein baupraktisches Näherungsverfahren für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen, Bauingenieur 63
- [27] Allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis für tragende Verbundstützen aus betongefüllten Rohr-Profilen der Feuerwiderstandsklassen F30 - F180 gemäß DIN 4102-2-09, Stahl +Verbundbau GmbH Dreieich, 2000

# Lebensdauerermittlung ermüdungsbeanspruchter Stahlbauten

**Eine möglichst präzise Vorhersage der Bauwerks-Lebensdauer ist für die Erhaltung der Bausubstanz nötig**

Es gibt heute vielerlei Gründe – und zwar nicht nur wirtschaftliche –, sich mit der Erhaltung und mit der dazu nötigen Ermittlung der voraussichtlichen Lebensdauer von Verkehrswegen und Bauwerken eingehender zu beschäftigen, als dies bis vor wenigen Jahren noch der Fall war. Am Beispiel des Stahlbaus wird deshalb im folgenden Beitrag zusammenfassend auf die verschiedenen Methoden und die möglichen Resultate derjenigen Untersuchungen eingegangen, die am Institut für Stahlbau der Technischen Universität Braunschweig und anderswo seit Jahren entwickelt, erprobt und der Praxis zur Verfügung gestellt werden.

**Univ. Prof. Dr.-Ing. Udo Peil**



ist Prüflingenieur für Baustatik und Beratender Ingenieur; er studierte Bauingenieurwesen und promovierte 1976 an der TU Braunschweig; 1988: Universitätsprofessor für Stahl- und Leichtmetallbau an der Universität Karlsruhe, 1992: Ordinarius für das Fach Stahlbau und Leiter des Instituts für Stahlbau der Universität Braunschweig,

1996: Mitglied des Deutschen Ausschusses für Stahlbau (DASt), 1996: Mitglied des Senates und des Hauptausschusses der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG), 1996: Mitglied des Sachverständigenausschusses Metallbau des Deutschen Instituts für Bautechnik (Berlin), 1997: Präsident der Windtechnologischen Gesellschaft WTG von Deutschland, Österreich und der Schweiz, 1998: Sprecher des Sonderforschungsbereichs 477 (Bauwerksüberwachung); 2001: Sprecher des Internationalen Graduiertenkollegs „Risk management of natural and industrial hazards on buildings and infrastructure“

## 1 Einführung

Das Bauwesen befindet sich derzeit in einem erheblichen Umstrukturierungsprozess. Mit überdurchschnittlichen jährlichen Zuwachsraten entwickelt sich die Bauerneuerung zum Motor der Bauwirtschaft. Auslöser dafür sind Alterung bestehender Bauwerke, Nutzungsänderungen und die sich wandelnden Ansprüche an den Standard. **Abb. 1** zeigt die Tendenz der Umlagerung der Investitionen von Neubau- auf Erneuerungs- und Erhaltungsinvestitionen. Man erkennt, dass derzeit etwa ein Gleichstand der Investitionskosten für Neubau und für Instandhaltung besteht. In der Zukunft werden die Erneuerungskosten erheblich dominieren.

Überschlägliche Berechnungen weisen einen Bauwerksbestand im Gesamtwert von ca. 25 Billionen Euro aus. Bei einer optimistisch angenommenen mittleren Lebensdauer von 100 Jahren ergäben sich dabei jährliche Re-Investitionskosten von 250 Milliarden Euro, eine Summe mit erheblicher volkswirtschaftlicher Bedeutung. Die öffentliche Hand kann bereits heute die Instandhaltungskosten ihrer Bauwerke nicht mehr aufbringen, wie die rückläufigen Ausgaben für Erhaltungsmaßnahmen an den Bundesfernstraßen beispielhaft ausweisen (**Abb. 2**). Dies führt naturgemäß zu erheblich vergrößerten Belastungen in der Zukunft.

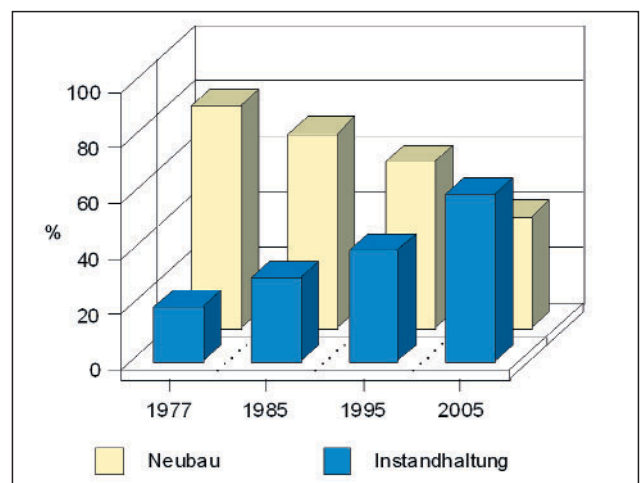


Abb. 1: Entwicklung der Bauinvestitionen

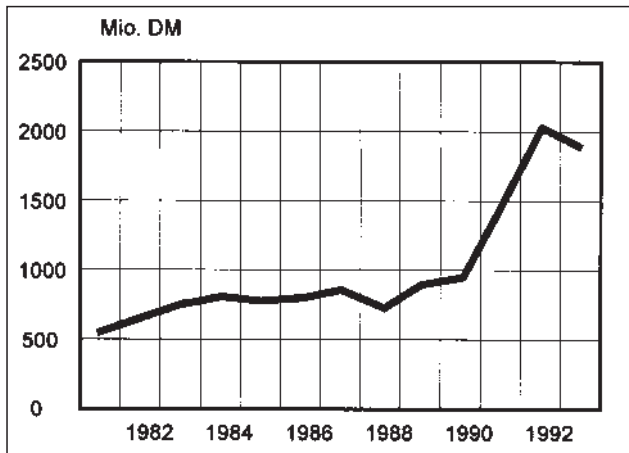


Abb. 2: Instandhaltungskosten bei Bundesfernstrassen [1]

Eine möglichst präzise Vorhersage der Lebensdauer mit Angabe der potentiellen Schwachstellen ist deshalb dringend notwendig, um die vorhandene Bauwerkssubstanz so lange wie möglich nutzen zu können und damit die Kosten zu senken.

Die Notwendigkeit, Haushaltsmittel für den Bereich des Bauwesens langfristig planbar zu machen, erzwingt ebenfalls eine genauere Beschäftigung mit Fragen der Lebensdauer von Bauwerken. So ist die „Entwicklung und Verbesserung von Methoden zur Voraussage des künftig zu erwartenden Haushaltsmittelbedarfs für die Erhaltung des vorhandenen Baubestandes eine äußerst wichtige Maßnahme“, wie dem Zweiten Bericht über Schäden an Bauwerken der Bundesverkehrswege [1] zu entnehmen ist. Hierzu zählen zum Beispiel Entwicklungen von Methoden zur hinreichend genauen Vorhersage der Restnutzungsdauer von Bauwerken. Der Bericht ver-

deutlicht „die große Bedeutung der Erhaltung der Bundesverkehrswege zur Verminderung von Schäden für die Wirtschaft und die Bürger des Landes. Die Vernachlässigung dieser wichtigen Aufgabe kann zu schweren Störungen im Verkehrsablauf, Beeinträchtigung der Wirtschaft, zu Nachteilen für den Wirtschaftsstandort Deutschland und zu erheblichen finanziellen Belastungen des Bundes führen. Diese Aufgabe wird durch die Entwicklung des Verkehrs, des Alters des Anlagenbestandes und der Umweltbelastung künftig immer mehr an Bedeutung gewinnen“. Ähnliche Aussagen gelten nicht nur für die zitierten Bundesverkehrswege, sondern für alle anderen baulichen Anlagen gleichermaßen.

Neben den genannten wirtschaftlichen Gründen, gibt auch die Entwicklung der Bauqualität Anlass, sich mit der voraussichtlichen Lebensdauer von Bauwerken zu beschäftigen. **Abb. 3** zeigt symptomatisch die Entwicklung der Qualität von Bauwerken über die letzten 100 Jahre an einem Beispiel aus Japan [2], das aber auch die Tendenz in anderen Ländern widerspiegelt. Im Bild wird ein Vergleich zwischen Baujahr und Schadensjahr von Brücken vorgenommen. Links im Bild sind die Verhältnisse bei Straßenbrücken, rechts bei Eisenbahnbrücken dargestellt. Die Strahlen beginnen links mit dem Baujahr und enden rechts mit dem Schadensjahr. Man erkennt, dass alte Brücken offenbar wesentlich robuster gebaut wurden als Brücken aus unserer Zeit, bei denen bereits wenige Jahre nach der Erstellung die ersten Schäden auftraten. Insbesondere Bauwerke, die in der Zeit des großen Baubooms in den sechziger Jahren gebaut wurden, sind hier betroffen. Eine präzise Vorhersage der Lebensdauer ist also auch aus Gründen der Sicherheit dringend erforderlich.

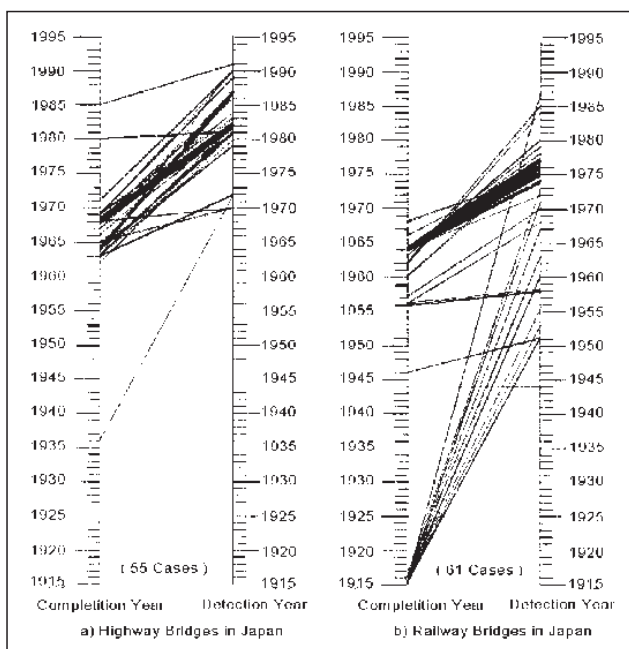


Abb. 3: Vergleich Baujahr – Schadensjahr von Brücken in Japan [2]

## 2 Allgemeine Vorgehensweise bei der Ermittlung der Lebensdauer

Die übliche Vorhersage der Lebensdauer basiert auf drei Modellen:

- einem Einwirkungsmodell,
- einem Systemübertragungsmodell und
- einem Schädigungsmodell.

Alle drei Modelle sind mit mehr oder weniger großen Unsicherheiten behaftet, dabei dient das Ergebnis eines Modells als Eingang für das folgende. Die Modellfehler werden also multipliziert, so dass die Zuverlässigkeit der Prognose im Allgemeinen gering ist. So stellen zum Beispiel bei Brückenbauwer-



ken die Einwirkungen in der Regel stochastische Prozesse dar, die prinzipiell nicht deterministisch beschrieben werden können. Jede deterministische Beschreibung führt daher zu erheblichen systematischen und zufälligen Fehlern. Im Folgeschritt wird dann die Beanspruchung des Bauwerks mit Hilfe eines statischen oder dynamischen Systemübertragungsmodells ermittelt. Hierbei treten bei der Ermittlung der örtlichen Beanspruchung sowohl systematische Fehler (zum Beispiel Modellwahl „auf der sicheren Seite“) als auch zufällige Fehler (Streuung der Geometrie und des Werkstoffes etc.) auf.

Die anschließend verwendeten Schädigungsmodelle weisen die größten Abweichungen von der Wirklichkeit auf [4, 5, 6, 7, 8]. Sie lassen sich prinzipiell in zwei Klassen einteilen:

- a) Wenn der Zeitpunkt eines Anrisses zum Beispiel mit Hilfe von Ermüdungsfestigkeitskurven und gegebenenfalls Schadensakkumulationshypothesen bestimmt werden soll, muss im Allgemeinen der vorliegende Kerbfall mit Kerbfällen aus einem Kerbfallkatalog verglichen werden, zum Beispiel aus dem Eurocode 3-1 [3]. Dies ist in vielen praktischen Fällen nicht unproblematisch. Darüber hinaus werden Reihenfolgeeffekte, die eine große Auswirkung haben, nicht erfasst. Verfahren, die auf Grundlage örtlicher Beanspruchungen basieren, zeigen Probleme hinsichtlich der Einschätzung der Eingangsparameter und gegebenenfalls auftretender plastischer Verformungsanteile [15, 10, 11, 12]. Auch hier treten systematische und zufällige Einflüsse auf, die nur schwer bestimmt werden können.
- b) Wenn ein Anriss vorhanden ist (oder für eine Prognose vorausgesetzt wird) und eine Prognose über den Rissfortschritt gemacht werden soll, wird das Konzept der linearen oder nichtlinearen Bruchmechanik angewendet. Hierbei müssen Größe und Form des Anrisses entweder bekannt sein oder vorgegeben werden, eine erhebliche Fehlerquelle.

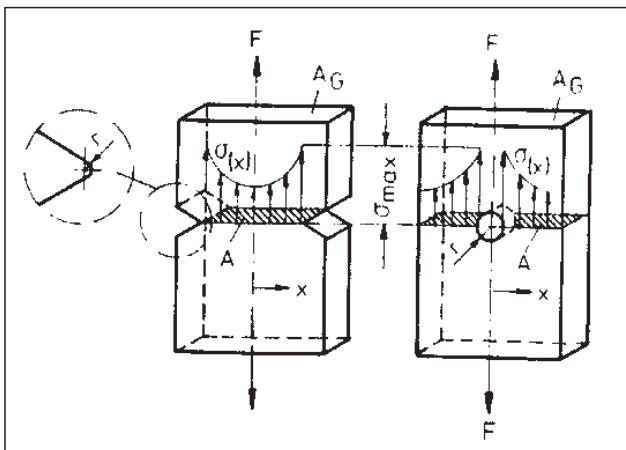


Abb. 4: Spannungsverteilung an gekerbten Zugstäben

Die verschiedenen Vorgehensweisen werden im folgenden mit ihren Vor- und Nachteilen kurz vorgestellt. Im Anschluss daran wird eine monitoringbasierte Vorgehensweise beschrieben, bei der die meisten interessierenden Größen messtechnisch ermittelt werden, so dass die oben angegebenen Probleme der Modellbildung weitestgehend vermieden werden.

## 3 Allgemeine Grundlagen der Ermüdungsfestigkeit

### 3.1 Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit

#### a) Werkstoff

Der Einfluss des Werkstoffes ist (bei den üblichen Baustählen und schärferen Kerben) gering. So werden die Stähle S235 und S355 bezüglich ihres Ermüdungsverhaltens in neuen Normen, wie zum Beispiel dem Eurocode 3 [3], nicht weiter unterschieden. Es ist deshalb nicht sinnvoll, bei ermüdungsbeanspruchten Bauwerken hochfeste Werkstoffe einzusetzen.

Im Maschinenbau werden für spezielle Aufgaben jedoch metallische Werkstoffe mit höherer Ermüdungsfestigkeit verwendet, hierbei muss allerdings die Kerbschärfe durch weiche Übergänge gering gehalten werden.

#### b) Kerbwirkung

Die Größe der Spannungen und deren Verteilung in einem Bauteil hängt nicht allein von der Belastung und den Bauteilquerschnitten ab. Vielmehr führen Einschnitte und Querschnittsübergänge – als Kerben bezeichnet – zu wesentlichen Veränderungen des Spannungszustandes, die man pauschal unter dem Begriff Kerbwirkung zusammenfasst. Kerben bestimmen die gefährdeten (kritischen) Querschnitte eines Bauteils. Sie verursachen starke örtliche Spannungserhöhungen (Spannungsspitzen) und bewirken mehrachsige Spannungszustände. Im diesem Sinne sind alle Querschnittsänderungen und Fügungen (zum Beispiel Schweißverbindungen, Schraubenverbindungen) als Kerben zu betrachten. **Abb. 4** zeigt die Verhältnisse am außen und innen gekerbten Zugstab. Die höchsten Spannungen treten im Kerbgrund auf (Kerbgrundspannungen).

Bei Schweißverbindungen unterscheidet man zwischen äußeren und inneren Einflüssen, die Änderungen im Spannungsverlauf bewirken können. Äußere Einflüsse sind die konstruktive Gestaltung (Stärke der Kraftumlenkung), sowie Oberflächenbeschaffen-



heit von Naht und Bauteil (Schweißspritzer, Ansatzstellen, Einbrandkerben, Nahtübergänge). Innere Einflüsse sind Fehlstellen in der Naht (Einschlüsse), Schwind- und Schrumpfe im Schweißgut und im Grundwerkstoff, Herstellungsmängel, Versprödung etc.

Ein Beispiel für den Einfluss einer Kraftumlenkung infolge einer Verstärkungsrippe zeigt **Abb. 5**. Der Hänger einer Stabbogenbrücke wurde an den Anschlüssen mit vier seitlichen Dreiecksblechen versehen. Durch Windeinfluss begannen die Hänger zu schwingen. Unmittelbar am Anschluss entstanden Ermüdungsrisse.



Abb. 5: Ermüdungsrisse am Hänger einer Bogenbrücke

## c) Mittelspannungen

Die Mittelspannungen haben nur bei nicht sehr kerbscharfen Konstruktionen einen deutlichen Einfluss (geschweißte Konstruktionen gelten grundsätzlich als kerbscharf). Sie wirken günstig, wenn sie als Druckspannungen auftreten, ungünstig als Zugspannungen. Im Eurocode 3 [3] ist eine einfache Regel zur Erfassung des Mittelspannungseinflusses angegeben:

$$\Delta\sigma = \sigma_{Az} + 0,6 \cdot \sigma_{Ad} \quad (1)$$

Hiernach kann die (als ermüdungsbestimmend angesehene) Doppelspannungsamplitude bei den Druckspannungen auf 60 % Prozent reduziert werden.

## d) Eigenspannungen

Eigenspannungen sind im Werkstoff auf mikroskopischer Basis stets vorhanden, sie werden durch behindertes Schrumpfen beim Schweißen, durch Kaltverformungen etc. erzeugt. Die Eigenspannungen addieren sich als konstante Werte zu den veränderlichen Lastspannungen. Sie sind deshalb in ihrer Auswirkung mit den Mittelspannungen zu vergleichen.

Sie wirken – je nach Vorzeichen – günstig oder ungünstig auf das Ermüdungsverhalten. Druckeigenspannungen sind günstig, Zugeigenspannungen dagegen ungünstig zu bewerten.

## e) Größen- und Oberflächeneinfluss

Der Schluss von den Ergebnissen von Kleinproben auf ein Bauwerk ist stets problematisch. Zum einen enthalten die Kleinproben nur geringe Eigenspannungen, im Gegensatz zu realen Konstruktionen, wo durch Verformungsbehinderung erhebliche Eigenspannungen entstehen können.

Darüber treten Maßstabsprobleme auf, wegen der gleichmaßstäblichen Oberflächenrauigkeit des Originalbauteils und der Probe (Walzrauigkeit) bei unterschiedlichem Maßstab von realem Bauwerksdetail und der Probe. Eine größere Rauigkeit der Oberfläche der realen Konstruktion hat grundsätzlich negative Auswirkungen, da örtliche Kerben entstehen. Hierdurch wird auch der erhebliche Einfluss der Korrosion auf die Ermüdungsfestigkeit erklärlich.

## 3.2 Bruchentstehung

Betrachtet man den Ablauf des Ermüdungsvorgangs anhand von Änderungen bzw. Zerstörungen des Korngefüges, lassen sich drei Phasen unterscheiden [4, 5, 6]:

### Brucheinleitung

Die Strukturänderungen (Schäden) im Werkstoff spielen sich ausschließlich im Mikrobereich ab. Es bilden sich Gleitbänder in den Ebenen maximaler Schubbeanspruchung. Wechselgleitungen führen in Form von Gleitstufen zum Aufstau von Versetzungen an der Werkstoffoberfläche, welche zur Ausbildung von Spitzen und Tälern („waschbrettähnliche“ Extrusionen und Intrusionen), führen. Entlang der Gleitbänder entstehen Mikrorisse, deren Länge noch unter der Korngröße des Werkstoffs liegt.

### Bruchausbreitung

Die zyklisch stabile Rissausbreitung setzt ein, wenn die Mikrolängen etwa die Größe eines Kornes erreicht haben. Durch das Wachsen eines Mikrorisses allein, oder durch das Vereinigen von vielen Mikrorissen entsteht ein Makroriss. Die Länge eines Makrorisses, der als technischer Anriss definiert wird, beträgt etwa 1 m. Die Rissausbreitung kann mit Hilfe der technischen Bruchmechanik beschrieben werden (s. a. Abschnitt 5).

## Restbruch

Durch das Wachsen des Anrisses verkleinert sich der Restquerschnitt. Man spricht von stabilem Risswachstum, solange der Riss zwar lastwechselweise weiter wächst, aber die so genannte kritische Risslänge noch nicht erreicht wird. In dieser Phase öffnet sich der Riss unter der Belastung, reißt jedoch nicht unkontrolliert weiter auf. Wird die kritische Risslänge überschritten, setzt das instabile Risswachstum ein. Dies zeichnet sich durch den einsetzenden duktilen Restbruch ab, es versagt der verbleibende Restquerschnitt durch das letzte Schwingspiel.

Die Bruchlastwechselzahl eines Bauteils unter schwingender Beanspruchung setzt sich also zusammen aus der Summe der Lastwechsel, die während der genannten drei Stadien durchlaufen werden. Dabei kann die Phase der Risseinleitung vollkommen entfallen, wenn bereits Werkstofffehler (Lunker, Einschlüsse etc.) vorliegen oder bei der Herstellung (Schweißen, Heißrisse etc.) entstanden sind. Dadurch kann sich die Lebensdauer drastisch verkürzen. Dies ist ein Grund, weshalb wichtige Bauteile vor dem Einsatz geröntgt werden sollten.

Wie bemerkt, breiten sich die Anrisse, ausgehend von Kerben oder kleinsten Fehlstellen, in den Werkstoff aus. Der Bruch der Restfläche tritt plötzlich, d.h. verformungslos ohne Vorankündigung auf (spröder Bruch). Der Beginn der Rissbildung ist häufig frühzeitig zu erkennen, wenn überwacht wird! Eine Dauerbruchfläche ist in **Abb. 6** schematisch dargestellt.

Einen Dauerbruch erkennt man in den meisten Fällen an seiner Bruchfläche, die die drei genannten, deutlich unterscheidbaren Zonen zeigt:

1. Risseinleitungszone: im Bereich lokaler Kerben
2. Rissausbreitungszone: glatte, feine, manchmal blank geschleuerte Zone. Diese Zone ist oftmals von sog. Rastlinien bedeckt, die entstehen, wenn die Schwingbeanspruchung zeitweilig unterbrochen wird oder auch nur absinkt, wobei sich die Anrissflächen glätten können.



Abb. 6: Bruchfläche

3. Restbruchzone: grobe, körnige, teilweise verformte Zone infolge Gewaltbruchs, wenn die verbleibende Restquerschnittsfläche nicht mehr in der Lage ist, die vorhandene Beanspruchung auch nur kurzzeitig zu übernehmen.

## 4 Lebensdauervorhersage mit Hilfe von Ermüdungsfestigkeitskurven

### 4.1 Ermittlung der Ermüdungsfestigkeitskurven

#### 4.1.1 Grundlagen

Die Ermittlung des Anrisszeitpunktes wird hierbei mit Hilfe von Ermüdungsfestigkeitskurven vorgenommen. Die Ermüdungsfestigkeitskurven – gelegentlich auch Wöhlerkurven genannt – werden mit Hilfe von Ermüdungsversuchen an einer großen Zahl möglichst gleicher Versuchskörper mit definierten Kerbdetails (Stumpfnah, Steifenanschluss etc.) ermittelt. Da die Versuchsergebnisse wegen der natürlichen Streuungen im Material und vor allem auch herstellungsbedingt streuen, werden die Ergebnisse statistisch bewertet. Die in den Normen angegebenen Ermüdungsfestigkeitskurven stellen dann Fraktilwerte der Verteilungen, also zum Beispiel 95% Fraktile der Überlebenswahrscheinlichkeit dar.

Die Mittelwertlinie aller Versuche nennt man die Wöhler-Linie (Verbindungsline der 50% Fraktile der einzelnen Spannungshorizonte), zum Unterschied zur  $P_{\bar{u}} = 95\%$  oder  $P_{\bar{u}} = 5\%$  Lebensdauerlinie. Die Spannung, die zum Schnittpunkt mit einer vereinbarten Lastwechselzahl gehört, nennt man Dauerfestigkeit. Nach Eurocode EC3 [3] beträgt die zugehörige Lastwechselzahl  $N = 5 \cdot 10^6$  (Stahlbau-Dauerfestigkeit). Im Maschinenbau gilt bei Eisenwerkstoffen häufig  $N = 10 \cdot 10^6$ . Die absolute Dauerfestigkeit liegt also noch unterhalb dieser Spannungen, allerdings nicht viel, bei Stahl sind es wenige Prozent.

Üblicherweise wird die Wöhlerlinie in drei Bereiche unterteilt:

- Als Kurzzeitfestigkeit wird der Bereich unter  $10^4$  Lastwechseln bezeichnet. Der Bruchvorgang ist hier mehr oder weniger durch plastisches Fließen gekennzeichnet.
- Als Zeitfestigkeit wird der Bereich von  $10^4$  bis  $10^6 - 10^7$  Lastwechseln bezeichnet.
- Als Dauerfestigkeit wird der Spannungswert bezeichnet, der ab  $10^6 - 10^7$  Lastwechseln gerade nicht

mehr zum Bruch führt. Im Stahlbau wird gemäß Eurocode 3-1 [3] die Dauerfestigkeitsspannung als die Spannung definiert, die bei einer Grenzlastspielzahl  $\max N = 5 \times 10^6$  auftritt.

Es ist üblich, die drei Bereiche im doppeltlogarithmischen Maßstab durch Geraden anzunähern, was im allgemeinen hinreichend genau möglich ist (Abb. 7).

Bei der bisherigen Betrachtungsweise wurde ein Bauteil oder eine Werkstoffprobe unter gleichförmiger Schwingbeanspruchung während des gesamten Belastungszeitraumes untersucht. Unter wirklichkeitsnahen Verhältnissen werden solche gleichförmigen Belastungen nur bei speziellen Bauwerken auftreten (Schleusen, kreisförmige Querschnitte unter Kármanscher-Wirbelerregung etc.). Unter der sog. Betriebsfestigkeit versteht man nun die Ermüdungsfestigkeit eines Bauteils unter wirklichkeitsnahen Betriebsbedingungen. Diese sind gekennzeichnet durch:

- eine mehr oder minder regellose Folge von Belastungen unterschiedlicher Größe, Häufigkeit und Reihenfolge (Lastkollektiv);
- selten auftretende Höchstwerte, die weit über der Dauerfestigkeit liegen können.

Zur Bewertung der Beanspruchungs-Zeit-Verläufe müssen diese in Bezug auf die schadensrelevanten Ereignisse klassiert werden. Hierbei wird von der Hypothese ausgegangen, dass die Werkstoffschädigung proportional zur im Werkstoff dissipierten Arbeit ist. Arbeit wird durch die inneren Versetzungen, Gleitungen, Mikrobildungen, Wärmeabgabe etc. vernichtet. Je größer die Dissipation ist, desto größer sind auch die inneren Schädigungen. Die vernichtete Arbeit entspricht bekanntlich der Fläche, die durch die Spannungs-Dehnungs-Hysterese bei zyklischer Beanspruchung aufgespannt wird. Die Fläche innerhalb der Hysterese ist deshalb der Parameter, der zur Beschreibung der Werkstoffschädigung bestimmt

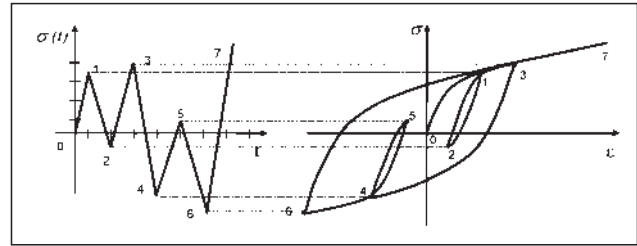


Abb. 8: Spannungs-Zeit-Diagramm und zugehöriges Spannungs-Dehnungsdiagramm

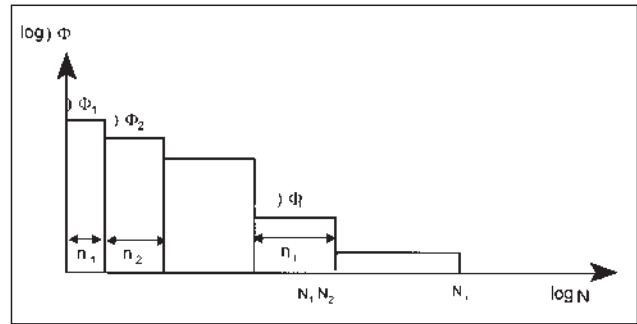


Abb. 9: Beanspruchungskollektiv

werden muss. Die Hysteresenformen hängen ab von der Art der Spannungs-Zeitverlaufs. In Abb. 8 und Abb. 9 werden die Vorgänge verdeutlicht.

Aus dem Spannungs-Zeitverlauf kann auf die Größe der Hysteresen rückgeschlossen werden: große Amplitudenunterschiede bedeuten große Hysteresen, kleine Unterschiede kleine Hysteresen. Die Spannungs-Zeitverläufe werden deshalb mit sog. Klassierverfahren in Bezug auf die enthaltenen Amplitudenunterschiede (= Schädigungereignisse) untersucht. Üblich ist hierfür das sog. Rainflow-Verfahren oder die nach gleichem Prinzip arbeitende Reservoir-Methode. Für übliche Betriebsbelastungen, wie zum Beispiel Krane, Windböenwirkung, Wasserwellen etc. ist eine solche Klassierung bereits durchgeführt.

Die ausgezählten Amplituden gleicher Größe werden in sog. Beanspruchungskollektiven zusammengefasst, bei der die einzelnen Spannungsklassen in absteigender Spannungsgröße hintereinander sortiert werden, vgl. Abb. 9.

## 4.2 Schadensakkumulationshypothesen

Mit Hilfe von Schadensakkumulationshypothesen können die mit konstanten Spannungsamplituden ermittelten Ermüdungsfestigkeitskurven zur Lebensdauervorhersage bei veränderlichen Spannungsamplituden verwendet werden. Die Annahme einer linearen Schädigung führt zur einfachsten Hypothese, der sog. Palmgren-Miner-Regel, meist als Miner-Regel zitiert. Danach nimmt die Schädigung linear mit der Lastspielzahl zu. Bei mehrstufiger Schwingbelas-

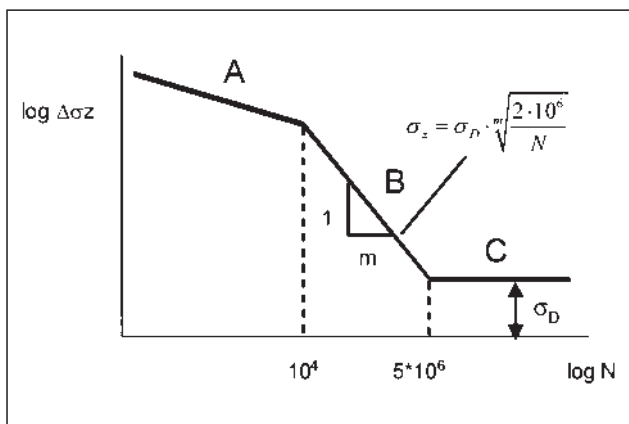


Abb. 7: Schematische Wöhlerlinie im doppeltlogarithmischen Maßstab

stung rufen die Amplituden unterschiedlicher Höhe Teilschädigungen hervor, die linear aufsummiert werden dürfen.

Die Schädigung, die ein Lastspiel hervorruft, beträgt  $1/N_i$ , wobei  $N_i$  die ertragbare Bruchlastspielzahl bei der Spannungsdoppelamplitude  $\Delta\sigma_i$  im Einstufenversuch bedeutet. Die Teilschädigung auf einem bestimmten Spannungsniveau ist somit  $n_i/N_i$  mit  $n_i$  als tatsächlich vorhandener Anzahl der Schwingspiele auf diesem Spannungsniveau. Definitionsgemäß tritt Versagen ein, wenn die Schadenssumme aus den verschiedenen Spannungshorizonten den Wert 1 erreicht. Graphisch ist dies in **Abb. 10** dargestellt.

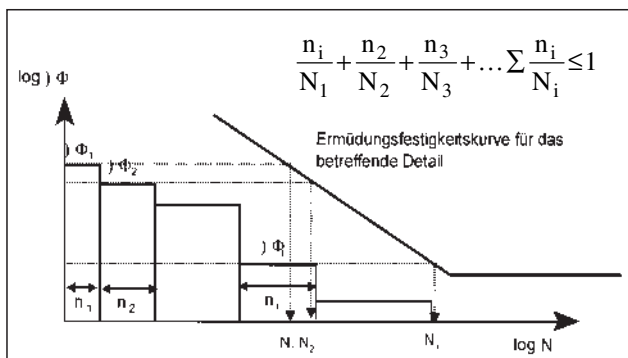


Abb. 10: Miner-Regel

Die Miner-Regel führt zum Teil zu erheblichen Fehleinschätzungen der Lebensdauer. Dies ist vor allem darin begründet, dass bei der Ermittlung des Spannungskollektivs zeitliche Einflüsse (Reihenfolgeeffekte) und Eigenspannungen nicht erfasst werden. Gerade die Reihenfolgeeffekte spielen aber eine wichtige Rolle. So führt zum Beispiel eine vorausgehende große Spannungsdoppelamplitude zu einer gewissen örtlichen Vorschädigung, so dass folgende kleinere Amplituden zum Beispiel einen Mikroriss mit hoher Kerbwirkung vorfinden, der nun auch bei der geringeren Spannungsdoppelamplitude eine schädigende Wirkung hat. Bei umgekehrter Reihenfolge würde die kleine Spannungsdoppelamplitude auf den jungfräulichen Werkstoff treffen und keine Schädigung hervorrufen.

Die lineare Schädigungshypothese von Palmgren-Miner geht in ihrer ursprünglichen Form davon aus, dass Spannungen, die unterhalb der Dauerfestigkeit liegen, keine Schädigung bewirken. Diese Annahme hält jedoch einer Nachprüfung nicht stand: Spannungen, die oberhalb der Dauerfestigkeit eine Schädigung bewirken, führen wegen der hierdurch hervorgerufenen mikromechanischen Schädigungen des Werkstoffs zu einer Absenkung der Dauerfestigkeitsgrenze. Die Schädigungsrechnung liegt auf sicherer Seite, wenn die Wöhler-Linie linear bis auf die Nullgrenze herunter verlängert wird. Ein solcher An-

satz ist bei Vorhandensein hoher Eigenspannungen oder korrosiver Umgebung zu rechtfertigen. Im Normalfall liegt dieser Ansatz jedoch weit auf sicherer Seite. Wenn der Dauerfestigkeitsabfall als Funktion der vorhandenen Schädigung bekannt ist, lässt sich das Schädigungsverhalten durch eine inkrementelle Rechnung erfassen:

- Ermitteln der Startschädigung infolge der ersten Lastwechsel, zum Beispiel innerhalb des ersten Jahres
- Ermittlung des zugehörigen Dauerfestigkeitsabfalls nach Gleichung 3.
- Erneute Schädigungsrechnung; wegen der abgesenkten Dauerfestigkeit werden jetzt gegebenenfalls auch Spannungen berücksichtigt, die zunächst unterhalb der Dauerfestigkeit lagen.

Für den Abfall der Dauerfestigkeit in Abhängigkeit der Schädigung wird häufig mit einem Ansatz nach Haibach gearbeitet. Er lautet:

$$\sigma_{D,\text{aktuell}} = \sigma_D \cdot (1 - S)^q \quad (3)$$

mit: $\sigma_{D,\text{aktuell}}$	aktuelle Dauerfestigkeit
$\sigma_D$	ursprüngliche Dauerfestigkeit
S	aktuelle Schadenssumme
q	Parameter zur Bestimmung des Dauerfestigkeitsabfalls (z.B. $q = k/2$ )

Es muss nicht jede einzelne Hysterese nach Gleichung 3 behandelt werden. Man kann auch näherungsweise mit größeren Zeitabschnitten arbeiten, zum Beispiel wird die Schädigung für ein Jahr bestimmt, für das nächste Jahr wird dann die abgesenkte Dauerfestigkeit verwendet usw. Dies setzt voraus, dass die Kollektive über das Jahr gesehen etwa gleich sind (was bei den meisten Konstruktionen zutreffen dürfte).

Eine Vereinfachung besteht darin, die Wöhler-Linie oberhalb der Dauerfestigkeits-Lastwechselzahl  $N_D$  mit geringerer Neigung fortzusetzen. Einem Vorschlag von Haibach folgend ist der Neigungskoeffizient der abgeknickten Geraden zu  $k' = 2 \cdot k - 1$  anzusetzen (**Abb. 11**). Dies ist die Grundlage zum Beispiel für die Regelungen des Eurocodes EC3 [3].

Bei konstanten Spannungsschwingbreiten vereinfacht sich die Vorgehensweise, man kann mit einem Wöhler-Diagramm arbeiten, das am Dauerfestigkeitspunkt horizontal abknickt. Wenn die (konstanten) Spannungswerte alle unterhalb der Dauerfestigkeit liegen, ist der Nachweis automatisch erfüllt. Wenn sie oberhalb liegen, senkt sich zwar die Dauerfestigkeit ab, wegen der konstanten Spannungsschwingbreiten wird jedoch kein weiterer Span-



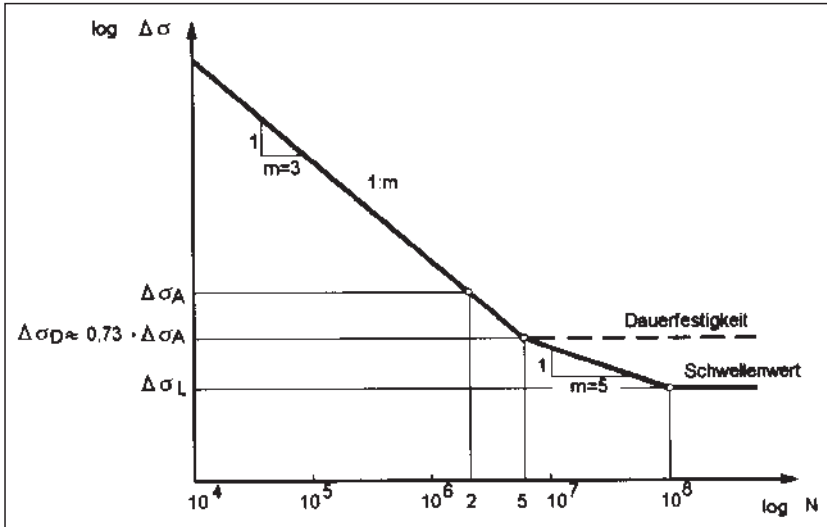


Abb. 11: Ermüdungsfestigkeitskurven nach EC1 [3]

nungshorizont hiervon betroffen. Dies ist der Grund für die vereinfachten Regeln in der DIN 4133 (Stählerne Schornsteine) und der DIN 19704 (Stahlwasserbau).

### 4.3 Nennspannungskonzept

Nennspannungen sind die Spannungen, die nach der technischen Festigkeitslehre ermittelt werden, also zum Beispiel:

$$\sigma = \frac{F}{A}, \sigma = \frac{M}{W} \quad (4)$$

Zusätzliche Spannungsspitzen infolge von Kerben (Löcher, Schweißnähte etc.) werden hierbei nicht erfasst. Beim üblichen Tragsicherheitsnachweis geht man bekanntlich davon aus, dass die örtlichen Spannungsspitzen „wegplastizieren“, genauer gesagt,

dass sich die Spannungen nach Erreichen der Fließgrenze umlagern.

Die Auswirkung der Kerben infolge der Gestalt des Bauteils auf den Spannungszustand und damit auf die Ermüdung sind jedoch beträchtlich (vgl. Abb 4). Sie werden beim Nennspannungskonzept automatisch durch die Geometrie des Versuchskörpers erfasst, der die lokale Kerbe enthält, die lokalen Spannungsspitzen stellen sich dann im Versuch richtig ein. Wegen der Abhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit von der Gestalt des untersuchten Bauteils spricht man auch von der Gestaltfestigkeit. Die Ergebnisse der Ermüdungsversuche gelten also nur für das untersuchte Detail. Diese

werden in Kerbfallkatalogen gesammelt (vgl. z.B. EC3, Abb. 12).

Eine wesentliche Schwierigkeit besteht darin, dass reale Konstruktionen oft nicht genau mit den Kerbfällen des Katalogs vergleichbar sind. Hier muss dann eine (ingenieurmäßige) Abschätzung nach der sicheren Seite hin vorgenommen werden. Wenn dies nicht möglich ist, weil die vorliegende Konstruktion nicht mit dem Kerbfallkatalog behandelbar ist, kann das Konzept der lokalen Bezugsspannungen (Abs. 4.4) oder das örtliche Konzept (Abs. 5) verwendet werden.

### 4.4 Lokale Bezugsspannungen

Die Grundidee des Strukturspannungskonzepts ist, dass die Spannungsspitzen, die aus der Gestalt des Bauteils herrühren, vorab theoretisch ermittelt

Kerbgruppe	Konstruktionsdetail		Beschreibung	Anforderung
<b>80</b>	$f \leq 50 \text{ mm}$		<b>Längsnähte</b> ① Die Kerbgruppe hängt von der Länge f der Naht ab.	② Am Knotenblech sollte vor dem Schweißen ein gleichmäßiger Übergang mit dem Radius r durch maschinelle Bearbeitung oder Brennschneiden und nach dem Schweißen durch Schleifen der Schweißzone parallel zur Pfeilrichtung hergestellt werden.
<b>71</b>	$50 < f \leq 100 \text{ mm}$			
<b>50°</b>	$f > 100 \text{ mm}$			
<b>90</b>	$1/3 \leq f/w$ $f > 150 \text{ mm}$		② Knotenblech, an den Rand eines Bleches oder Trägerflansches geschweißt.	
<b>71</b>	$1/6 \leq f/w \leq 1/3$			
<b>45°</b>	$f/w \leq 1/6$			

Abb. 12: Auszug aus dem Kerbfallkatalog nach EC3, Tabelle 9.8.4

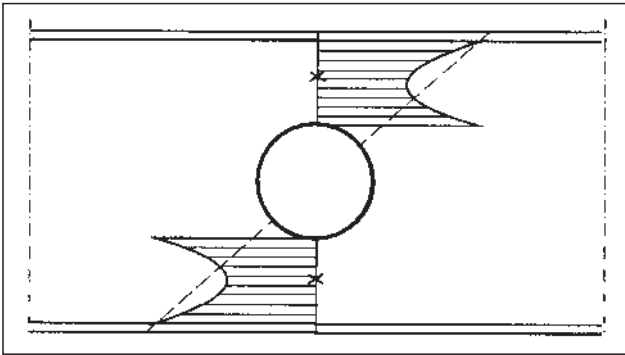


Abb. 13: Lokale Bezugsspannungen an einem geschweißten I-Profil mit Stegaussparung

werden. Hierzu werden zum Beispiel die Finite-Element-Methode, fertige Formeln (Neuber) oder Experimente (Dehnungsmessstreifen) verwendet. Wenn die örtlichen Spannungen bekannt sind, braucht bei der Ermüdungsuntersuchung auch nur noch der Kerbfall zugrundegelegt werden, der bei der o.a. Ermittlung der Spannungssitzen noch nicht erfasst wurde. Dies können zum Beispiel Spannungsspitzen aus einer Schweißnaht unmittelbar vor der Spannungsspitze

ze sein, die nicht im Finite-Element-Modell erfasst wurde. Die hohe Spannungsspitze wirkt also jetzt örtlich auf die Schweißnaht, und werden durch die Wöhlerversuche für die entsprechende Schweißnaht automatisch mit erfasst (Abb. 13).

Häufig wird für die lokale Bezugsspannung auch der Begriff Hot-Spot-Spannung verwendet. Dieser Begriff entstammt der Offshore-Technik. Er beschreibt die extrapolierte Spannung aus einem Rohr auf die Schweißnaht (Abb. 14). Da auch hierbei der unmittelbare Rohrschweißnahtanschluss durch Wöhlerversuche getestet wurde, ist die Vorgehensweise sinnvoll, wenn die Rohrspannungen mit Hilfe einer Schalentheorie ermittelt werden und die unmittelbaren örtlichen, dreidimensionalen Spannungsverläufe durch den Versuch an der Schweißnaht abgedeckt werden.

## 5 Lebensdauervorhersage mit Hilfe des örtliches Konzepts

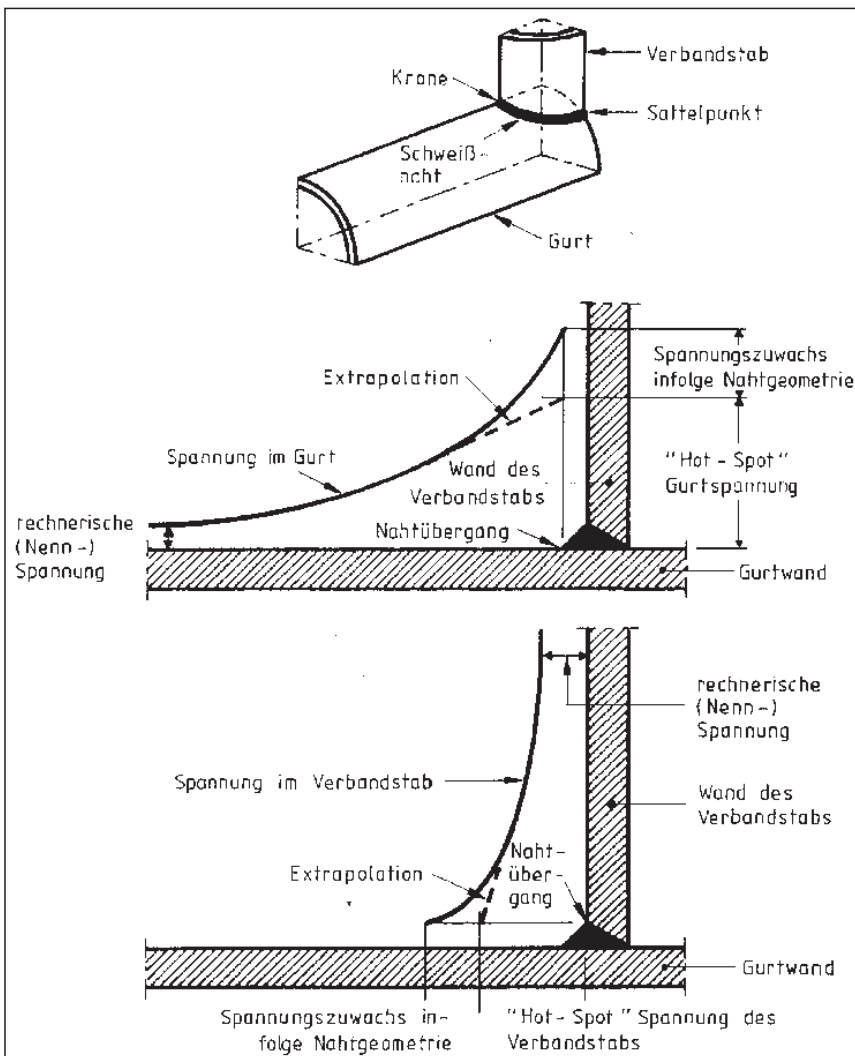


Abb. 14: Strukturspannungen [4, 5]

Das örtliche Konzept zeichnet sich dadurch aus, dass zur Schädigungsberechnung keine bauteilspezifischen Wöhlerlinien erforderlich sind, wodurch die Anwendbarkeit des Konzepts auf beliebige Strukturen und Kerbdetails möglich ist. Dem Konzept liegt die Annahme zugrunde, dass das hochbeanspruchte Element im Kerbgrund das gleiche Ermüdungsverhalten zeigt, wie eine glatte Probe unter gleicher Beanspruchung (Abb. 15). Hierzu werden die örtlichen Spannungen und Dehnungen in der Kerbe auf der Grundlage elastisch-plastischen Werkstoff- bzw. Bauteilverhaltens ermittelt und den örtlich ertragbaren Spannungen und Dehnungen des Werkstoffs gegenübergestellt [4, 5, 11, 12]. Das örtliche Konzept wird vorwiegend im Behälterbau und in der Anlagentechnik eingesetzt.

Zur Beschreibung der Werkstoffschädigung infolge Ermüdung wird wieder von der Hypothese ausgegangen, dass die Werkstoffschädigung proportional zur im Werkstoff dissipierten Arbeit, d.h. zur Größe der Hysteresen ist. Die erste Aufgabe besteht deshalb darin, die örtlichen Beanspruchungen,

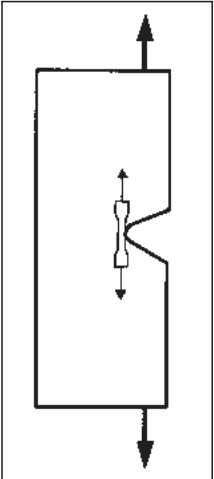


Abb. 15: Modellvorstellung des örtlichen Konzeptes

d.h. die Hysteresen im Kerbgrund zu ermitteln, und dies unter Berücksichtigung des tatsächlichen Werkstoffverhaltens, d.h. einschließlich aller nichtlinearen plastischen und visko-plastischen Effekte. Dies könnte zum Beispiel mit Hilfe einer Finite-Element-Berechnung mit genauen Werkstoffmodellen, welche die o.a. Effekte beschreiben können, durchgeführt werden, der Aufwand wäre allerdings riesig, vereinfachte Lösungen sind deshalb gefragt.

Die Hysteresen in Abhängigkeit von der Spannungs- oder Dehnungsamplitude werden dazu mit Hilfe der sog. Zyklischen Spannungsdehnungskurve (ZSD-Kurve) beschrieben. Diese sind für die im Bauwesen üblichen Stähle an glatten, polierten Proben dehn geregelt unter einstufigen Wechselbeanspruchung ( $\kappa = -1$ ) bestimmt worden. Die ZSD-Kurve beschreibt nicht etwa das vollständige elastisch-plastische Werkstoffverhalten bei zyklischer Beanspruchung, also die Hysteresen, sondern ist die Verbindungskurve der Umkehrpunkte der Hysteresen bei unterschiedlichen Laststufen (Abb. 16). Bei Kenntnis der ZSD-Kurve lassen sich also bei Vorgabe einer zyklischen Dehnungsamplitude die zugehörigen maximalen Spannungen (an den Umkehrpunkten) ermitteln und damit die Hysteresen in ihrer Größe beschreiben.

Es sei erwähnt, dass sich die tatsächliche Hysteresenform aus der Zyklischen Spannungsdehnungskurve ergibt: ein Ast der Hysterese entspricht der verdoppelten Zyklischen Spannungsdehnungskurve, wenn diese im jeweiligen Umkehrpunkt vorzeichenrichtig angesetzt wird (Masing-Hypothese). Dies ist aber für unsere weiteren Betrachtungen ohne Belang.

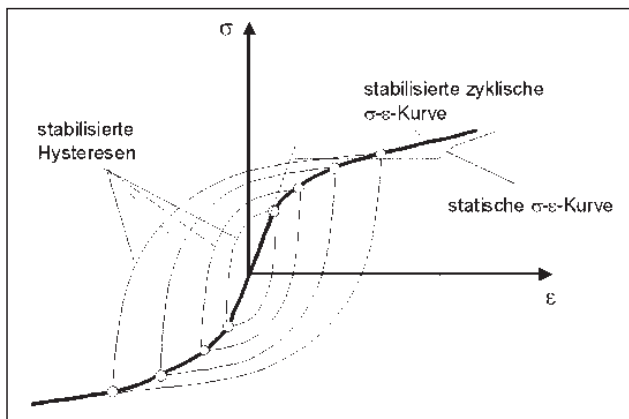


Abb. 16: Zyklische Spannungs-Dehnungs-Kurve

Zur Ermittlung der hysteretischen elasto-plastischen Kerbgrundbeanspruchungen können zum Beispiel Finite-Elemente Berechnungen durchgeführt werden. Wenn dabei als Werkstoffgesetz die ZSD-Kurve implementiert ist, werden damit auch die Umkehrpunkte der Hysteresen (und damit der wesentliche Parameter zur Bestimmung der Hysteresengröße) richtig ermittelt. Dies ist natürlich aufwendig, da werkstofflich nichtlineare Berechnungen für jede Belastungsstufe durchgeführt werden müssten.

Zur Vermeidung des Aufwandes wird häufig ein Näherungsansatz verwendet. Dabei wird die Beanspruchung des Kerbgrundes zunächst rein elastisch (z.B. mit Hilfe von Kerbformzahlen oder elastischen FE-Rechnungen) ermittelt. Die so ermittelte Hook'sche Spannung wird mit Hilfe der sogenannten Neuber-Hyperbel auf die zyklische Spannungs-Dehnungs-Kurve transformiert, welche dann näherungsweise die „wahre“ Kerbgrundbeanspruchung liefert (Abb. 17). Hierdurch wird die Umlagerung der rein elastischen Spannungen in den elasto-plastischen Zustand näherungsweise beschrieben. Neuber geht hierzu von der Annahme gleicher rein elastischer und elasto-plastischer Formänderungsarbeit aus. Neben der Neuber-Regel gibt es in der Literatur weitere Näherungsverfahren, wie zum Beispiel die Seeger-Formel, welche ähnliche Ergebnisse liefern [12].

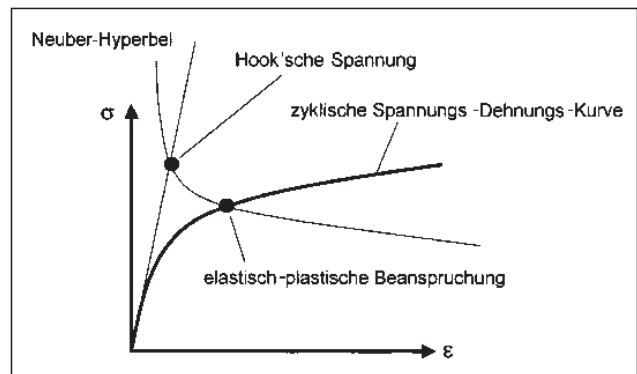


Abb. 17: Beziehung zwischen der Hook'schen Spannung und der zyklisch elastisch-plastischen Beanspruchung

Hiermit ist nun der Zusammenhang zwischen der äußeren Belastung und der elastisch-plastischen Kerbgrundbeanspruchung hergestellt. Im folgenden kann nun die Größe der Hysteresen und damit die Schädigung eines jeden Zyklus bestimmt werden.

Die Bestimmung der tatsächlichen Hysteresenflächen würde jedoch nicht weiterhelfen, da die Fläche – hypothesengemäß – nur proportional zur Schädigung ist, es fehlt also noch ein Proportionalitätsfaktor. Deshalb wird so vorgegangen, dass eine Beziehung zwischen den Hysteresenumkehrpunkten und der Schädigung aufgestellt wird. Je größer die Spannung und die Dehnung der Umkehrpunkte, desto größer ist die Hysterese und desto größer ist die Schädigung.

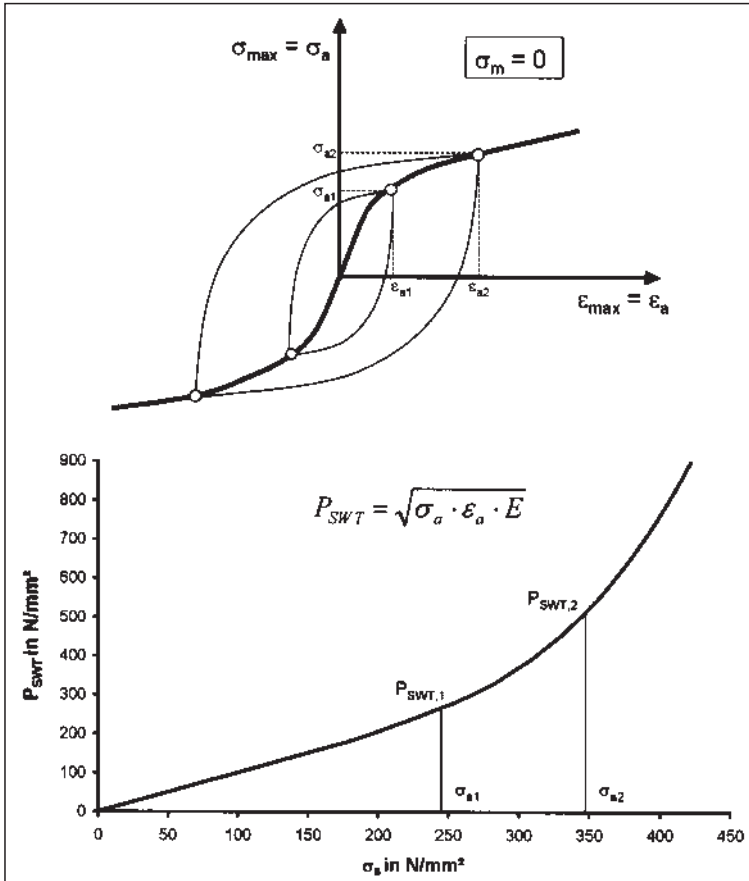


Abb. 18: Schädigungsbeitrag von Hysteresen verschiedener Größen

digung. Die Schädigungsfunktion muss also von diesen beiden Größen abhängen. Da wegen des nichtlinearen Verhaltens schon bei geringen Spannungszuwächsen die Dehnungen (und damit die eingeschlossenen Hystereseinflüsse) stark ansteigen, muss die Schädigungsfunktion  $P$ , wenn sie über der Spannung aufgetragen wird, überproportional ansteigen. **Abb. 18** zeigt die Zusammenhänge.

Mit Hilfe des Schädigungsparameters lassen sich auch Mittelspannungseinflüsse und Reihenfolgeeffekte erfassen. In der Literatur ist eine Reihe von Definitionen zu Schädigungsparametern zu finden. Am gebräuchlichsten ist der Schädigungsparameter nach Smith, Watson und Topper [5, 11].

Der Schädigungsparameter hat die Dimension einer Spannung. Er gibt also nicht eine tatsächliche Schädigung an, sondern ist lediglich proportional zu ihr. Für die Lebensdauervorhersage wird deshalb der Schädigungsparameter auch nicht unmittelbar verwendet, sondern er wird in sog. Schädigungsparameter-Wöhlerlinie umgerechnet.

Die Schädigungsparameter-Wöhlerlinien ergeben sich aus dehnungskontrollierten Wöhlerversuchen (mit denen bekanntlich auch die plastischen Werkstoffeffekte erfasst werden können), die aber

nicht in Abhängigkeit von der Dehnung aufgetragen sind, sondern in Abhängigkeit des Schädigungsparameters, der alle o.a. Effekte berücksichtigt. Vor der Lebensdauerberechnung müssen also die Hysterese-Kennwerte in den Schädigungsparameter umgerechnet werden. **Abb. 19** zeigt eine solche Schädigungsparameter-Wöhlerlinie nach Smith-Watson-Topper.

Für den Nachweis nach dem örtlichen Konzept muss also zunächst die Anzahl der auftretenden Hysterese bestimmt werden. Dies kann zum Beispiel mit Hilfe eines Zählverfahrens auf werkstoffmechanischer Grundlage (z.B. Rainflow-Zählung) aus bekannten Beanspruchungs-Zeitverläufen des betrachteten Betriebsintervalls durchgeführt werden. Im nächsten Schritt werden dann die so ermittelten Kollektive an den Schädigungsparameter-Wöhlerlinien wie üblich ausgewertet. Zur Ermittlung des Gesamtschadens wird die lineare Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner verwendet.

## 6 Lebensdauervorhersage mit Hilfe der Bruchmechanik

### 6.1 Allgemeines

Mit Hilfe des bruchmechanischen Konzeptes ergeben sich gute Vorhersagen der Restlebensdauer, wenn Form und Größe des Anfangsrisse bekannt sind. Dies ist in der Praxis naturgemäß nur selten der Fall. In vielen Fällen kann jedoch ein Riss mit entsprechender Risslänge definiert werden. Bei Inspektionen ist dann nachzuweisen, dass die vorausgesetzte Risslänge noch nicht erreicht ist.

Der Nachweis hängt ab vom Materialverhalten. Bei relativ sprödem Verhalten kann das sog.  $K_{IC}$ -Konzept verwendet werden, das von einem sich öffnenden, klaffenden Riss ausgeht und das nur kleine Plastizierungen an der Rissspitze voraussetzt. Dies ist bei nicht sehr duktilen Materialien, wie zum Beispiel Gusseisen der Fall. Bei duktilen Materialien eignet sich das sog. I-Integral besser als Grundlage.

Die Vorgehensweise ist bei beiden Verfahren im Prinzip wie folgt:

- 1) Bestimmung der zugbeanspruchten, kritischen Bauteile, deren Versagen ein Kollaps des Bauwerkes



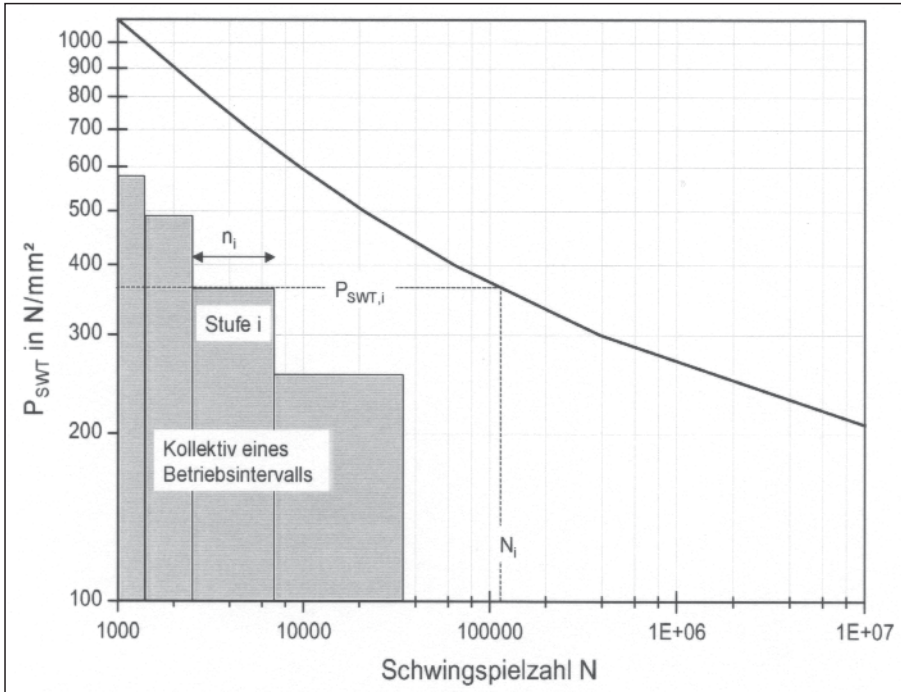


Abb. 19: Schädigungsparameter-Wöhlerlinie für St 52-3

oder nennenswerter Teilbereiche nach sich ziehen würde.

2) Untersuchung der möglichen Belastungssituationen für einen angerissenen Querschnitt mit Kombination von Eigengewicht, Verkehrslasten, Temperaturen und gegebenenfalls anderen Zwängungen.

3) Ermittlung der maximalen Spannungsintensität oder des I-Integrals  $I_{Einw}$  als bruchmechanische Kenngröße, in Abhängigkeit von der gewählten Rissform und -größe, anhand von fertigen Formeln für definierte Geometrien oder mit Hilfe der Finiten-Element-Methode.

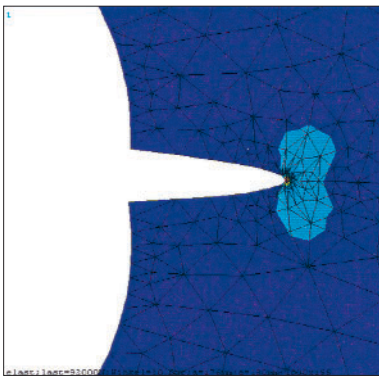


Abb. 20: Spitze aus FE-Berechnung

Mit der FE-Methode lassen sich Spannungsintensitäten auch nicht fest definierter Geometrien berechnen. Eine Mehrzahl der wissenschaftlichen FE-Programme (z.B. ANSYS, ABAQUS, ADINA) bietet schon spezielle Risspitzenelemente an, mit denen die Spannungsintensität der linear-elastischen Bruchmechanik berechnet werden können. **Abb. 20** zeigt beispielhaft eine Risspitze mit den dort vorliegenden lokalen Spannungsspitzen.

4) Bestimmung des bruchmechanischen Widerstandes in Form der Risszähigkeit  $K_{IC}$  oder des kritischen I-Integrals  $I_{krit}$ . Bei neuen Werkstoffen liegen diese

vor. Bei alten Werkstoffen: Entnahme von Werkstoffproben. Die Proben werden aus 50 mm Bohrkernen gewonnen, die an unkritischen Orten des Bauwerks entnommen werden (**Abb 21**).

5) Nachweis, dass die an der untersuchten kritischen Bauteilstelle vorhandene maximale Spannungsintensität  $K_{max}$  oder das I-Integral  $I_{einw}$  die Materialzähigkeit, beschrieben durch die Risszähigkeit  $K_C$  oder das kritische I-Integral  $I_{krit}$  nicht erreicht.

6) Ermittlung einer kritischen Risslänge  $a_{krit}$ , die angibt, welches Maß an Rissvergrößerung noch vom Bauteil ertragen werden kann, bevor es versagt.

7) Umrechnung der Rissvergrößerung in eine wirksame Belastungsdauer zur Ermittlung des Restlebensdauer. Die Berechnung erfolgt über die Risswachstumsgeschwindigkeit auf der Basis der Paris-Modells.

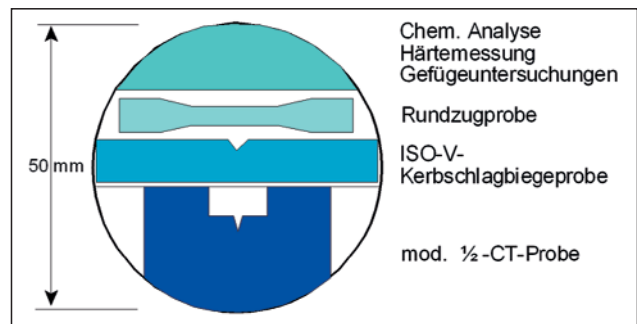


Abb. 21: Miniaturisierte Proben

Mit der dargestellten Vorgehensweise lassen sich die folgenden Schlüsse ziehen:

1) Mit Hilfe des Konzeptes der Bruchmechanik kann gezeigt werden, dass Risse mit einer Länge  $a < a_0$  unschädlich sind. Die Risslänge  $a_0$  stellt zum Beispiel eine Risslänge dar, die bei Inspektionen sicher erkannt wird. Damit wird plötzliches Versagen ohne Vorankündigung ausgeschlossen. Kann dies nicht gezeigt werden, muss das kritische Bauteil ausgewechselt oder verstärkt werden. Die Aussage gilt über beliebig viele Inspektionsintervalle, bis ein erster Riss entdeckt wird.

2) Es kann gezeigt werden, dass die sichere Risswachstumsgeschwindigkeit, ausgehend vom erkennbaren Riss mit der Risslänge  $a_0$  bis zum Erreichen der kritischen Risslänge  $a_{krit}$  ausreichend groß ist, um die

Erkennung innerhalb von festzulegenden Inspektionsintervallen sicherzustellen. Es können genaue Inspektionspläne erstellt werden. Falls ein Riss gefunden wird, bleibt genügend Zeit, um das Bauteil auszuwechseln oder zu verstärken.

$K_{\max}$  ist abhängig vom Beanspruchungszustand (maximale Spannung  $\sigma_{\max}$  an der an der Rissstelle) sowie von der Größe  $a(t_i)$  und Form  $Y(a)$  des Anfangsrisse:

$$K_{\max}(t_i) = \sqrt{\pi \cdot a(t_i)} \cdot \sigma_{\max} \cdot Y(a)$$

Die Risszähigkeit  $K_{IC}$  ist eine Materialkonstante und vor allem abhängig von der Einsatztemperatur. Da sich die Risslänge  $a(t_i)$  infolge Ermüdungsbeanspruchung in Abhängigkeit von der Größe des Beanspruchungskollektivs  $f()$  nach der Risswachstumsgesetzmäßigkeit (Paris-Ergodan-Beziehung) entsprechend vergrößert, ist somit der Kennwert  $K_{\max}$  eine stetig wachsende Größe.

Die zum jeweiligen Zeitpunkt vorhandene Risslänge  $a(t_i)$  ist durch Integration aller bis dahin erfolgten (differentiellen) Rissfortschritte mit Hilfe der integrierten Paris-Gleichung ermittelbar. Dabei kann gegebenenfalls (um die Integration analytisch zu ermöglichen) von einem konstanten Geometriefaktor des es ausgegangen werden, ansonsten ist numerisch zu integrieren. Es gilt dann:

$$N(t_i) = \int_{a_0}^{a(t_i)} \frac{1}{C \cdot \Delta K^m} \cdot da = \int_{a_0}^{d(t_i)} \frac{1}{C \cdot \pi^{m/2} \cdot Y^m \cdot \Delta \sigma^m} \cdot da$$

mit

$$a(t_i) = \left( \frac{2-m}{2} \right)^{1/2} \sqrt{N(t_i) \cdot \left( 1 - \frac{m}{2} \right) \cdot C \cdot \Delta \sigma^m \cdot (Y \cdot \sqrt{\pi})^m + a_0^{(2-m)/2}}$$

- mc Rissfortschrittskonstanten
- $a_0$  Anfangsrisslänge
- $\Delta \sigma$  Spannungsdifferenz

## 7 Lebensdauervorhersage mit Hilfe von Bauwerks-Monitoring

### 7.1 Generelle Vorgehensweise

Um die Lebensdauer vorhersagen zu können, werden, wie bemerkt, drei Modelle benötigt (**Abb. 22**).

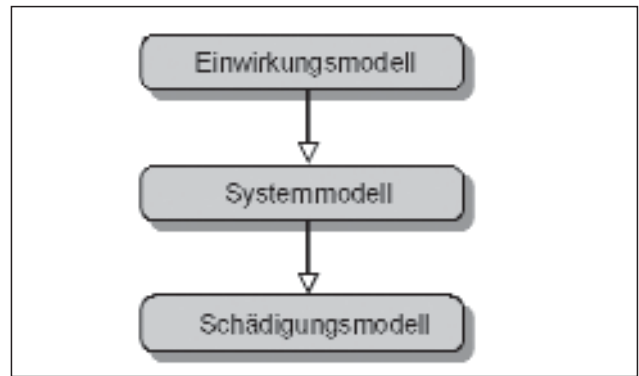


Abb. 22: Modellkette

Alle drei Modelle sind mit großen Unsicherheiten behaftet, das Ergebnis eines Modells dient als Eingang für das folgende, so dass die Zuverlässigkeit der Prognose im Allgemeinen gering ist. So stellen zum Beispiel bei Brückenbauwerken die Einwirkungen in der Regel stochastische Prozesse dar, die prinzipiell nicht deterministisch beschrieben werden können. Jede deterministische Beschreibung führt daher zu erheblichen systematischen und zufälligen Fehlern. Die Beanspruchung des Bauwerks wird mit Hilfe eines statischen oder dynamischen Systemübertragungsmodells (mechanische Admittanz) ermittelt. Hierbei treten bei der Ermittlung der örtlichen Beanspruchung sowohl systematische Fehler (z.B. Modellwahl „auf der sicheren Seite“) als auch zufällige Fehler (Streuung der Geometrie und des Werkstoffes etc.) auf. Als letztes Glied in der Kette der Lebensdauervorhersage weisen die Schädigungsvorhersagemodelle die größten Abweichungen von der Wirklichkeit auf [5, 8, 9, 11]. Bei der üblichen Methode zur Lebensdauervorhersage, dem Nennspannungskonzept, ist zum Beispiel die Einstufung eines Kerbdetails in eine Kerbfallklasse oft nicht eindeutig möglich. Reihenfolgeeffekte, die eine große Auswirkung haben, werden hierbei nicht erfasst. Verfahren, die auf Grundlage örtlicher Beanspruchungen basieren, zeigen Probleme hinsichtlich der Einschätzung der Eingangsparameter und gegebenenfalls auftretender plastischer Verformungsanteile [9]. Auch hier treten systematische und zufällige Einflüsse auf, die nur schwer bestimmt werden können.

Werden die Dehnungen direkt am Bauwerk an den kritischen Stellen kontinuierlich gemessen (Monitoring), entfallen die Unsicherheiten der oben erwähnten Last- und Systemmodelle (**Abb. 23**). Mit den gemessenen Beanspruchungen und den daraus mit Hilfe von Zählverfahren wie der Rainflow-Methode ermittelten Beanspruchungskollektiven könnte zunächst eine Schädigungsberechnung nach den bekannten linearen oder nichtlinearen Schadensakkumulations-Verfahren durchgeführt werden. Eine derart durchgeführte Ermittlung der Lebensdauer umgeht die ersten beiden Modelle, ist aber nach wie vor

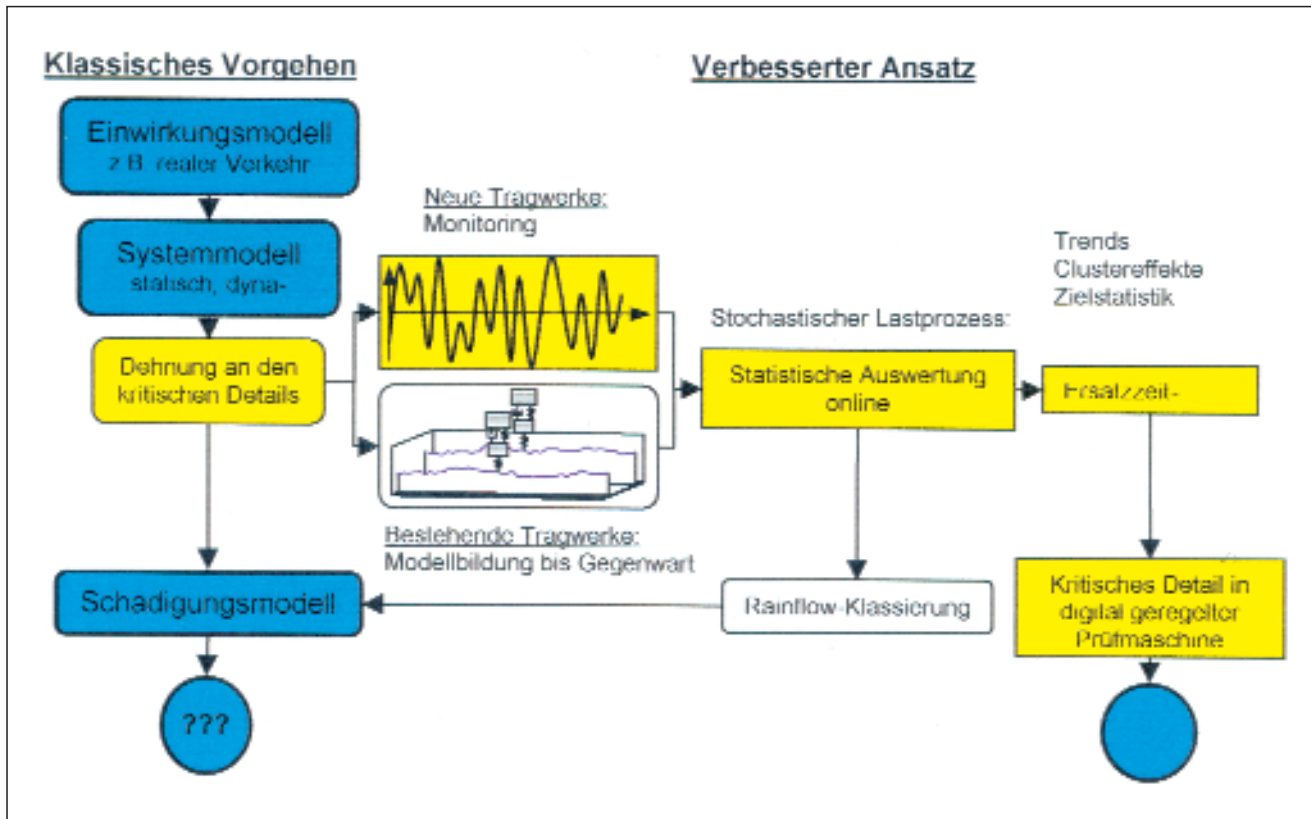


Abb. 23: Prinzipielle Vorgehensweise bei monitoringbasierter Vorgehensweise

mit erheblichen Unsicherheiten behaftet. Es ist daher konsequent, auch die Nutzung des unsicheren Schädigungsmodells zu umgehen. Die Modellgenauigkeit aus dem Schädigungsmodell wird durch eine experimentelle Lebensdauerbestimmung minimiert. Hierzu wird im Labor eine Probe, mit einem dem Original nachgebildeten Detail, in einer digital geregelten Prüfmaschine mit einem passenden Ersatzbeanspruchungsschrieb bis zum Bruch belastet (Abb. 23).

Eine im Ansatz ähnliche Vorgehensweise ist in der Luftfahrtindustrie als Betriebslasten-Nachfahrversuch bekannt, welcher an Prototypen mit standardisierten Lastfolgen (SAE-Histories, TWIST, FALLSTAFF, etc.) durchgeführt werden kann. Bei Bauwerken dagegen ist die Aufgabenstellung komplexer. Jedes Bauwerk ist in der Regel eine Einzelanfertigung und kann während ihrer geplanten Lebensdauer nicht vorhersehbaren Nutzungsänderungen unterworfen werden. Die Beanspruchung lässt sich nicht standardisieren, sie kann darüber hinaus während der Bestandszeit unterschiedlichsten Trends unterliegen und sich unerwartet ändern. Ein für die experimentelle Lebensdauerbestimmung verwendeter Beanspruchungsschrieb muss deshalb die Beanspruchung über die gesamte Nutzungsdauer repräsentieren. Bei Brücken kann ein solcher Schrieb nicht im Betrieb gemessen werden, da hierbei immer zufällige Ereignisse erfasst werden, die nicht die ganze Wirk-

lichkeit beschreiben. Es sind deshalb aus den statistischen Parametern der gemessenen Beanspruchungen synthetische Beanspruchungs-Zeit-Verläufe (im folgenden auch Ersatzzeitschrieb genannt) zu generieren, die alle wesentlichen Reihenfolgeeffekte der Beanspruchung wie zum Beispiel Clusterbildung aus LKW-Kolonnen etc. [16, 23] enthalten.

Um die sich ändernden Trends zu erfassen, erfolgt die experimentelle Lebensdauerbestimmung schrittweise. Es wird nicht die gesamte Lebenszeit, sondern nur ein vorgegebenes Zeitintervall (z.B. fünf Jahre) mit den aktuellen Messdaten simuliert. Wenn die Probe in der Prüfmaschine in dieser Zeit keinen Anriss zeigt, ist auch das zugehörige Bauwerksdetail sicher. Wegen der Streuung der Ermüdungsproben sind hierbei mehrere gleichartige Proben zu untersuchen, um zu abgesicherten statistischen Aussagen über die Lebensdauer zu kommen. Nach den Versuchen werden die Proben für das gewählte Zeitintervall am Bauwerk gelagert, um möglichst gleichartige Umgebungsbedingungen zu erhalten. Nach Ablauf dieser Zeit werden Versuche für das nächste Zeitintervall durchgeführt. Hierzu wird der Zeitschrieb an den aktuellen Trend angepasst (Abb. 24). Da das Bauwerk nicht exakt die gleiche Beanspruchung erlitten hat, wie bei der Prognose vermutet, müssen die unterschiedlichen Ermüdungszustände des Bauwerks und der Probe angeglichen werden. Wenn das Bauwerk eine größere Ermüdungsbelastung erfahren hat

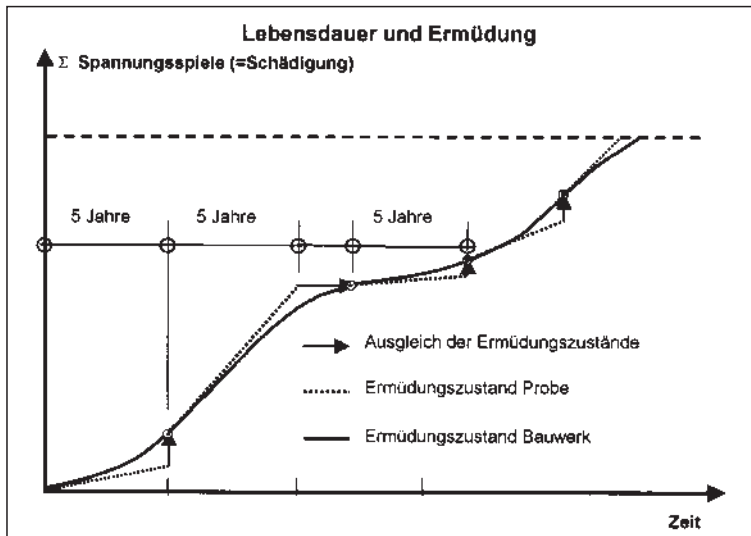


Abb. 24: Adaptive Testen

als bei den Prognoseversuchen vermutet wurde, muss die Differenz der Lastwechsel zunächst auch bei der Probe aufgebracht werden, bevor das nächste Zeitintervall untersucht wird. Da die Lastwechsel am Bauwerk „gemonitort“ werden und die Lastwechsel in der Probe ebenfalls bekannt sind, ist dies einfach durchführbar. Wenn das Bauwerk dagegen eine geringere Ermüdungsbeanspruchung erfahren hat als in den Prognoseversuchen vermutet wurde, muss mit dem nächsten Versuch so lange gewartet werden, bis im Bauwerk die gleiche Anzahl von Lastwechseln aufgetreten ist, wie beim Prognoseversuch an der Probe vorausgesetzt wurde (vgl. Warteperiode nach  $2 \times 5$  Jahren in Abb. 3). Die Einführung einer Schädigungsdefinition ist hierbei nicht nötig, da lediglich die Lastwechsel verglichen werden.

Bei neuen Bauwerken kann diese Vorgehensweise wie oben geschildert angewendet werden. Bei der Restlebensdauerbestimmung vorhandener Tragwerke wird jedoch auch die Belastungsgeschichte aus der Vergangenheit benötigt. Da diese nicht mehr gemessen werden kann, wird in Abschnitt 7.2.1 ein Verfahren vorgestellt, mit dem diese Zeitschriebe künstlich generiert werden können.

Im Folgenden werden die Schritte zur experimentellen Lebensdauerermittlung entsprechend Abb. 23 der Reihe nach vorgestellt, beginnend mit der Verkehrsdatenerfassung, Auswertung für alte und neue Bauwerke, der Generierung der Ersatzzeitschriebe und der Validierung des Verfahrens.

Die Bestimmung der kritischen Details richtet sich nach der Art des Bauwerks. Schwachstellen älterer Konstruktionen sind meist bekannt und können deterministisch anhand von vorhandenen Berechnungen oder neuen Nachrechnungen anhand der üblichen Verfahren bestimmt werden. Bei neueren Konstruk-

tionen hingegen ist das Sicherheitsniveau im Allgemeinen über das gesamte Bauwerk gleichmäßiger verteilt. In solchen Fällen werden die kritischen Details auf probabilistischer Grundlage ermittelt, indem die maßgebenden Beiträge der kritischen Details zur Versagenswahrscheinlichkeit mit Hilfe eines Fehlerbaums ermittelt werden. Es sei bemerkt, dass bei der Auswahl der Schwachstellen naturgemäß Modellvorstellungen über das Bauwerk benötigt werden. Ganz ohne Modelle kommt also auch dieses Verfahren nicht aus.

## 7.2 Statistische Auswertung der Messdaten

### 7.2.1 Bestehende Bauwerke

Die Rekonstruktion von Beanspruchungszeitreihen der Vergangenheit kann nur mit Hilfe von Modellen durchgeführt werden. Hier muss also von der Strategie, Modelle soweit wie möglich zu vermeiden, zwangsläufig abgegangen werden. Die verwendeten Modelle erfassen sehr genau die Einwirkungen und die Systemantwort, sie können darüber hinaus durch Messungen kalibriert werden, so dass sie große Zuverlässigkeit erwarten lassen.

Die Lastmodellierung erfasst neben den Häufigkeiten einzelner Fahrzeugtypen auch die Charakteristik ihrer Aufeinanderfolge. Topographische Faktoren wie zum Beispiel Bergauf- oder Bergab-Strecke, die Anzahl der Fahrspuren, innerstädtische Verbindung oder Transitstrecke im Grenzgebiet, menschliches Fahrverhalten etc. können diese Charakteristik signifikant beeinflussen. Diese Charakteristik ist allerdings nicht nur für die untersuchte Brücke spezifisch, sondern auch für den zugehörigen, verkehrlich gleich belasteten Verkehrsweg. Die Verteilung des Verkehrs auf unterschiedliche Fahrzeuge für die Vergangenheit muss entweder von den Verkehrsbehörden erfragt werden oder geschätzt werden.

Zur Ermittlung der zukünftigen Beanspruchungen sollten zusätzliche Messungen durchgeführt werden, die dann auch zur Kalibrierung der dynamischen Systemmodelle verwendet werden können. In den meisten Fällen kann davon ausgegangen werden, dass gewisse Verkehrscharakteristiken auch aus den aktuellen Messungen in die Vergangenheit übertragen werden können.

### 7.2.2 Lastenklassen und Lastabstände

Die Informationen über die Verteilungsdichten der Lasten und deren zeitliche Abstände können mit Hilfe von sog. WIM-Messungen (Weight-In-Motion)



am Bauwerk gewonnen werden. Das WIM-Verfahren wird seit über 20 Jahre zur Bestimmung der Achslasten eingesetzt [19, 20, 21].

Hierbei wird entweder direkt auf der Fahrbahn gemessen (Druckschlauch, Lichtleiter, etc.), oder es wird aus Bauwerksmessungen auf die Belastung geschlossen. Um die Auswerteverfahren anhand von realistischen Daten zu demonstrieren, wurde exemplarisch ein Tageschrieb der oben angeführten Autobahnbrücke bei Braunschweig gewählt. Die Fahrzeuggewichte werden mit Hilfe eines Stabwerksmodells anhand von Dehnungsmessungen an einem Querträger bestimmt. In einem nächsten Schritt werden die Gewichte ausgezählt und in einem Histogramm dargestellt (Abb. 25).

Die diskrete Verteilung lässt sich sehr gut durch die Kombination von vier Dichteverteilungen annähern, die vier Fahrzeugtypen charakterisieren. Aus den Mittelwerten der Dichtefunktionen kann entsprechend der Nummerierung in Abb. 25 auf folgende Fahrzeugtypen geschlossen werden:

1. Motorräder und PKW,
2. Transporter und leere LKW,
3. leichte LKW,
4. schwere LKW.

Zur Untersuchung von Verkehrscharakteristika wird eine Zeitreihe benötigt, welche den Verkehrsablauf durch die Aufeinanderfolge von Fahrzeugtypen wiedergibt. Der Zeitschrieb der gemessenen Dehnungen, aus dem mit Hilfe des Stabwerkmodells der Zeitschrieb der Fahrzeuggewichte bestimmt wurde (Abb. 26), wird derart umgewandelt, dass die Gewichte durch die vier identifizierten Fahrzeugtypennummern ersetzt werden. Hierzu muss bei jeder Lastspitze entschieden werden, zu welchem Fahr-

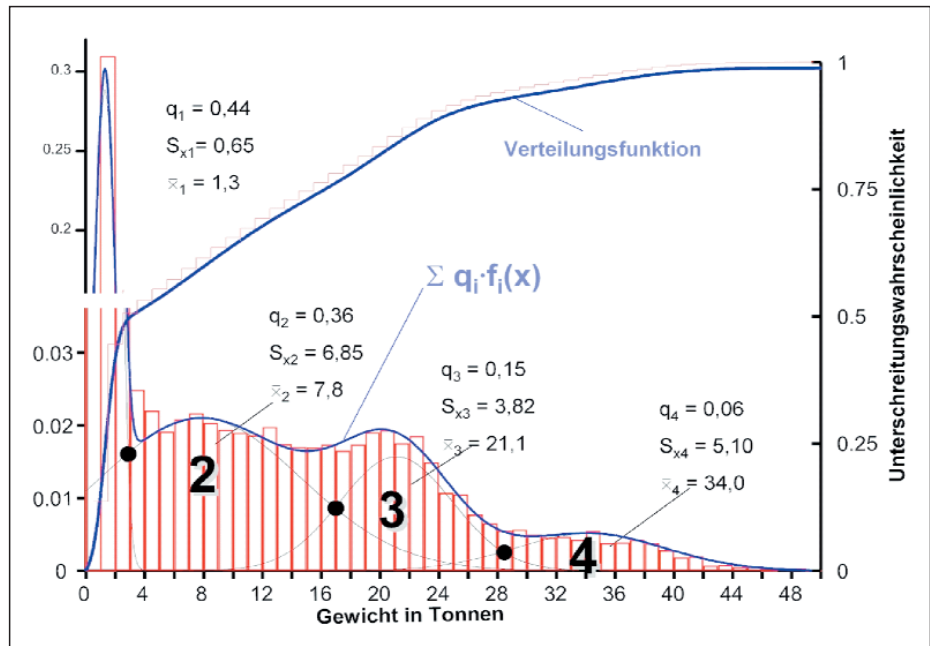


Abb. 25: Verteilung der Fahrzeuge / Annäherung durch die Kombination von Normalverteilungen

zeugtyp sie gehört. Die oben ermittelten Dichtefunktionen (Abb. 26), aus denen die Erwartungswerte und Standardabweichungen der Gewichte jedes Fahrzeugtyps hervorgehen, dienen dabei als Orientierungshilfe. Die Schwierigkeit, dass zum Beispiel ein Fahrzeug von 28,5 t dem Typ 3 sowie dem Typ 4 und theoretisch auch dem Typ 2 zugeordnet werden kann, ist wegen der Überlappung der Dichten offensichtlich. Dieses Problem wird mit Hilfe der Diskriminanzanalyse gelöst [22]. Die optimale Zuordnungsregel (die Zuordnungsregel, deren Fehlzuordnungen am geringsten sind) lautet hier: Ein Objekt wird der Gruppe zugeordnet, in der die tatsächliche Dichte für dessen Merkmal

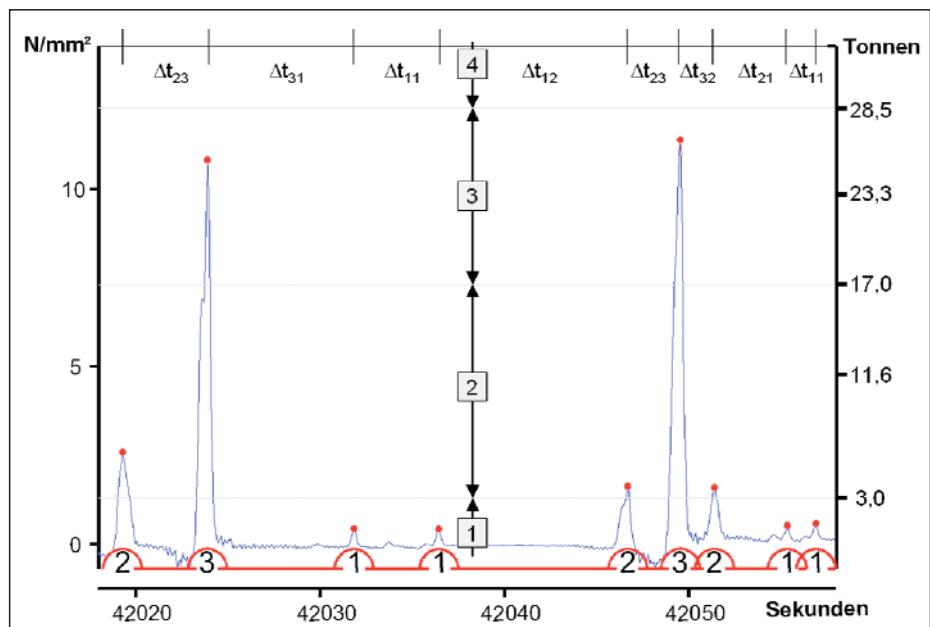


Abb. 26: Zuordnung von Fahrzeugtypennummern infolge Signalgröße

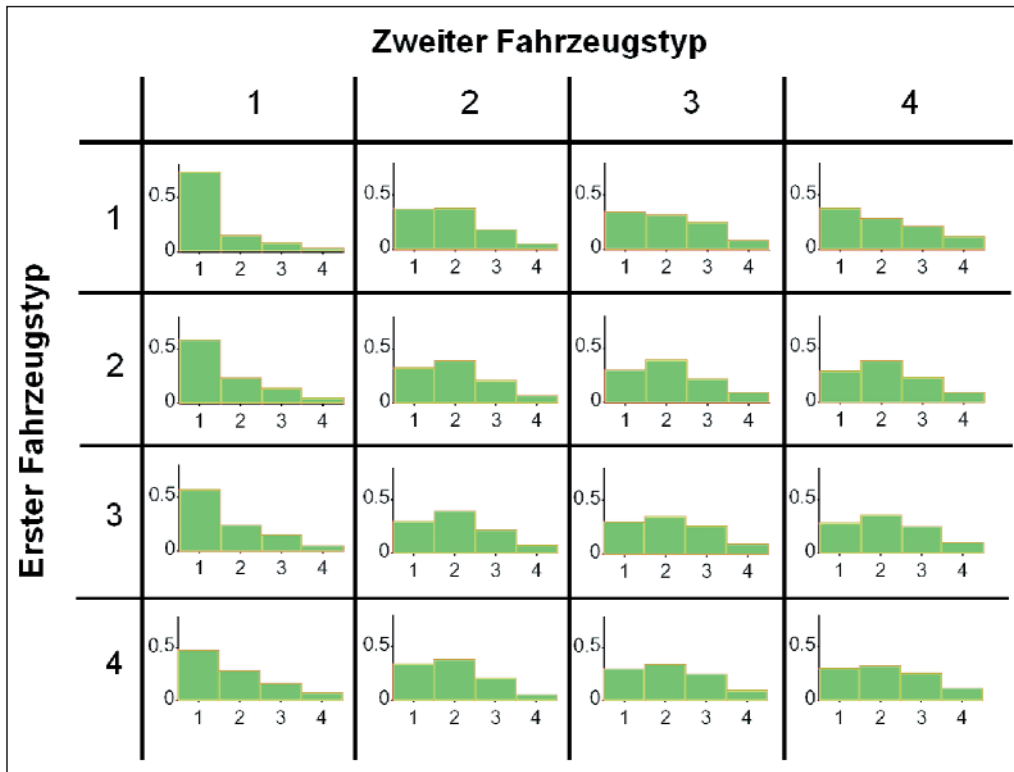


Abb. 27: Verteilungen der Reihenfolge, Abszissenwert kennzeichnet das dritte Fahrzeug einer Dreierkette

am größten ist. Die Zuordnungsregel führt auf drei Trennpunkte auf der Merkmalsachse, welche die Bereiche der vier Fahrzeugtypen gegeneinander abgrenzen. Die Grenzen verlaufen jeweils durch die Schnittpunkte der Dichtefunktionen in **Abb. 25**. Nach der Anwendung der Zuordnungsregel entsteht die in **Abb. 26** unten dargestellte Zeitreihe (nummerierte Halbkreise), in der jeder Peak durch eine Fahrzeugtypennummer repräsentiert wird.

Der zeitliche Abstand zwischen zwei aufeinanderfolgenden Fahrzeugen wird registriert und ausgezählt. Die Häufigkeitsverteilungen dieser Abstände können in einer  $n \times n$  Matrix ( $n$ : Anzahl der Fahrzeugtypen) dargestellt werden, wobei die Zeilennummer die Nummer des ersten und die Spaltennummer die Nummer des darauffolgenden Fahrzeugtyps angibt. In jedem Element beschreibt eine Dichteverteilung (Abszissenwert in Sekunden) die typischen zeitlichen Abstände zwischen den betrachteten Fahrzeugtypen (**Abb. 28**).

Zur Veranschaulichung möge folgendes Beispiel dienen: Bei dem Element (3,1) handelt es sich um die Verteilung der Zeitspanne, die verstreicht, bis nach einem Fahrzeug des Typs 3 ein Fahrzeug des Typs 1 auftaucht. Die auffällig niedrigen Modalwerte der Verteilungen in den Elementen (3,1) und (4,1) bringen die Tatsache zum Ausdruck, dass oft PKWs dicht hinter den LKWs auf eine Gelegenheit zum Überholen warten. Eine andere Auffälligkeit sind die

relativ hohen Dichten unter den großen Fahrzeugen bei verhältnismäßig geringen Modalwerten, was als ein Indiz für das geclusterte Auftreten von LKWs anzusehen ist (LKW-Kolonne). Zur Untersuchung von typischen Reihenfolgen werden bei der Auswertung immer jeweils drei aufeinander folgende Fahrzeugtypen berücksichtigt. Es wird untersucht, welcher Fahrzeugtyp sich an die Fahrzeugfolge anschließt, die sich durch die ersten beiden Fahrzeugtypen bildet. Auch hier lässt sich das Ergebnis wie im vorangegangenen

Kapitel in einer mit Dichteverteilungen besetzten  $4 \times 4$  Matrix darstellen (**Abb. 27**). Die Zeilennummer der Matrix gibt bei drei betrachteten Fahrzeugen den ersten Fahrzeugtyp an, die Spaltennummer den zweiten. Die Diagramme sind Häufigkeitsverteilungen mit der Typennummer des dritten Fahrzeugs als Abszissenwert. Sie geben die Wahrscheinlichkeiten für die Fahrzeuge an, die jeweils auf die Kombination Zeilennummer-Spaltennummer folgen.

### 7.2.3 Neue Bauwerke

Bei neuen Bauwerken werden die Messungen von Anfang an durchgeführt. Eine Generierung des Ersatzzeitschriebs mit Hilfe von Modellen ist nicht erforderlich, da die gemessenen Dehnungen bereits die Bauwerksantwort enthalten. Daher reicht es grundsätzlich aus, die statistischen Betrachtungen an relevanten Umkehrpunkten des Messschriebs anzustellen. Die Reihenfolgen von Fahrzeugtypen spiegeln sich in den Reihenfolgen der Umkehrpunkte eines Zeitschriebs wider. Wird ein Ersatzzeitschrieb unmittelbar aus den gemessenen Umkehrpunkten eines Originalschriebs erzeugt, sind dabei lediglich typische Reihenfolgen der Umkehrpunkte zu berücksichtigen. Betrachtet man zum Vergleich eine Reihe von Umkehrpunkten des Schriebs einer Zugüberfahrt (**Abb. 29**), so lässt sich als Gemeinsamkeit mit der Zeitreihe von Fahrzeugtypen feststellen, dass die Menge der Ordinatenwerte aus einer begrenzten Anzahl diskreter Größen besteht. Bei

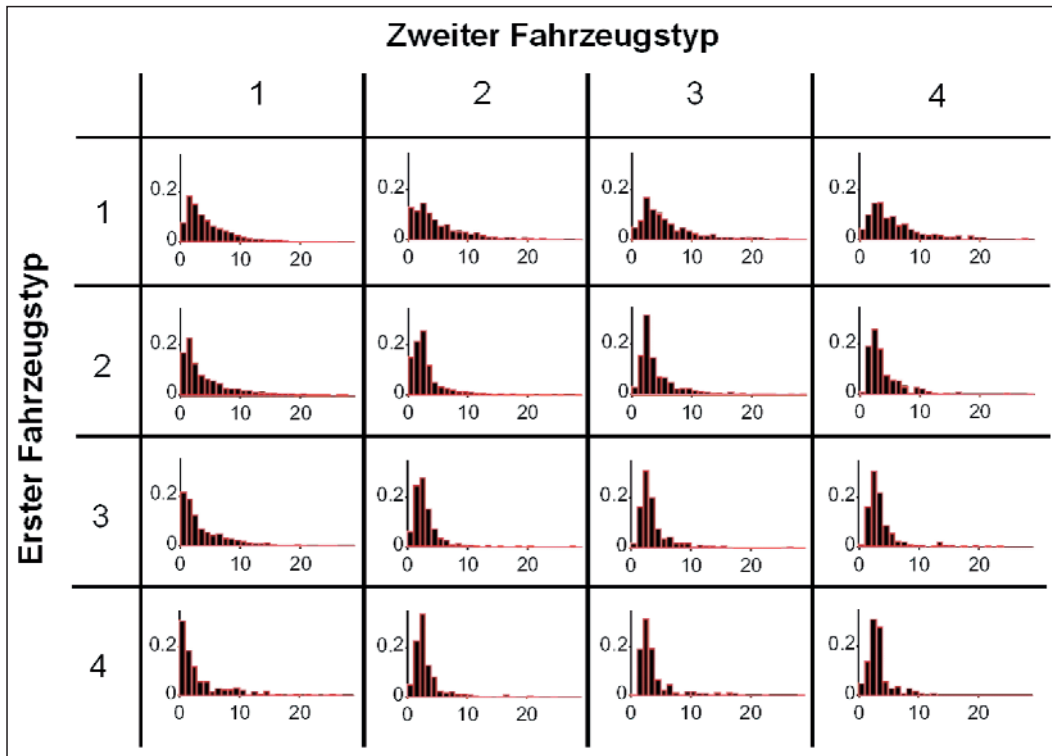


Abb. 28: Dichteverteilungen der zeitlichen Abstände zwischen zwei aufeinanderfolgenden Fahrzeugen, Abszisse in Sekunden

der Autobahnbrücke sind es die Fahrzeugtypennummern 1 bis 4, bei der Eisenbahnbrücke die Klassennummern 0 bis 15. Somit lässt sich die Untersuchung der typischen Reihenfolgen der Fahrzeuge (Abschnitt 7.1) analog auf die Umkehrpunkte eines Zeitschriebs anwenden. Die Dimension der Matrix, in der die Dichteverteilungen abgelegt sind hängt dann ab von der Länge der zu berücksichtigenden Umkehrpunktreihe.

### 7.3 Generierung der Ersatzzeitschriebe bei bestehenden Bauwerken

Mit Hilfe des Monte-Carlo-Verfahrens werden ausgehend von den Fahrzeugtypen, den zeitlichen Abstand und der Fahrzeugfolge synthetische diskrete Lastereignisse erzeugt. Die Entscheidung für den neu zu generierenden Fahrzeugtyp wird anhand der Verteilungen in der Datenmatrix aus **Abb. 27** getroffen. Die Wahl des Matrixelementes, d.h. der zugehörigen Verteilung, hängt von den beiden zuvor generierten Fahrzeugtypen ab (erster Fahrzeugtyp = Zeilennummer; zweiter Fahrzeugtyp = Spaltennummer). Somit werden die Reihenfolgen der Fahrzeuge, im vorliegenden Fall anhand von drei aufeinanderfolgenden Fahrzeugen, statistisch korrekt berücksichtigt.

Die Gewichte der einzelnen Fahrzeuge werden ebenfalls nach der Monte-Carlo-Methode unter Zu-

grundelegung der Verteilungen nach **Abb. 26** gewählt. Analog wird der zeitliche Abstand zwischen den Fahrzeugen unter Berücksichtigung der Datenmatrix gemäß **Abb. 28** festgelegt. Es entsteht eine diskrete Zeitreihe von Lasten (**Abb. 30**), aus der mittels einer dynamischen Simulationsrechnung synthetische Zeitschriebe der Beanspruchung an den interessierenden Details erzeugt werden können [23].

Zur Generierung der synthetischen Beanspruchungszeitschriebe wurde ein Simulationsprogramm entwickelt, das die Schwingungsbeanspruchungen des betrachteten Brückenbauwerkes infolge der oben beschriebenen, über das Bauwerk bewegten, diskreten Lastzeitreihe berechnet. Hierbei wird die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Fahrzeugen und die Fahrbahnrauigkeit berücksichtigt. Da sich das System in jedem Zeitschritt verändert, werden die Teilsysteme Brücke und Verkehr getrennt betrachtet und anschließend iterativ gekoppelt. Die Zeitschritt-Integration erfolgt dabei für die modal entkoppelten Systemgleichungen des Brückenmodells unter Ansatz einer Rayleigh-Dämpfung, während bei den stärker gedämpften Fahrzeugmodellen direkt die physikalischen Koordinaten verwendet werden.

#### Stochastische Fahrbahnrauigkeiten

Für einen wesentlichen Teil der entstehenden Schwingungen ist der raue Fahrbelag verantwortlich, der Fahrzeugschwingungen induziert, die wiederum auf das Gesamtsystem einwirken. Der Rauigkeitsverlauf kann in Abhängigkeit vom Erhaltungszustand als normalverteilter, stationärer und ergodischer Zufallsprozess betrachtet und durch ein entsprechendes Leistungsspektrum charakterisiert werden. In [24] wird die Exponentialfunktion

$$\phi(\Omega) = \phi(\Omega_0) \cdot \left( \frac{\Omega}{\Omega_0} \right)^{-w} \quad (5.1)$$

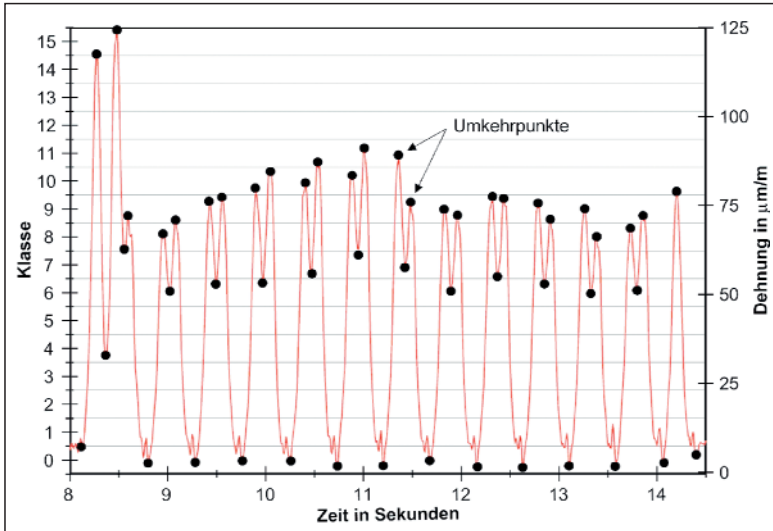


Abb. 29: Umwandlung einer Zugüberfahrt in Umkehrpunkte

zur Beschreibung gemessener Rauigkeitsspektren vorgeschlagen und Werte für das Unebenheitsmaß  $\phi(\Omega_0)$  sowie die Welligkeit  $w$  angegeben, auf denen auch die beispielhafte Darstellung der Unebenheitsspektren in **Abb. 31** beruht.

Diskrete Realisationen von Unebenheitsprofilen  $u(x)$  bestimmt das Simulationsprogramm nach der Methode der Fouriertransformation. Der stochastische Prozess wird als Überlagerung von Kosinus-Funktionen mit zufälliger Phase  $\varphi_i$  angenähert

$$u(x) = \sum_{i=1}^N \hat{u}_i \cos(\omega_i x - \varphi_i) \quad (5.2)$$

deren Amplituden  $\hat{u}_i$  das gewählte Spektrum zugrunde liegt :

$$\hat{u}_i = \sqrt{2 \cdot \Delta\Omega_i \cdot \phi(\Omega_i)} \quad (5.3)$$

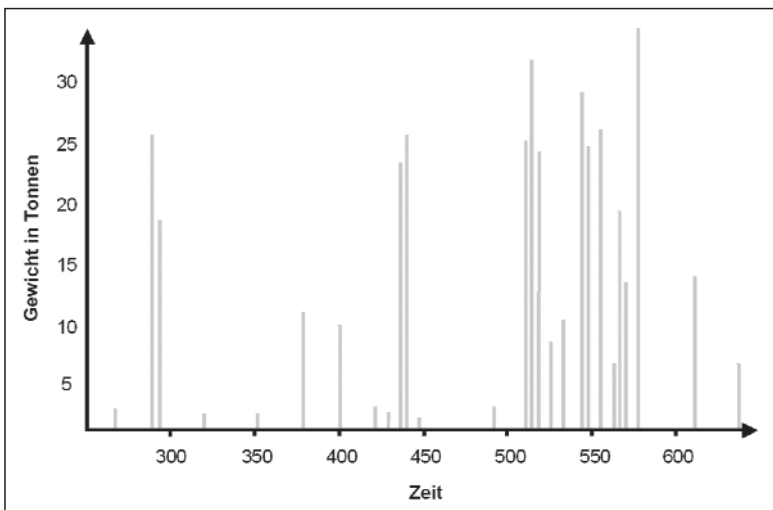


Abb. 30: Input für das dynamische Modell einer Straßenbrücke

Das Unebenheitsprofil (**Abb. 32**) erstreckt sich in der Simulation noch auf einer gewissen Wegstrecke vor der Brücke, um einen eingeschwungenen Zustand der Fahrzeuge beim Auffahren auf das Bauwerk sicherzustellen.

### Iterative Zeitschrittberechnung

Für ein Finite-Element-Modell des Brückenbauwerkes wird vorab extern eine Modalanalyse durchgeführt (im vorliegenden Fall wurde dafür das Programm ANSYS verwendet) und die resultierenden Eigenfrequenzen und Eigenformen im interessierenden Frequenzbereich von 0 bis 20 Hz als Eingangsdaten an das Simulationsprogramm übergeben (**Abb. 33**).

Die verschiedenen Fahrzeugtypen werden als gedämpfte Zweimassenschwinger für jede Fahrzeugachse modelliert (**Abb. 34**). Eine Radmasse wird gegen den Untergrund durch die Reifensfeder abgefedert, deren Steifigkeit die Reifensubtangente bei der statischen Auflast darstellt. Die zweite Masse beinhaltet den anteiligen Fahrzeugaufbau einschließlich der Nutzlast. Die beiden Massen sind durch Feder und viskosen Dämpfer verbunden. Das Simulationsprogramm wählt alle Parameter zufällig anhand der Literatur entnommener Richtwerte.

Der iterative Lösungsprozess wird wie folgt durchgeführt: Die Koordinaten aller auf der Brücke befindlichen Fahrzeuge werden um die zur Zeitschrittlänge korrespondierende Wegstrecke aktualisiert. Gemäß den generierten Fahrzeugabständen werden ggfs. neue Objekte erzeugt bzw. von der Brücke gefahrene werden entfernt. Die Koordinaten und Interaktionskräfte aus dem vorangegangenen Zeitschritt dienen als Startwerte der Iteration. Die Transformation der physikalischen Interaktionskräfte liefert den modalen Lastvektor für eine Lösung der Bewegungsgleichungen des Brückenmodells.

Durch entsprechende Rücktransformation der Lösung und Addition der Rauigkeitswerte des Belags ergeben sich die vertikalen Koordinaten der Kontaktpunkte der Fahrzeugmodelle.

Damit kann eine Berechnung aller Fahrzeugmodelle durchgeführt werden, in deren Verlauf ein neuer Vektor der Interaktionskräfte aufgebaut wird. Diese aktualisierten Kontaktkräfte erfordern eine Neuberechnung des Brückenmodells, weshalb die Iteration mit Schritt 3 fort-



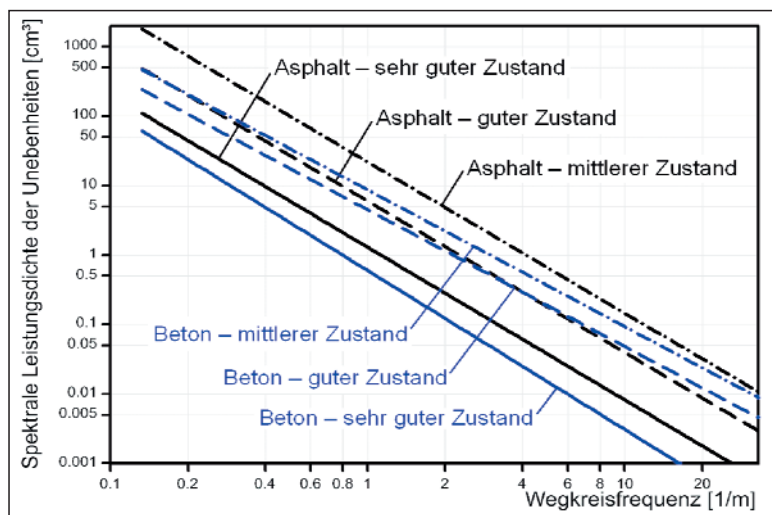


Abb. 31: Unebenheitsspektren

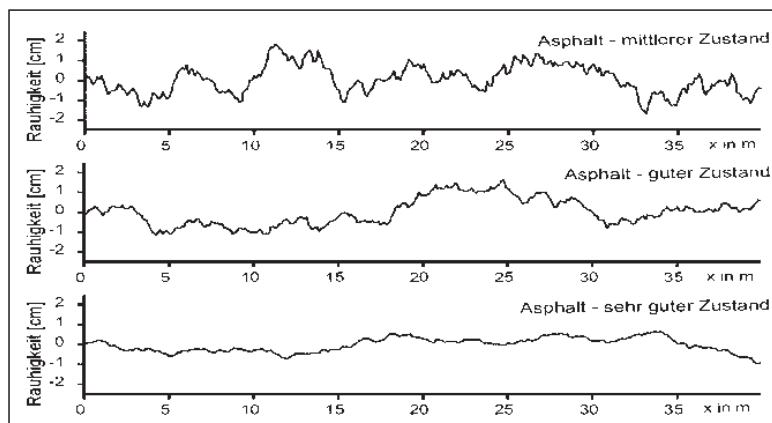


Abb. 32: Generiertes Straßenprofil

setzt wird. Diese Schleife wird beendet, wenn die  $L_2$ -Norm des Interaktionskraft-Vektors unter eine definierte Toleranzschwelle fällt. Bei angemessener Zeitschrittwahl werden nur wenige Iterationen benötigt.

Anhand der gespeicherten Lösungen dieser Iteration können in einer Nachlaufrechnung beliebige Zeitreihen von Spannungen oder Schnittgrößen auf der Basis einer Rücktransformation in physikalische Koordinaten ausgegeben werden.

#### 7.4 Generierung der Ersatzzeitschriebe bei neuen Bauwerken

Bei neuen Bauwerken wird direkt eine Folge von relevanten Umkehrpunkten erzeugt, welche die realen Reihenfolgen statistisch berücksichtigt und die erwarteten Trends enthält. Auch hier könnte der Ersatzzeitschrieb mit Hilfe eines Bauwerksmodells und Lastverteilungen generiert werden. Da aber Messungen an kritischen Details direkt die Bauwerksantwort und alle sonstigen statistischen Informationen enthalten, ist es einfacher und sinnvoller, den Ersatzzeitschrieb nach dem erkannten Muster der Umkehrpunkte der Messschriebe zu produzieren. Die Gene-

rierung der Ersatzzeitschriebe erfolgt dabei schrittweise für jeden Umkehrpunkt, der in Abhängigkeit einer festgelegten Zahl von vorausgegangenen Umkehrpunkten generiert wird und demnach die Reihenfolgeeffekte der Beanspruchung enthält. Das Vorgehen ist in [25] genauer beschrieben. In [16] wird eine weitere Vorgehensweise auf Grundlage eines mehrstufigen Markov-Prozess vorgestellt.

#### 7.5 Validierung des Verfahrens

##### 7.5.1 Allgemeine Vorgehensweise

Die Validierung des vorgestellten Verfahrens der Lebensdauervorhersage durch Nachfahren der kritischen Details in einer Prüfmaschine kann nicht an realen Bauwerken erfolgen. Einerseits wird das Warten auf den ersten Anriss bei der realen Brücke die Laufzeit eines Forschungsprojekts weit übertreffen, andererseits kann die Untersuchung von einigen wenigen Bauwerken nicht das für die allgemeine Validierung notwendige erforderliche Spektrum an Lastprozessen und Kerbdetails abdecken. Daher wird das Verfahren zunächst im Labor an sogenannten Ersatzbauwerken erprobt. Ersatzbauwerke sind dabei größere Probekörper mit definierten Kerben, welche beliebigen Lastprozessen unterworfen werden, also zum Beispiel Schmalband- oder Breitbandprozessen mit Amplitudengrößen, die Beanspruchungen vom Low-Cycle-Fatigue (LCF) bis zum High-Cycle-Fatigue (HCF) umfassen. Die Lebensdauer der kritischen Details dieser Ersatzbauwerke wird dann mit Hilfe des o.a. Verfahrens prognostiziert.

Ersatzbauwerke haben Detailgrößen, die erwarten lassen, dass Eigenspannungen, Oberflächeneffekte etc. denen realer Bauwerke entsprechen. Es wird mit einer Reihe unterschiedlicher Details ausgestattet (z.B. Schweißnähte, Schraubenlöcher, Steifenanschlüsse und andere Kerben). **Abb. 35** zeigt ein solches Ersatzbauwerk, hergestellt aus einem IPE500, das als Einfeldträger mit einer veränderlichen Einzellast in der Mitte beansprucht wird.

Es sind drei verschiedene Kerbdetails eingebaut: Eine Stumpfnah im unteren Flansch sowie zwei quadratische Aussparungen in den Stegen und Lasteinleitungssteifen. Die Kerben sind so dimensioniert, dass nach dem Palmgreen-Miner-Konzept in etwa die gleiche Anlastwechselzahl zu erwarten ist. Das Bauwerk ist derart entworfen, dass der Anriss an einer Stelle keinen nachweisbaren Einfluss auf die

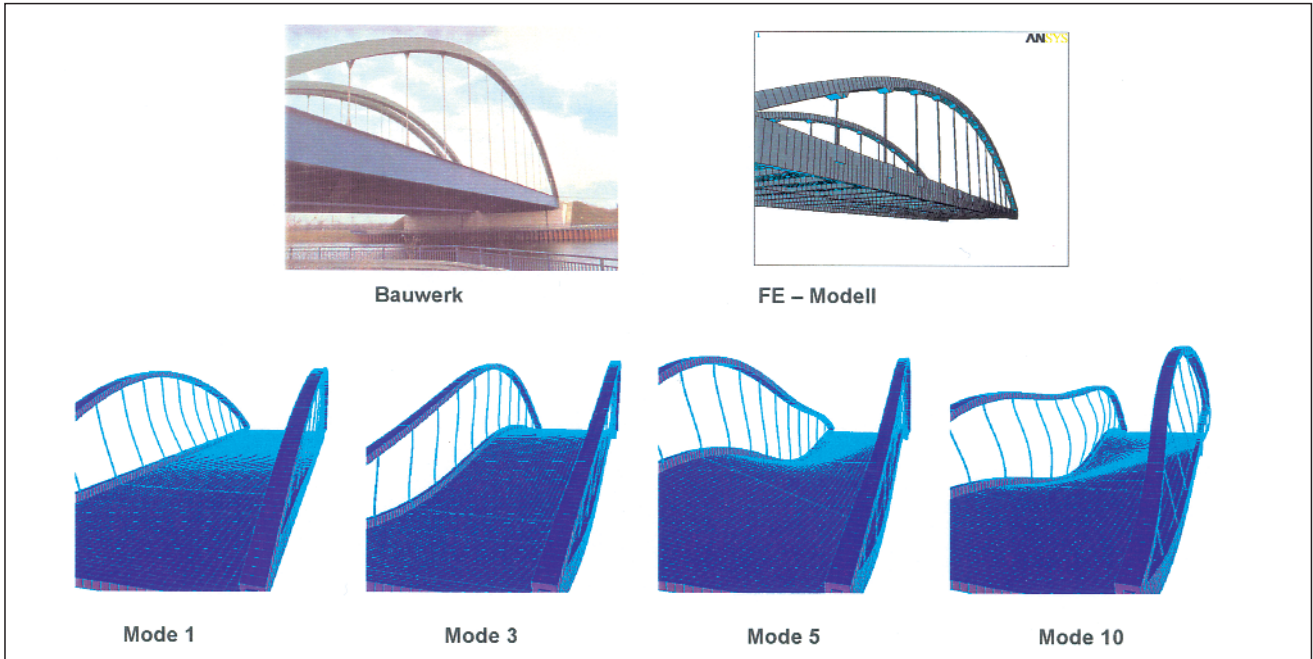


Abb. 33: Brücke mit Eigenformen

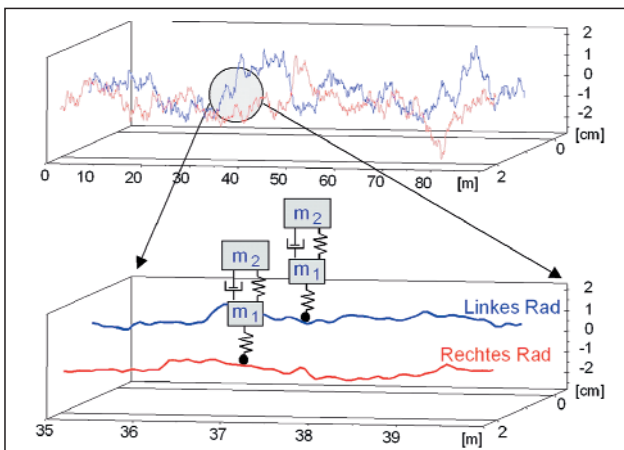


Abb. 34: Zweimassensysteme der Räder

Beanspruchungen anderer Kerben hat. Es werden Einstufentests zu Vergleichszwecken durchgeführt, die durch Randomversuche ergänzt werden. Die im Rahmen dieser Randomversuche aufbrachten stochastischen Beanspruchungsfolgen decken ein weites Frequenzspektrum ab, welche beispielhaft für unterschiedliche Bauwerkstypen unter typischen Einwirkungsprozessen stehen.

Wie zuvor erwähnt, sind zur Ermittlung der Anrisslebensdauer der Kerbdetails des Ersatzbauwerks Proben erforderlich, welche in einer digital geregelten Prüfmaschine getestet werden. Hierbei hat die Form der Probe eine entscheidende Bedeutung. Der Weg über Modellbildung, zum Beispiel durch eine Verkleinerung im Maßstab ist aufgrund von Modelleffekten hinsichtlich einer

Lebensdaueruntersuchung nicht erfolgsversprechend. Falls möglich, sollte am einfachsten eine Probe mit der Geometrie des Originaldetails (Prototyp) in der Prüfmaschine getestet werden. Das ist im Ersatzbauwerk bei den Kerbdetails Steifenanschluss und Stumpfnahse noch machbar. Falls aber nicht das vollständige Detail geprüft werden kann, wie bei den Stegaussparungen, wird der Hot-Spot der Beanspruchungen untersucht. Dabei wird die Probenform so festgelegt, dass der örtliche Beanspruchungszustand in der Umgebung des Risses in Bauwerk und Probe identisch ist. **Abb. 36** (oben) zeigt die Verteilung der Hauptspannungen im Ersatzbauwerk im Bereich der Kerbe in einem FE-Modell.

Die zugehörige Probenform, die die lokalen Beanspruchungsverhältnisse im Kerbbereich sehr gut wiedergibt, ist in **Abb. 36**, unten, dargestellt. Die Tiefe und der Winkel der Einschnitte, bezogen auf den Blechrand, sind so gewählt, dass durch die axiale Belastung der Probe im Kerbbereich der Einschnitte ein nahezu identisches Dehnungsfeld erreicht wird wie im Ersatzbauwerk. Um die Gesamtversuchszeiten zu verkürzen, wurden pro Probe zwei Eckbereiche vorge-

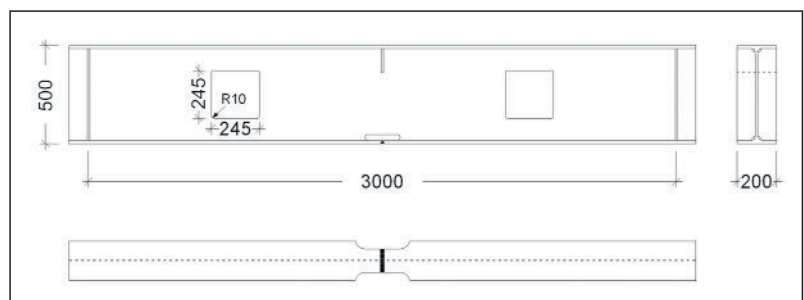


Abb. 35: Ersatzbauwerk



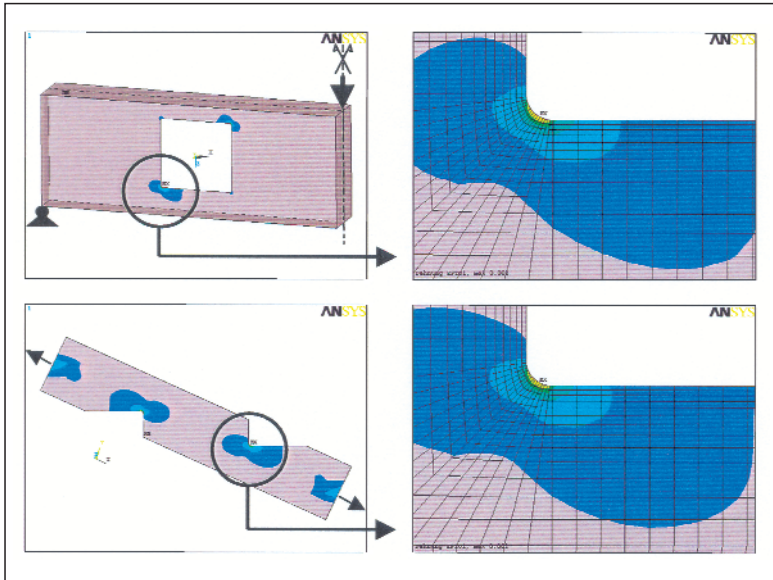


Abb. 36: oben: Dehnungsfeld Ersatzbauwerk, unten: Dehnungsfeld Probe

hen, damit mit einem Test zwei Ergebnisse erzielt werden können. Die Ähnlichkeit der beiden Systeme ist so bis zum Anriss gewährleistet. Ab dann verändern sich die Verhältnisse mit wachsender Länge allmählich, da bei der Zugprobe der tragende Querschnitt mit wachsendem Anriss immer kleiner wird und im Grenzfall der Gewaltbruch eintritt, während im innerlich statisch unbestimmten Ersatzbauwerk Umlagerungsmöglichkeiten aktiviert werden.

stimmen. Es ist somit unerlässlich, dass die DMS in Ersatzbauwerk und Probe exakt in der selben Position appliziert werden, um die Dehnungen vergleichen zu können. Dies wurde durch die Herstellung von speziellen Schablonen erreicht, durch die eine sehr hohe Reproduzierbarkeit der Position der geklebten DMS erreicht wurde. Die Versuchsanordnung der Proben und das Detail der Kerbe sind in **Abb. 39** dargestellt. Im Vergleich der **Abb. 38** und **39** ist zu erkennen, dass der Riss in beiden Fällen an der vorhergesagten Stelle auftritt.

In **Abb. 39** sind die Ergebnisse von bisher fünf verschiedenen Versuchsreihen mit dem Kerbdetail Stegaussparung und einer Versuchsreihe mit der Stumpfnah im Untergurt dargestellt. Dabei wurden jeweils die Anriss-Lastwechselzahlen von Ersatzbauwerkdetail (Abszisse) und der entsprechenden Probe (Ordinate) als 50% Fraktile (Mittelwert) gegeneinander aufgetragen. Zu jedem Punkt ist jeweils das 95% Konfidenzintervall angegeben. Identische Anriss-Lastwechselzahlen ( $N_{50\%}$ ) von Ersatzbauwerken und ihren zugehörigen Proben liegen dann als Punkte auf der Diagonalen.

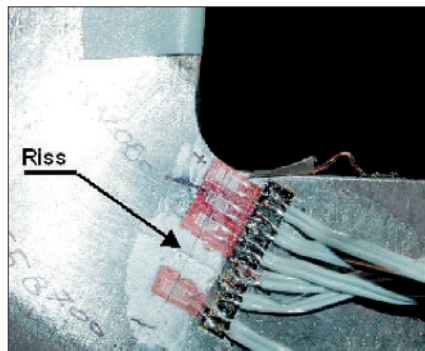
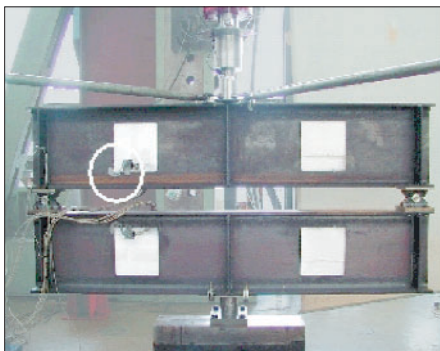


Abb. 37: Versuchsaufbau mit zwei Ersatzbauwerken und Detailvergrößerungen Fensterecke



Abb. 38: Proben des Eckausschnittes und Detailvergrößerung

### 7.5.2 Ergebnisse

Da nicht nur die Ergebnisse der Probenversuche streuen, sondern auch die Ergebnisse bei identischen Ersatzbauwerken unter identischer Belastung, müssen auch die Versuche mit den Ersatzbauwerken mehrfach durchgeführt werden. Der Versuchsaufbau wurde so konzipiert, dass immer zwei Ersatzbauwerke gleichzeitig mit einem Hydraulikzylinder belastet und getestet werden. **Abb. 37** zeigt links den entsprechenden Versuchsaufbau. Daneben ist eine Detailvergrößerung der kritischen Aussparung abgebildet.

Mit Hilfe der Dehnungsmessstreifen (DMS) werden die Hauptdehnungen im Bereich des Kerbgrundes aufgenommen. Diese Dehnungen müssen mit denen der einachsig beanspruchten Probe übereinstimmen. Es ist somit unerlässlich, dass die DMS in Ersatzbauwerk und Probe exakt in der selben Position appliziert werden, um die Dehnungen vergleichen zu können. Dies wurde durch die Herstellung von speziellen Schablonen erreicht, durch die eine sehr hohe Reproduzierbarkeit der Position der geklebten DMS erreicht wurde. Die Versuchsanordnung der Proben und das Detail der Kerbe sind in **Abb. 39** dargestellt. Im Vergleich der **Abb. 38** und **39** ist zu erkennen, dass der Riss in beiden Fällen an der vorhergesagten Stelle auftritt.

In **Abb. 39** sind die Ergebnisse von bisher fünf verschiedenen Versuchsreihen mit dem Kerbdetail Stegaussparung und einer Versuchsreihe mit der Stumpfnah im Untergurt dargestellt. Dabei wurden jeweils die Anriss-Lastwechselzahlen von Ersatzbauwerkdetail (Abszisse) und der entsprechenden Probe (Ordinate) als 50% Fraktile (Mittelwert) gegeneinander aufgetragen. Zu jedem Punkt ist jeweils das 95% Konfidenzintervall angegeben. Identische Anriss-Lastwechselzahlen ( $N_{50\%}$ ) von Ersatzbauwerken und ihren zugehörigen Proben liegen dann als Punkte auf der Diagonalen.

### 7.6 Erweiterung des Grenzzustandes

Das bisherige Vorgehen setzt als Grenzzustand das Auf-

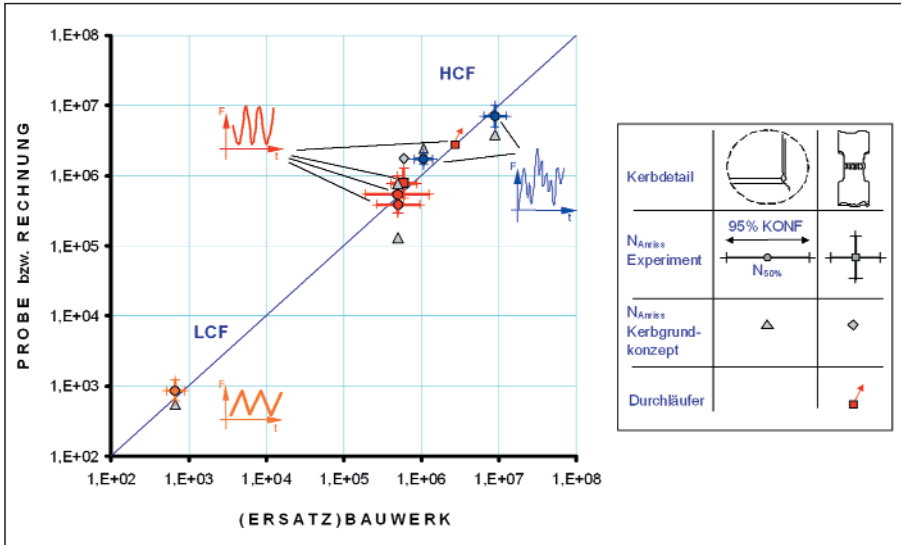


Abb. 39: Vergleich der Lastwechselzahl

treten des ersten Risses. Hiermit ist natürlich im Allgemeinen keine Aussage über das Gesamtbauwerksversagen zu treffen. In einem weiteren Schritt wird deshalb als neuer Grenzzustand das Versagen des Bauwerks als Ganzes oder eines Teils davon eingeführt. Bei innerlich statisch unbestimmten Systemen führt das Risswachstum zu einer Veränderung des Tragverhaltens, wodurch sich auch die zuvor bestimmten Nachweisorte ändern können. Das Risswachstum wird hierzu in einem ersten Schritt mit

Hilfe der linear-elastischen Bruchmechanik (LEBM) ermittelt. **Abb. 40** zeigt die Vorgehensweise. Die Parameter der Paris-Erdogan-Gleichung werden entweder der Literatur für den eingesetzten Stahl entnommen, oder sie werden als Erwartungswert aus den bisher durchgeführten Messungen bestimmt (**Abb. 40 b**). Beachtet werden müssen die Grenzen der LEBM, bei der die plastische Zone vor der Risspitze in Abhängigkeit zur Risslänge nicht zu groß werden darf. Im unmittelbaren Kerbbereich ist die plastische Zone verhältnismäßig groß und die LEBM darf deshalb nur mit Vorsicht eingesetzt werden.

Die Fließbruchmechanik ist dagegen in der Lage, Effekte aus Riss schließen infolge Druckvorspannung an der Risspitze mit zu erfassen, wodurch sich rechnerisch erheblich größere Restsicherheiten infolge verlangsamten Risswachstums ergeben können. Der bleibt nach einer Überlast während der folgenden Beanspruchungen geschlossen, bis die Druckvorspannung relaxiert ist. Die Fließbruchme-

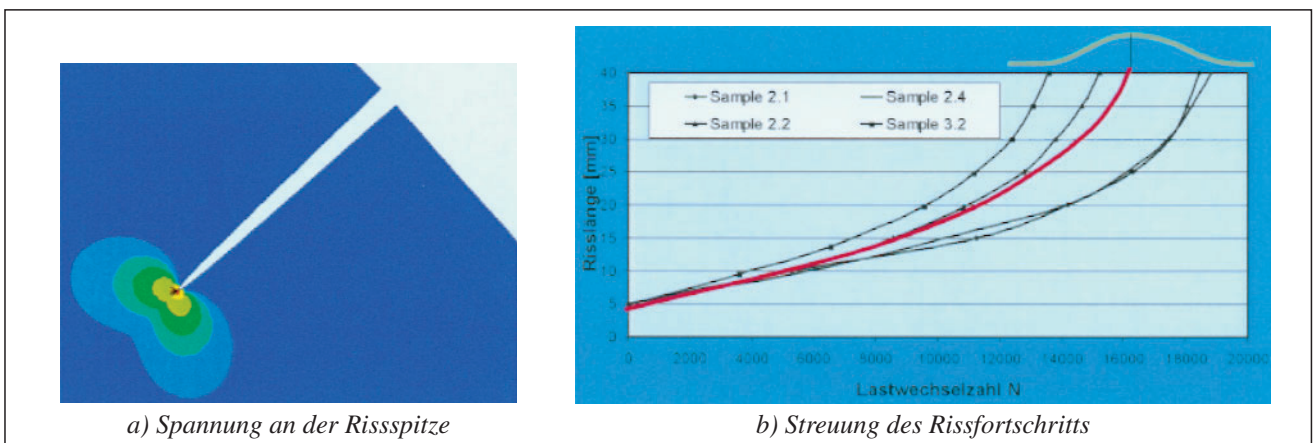


Abb. 40: Spannungen an der Spitze und Fortschrittskurve

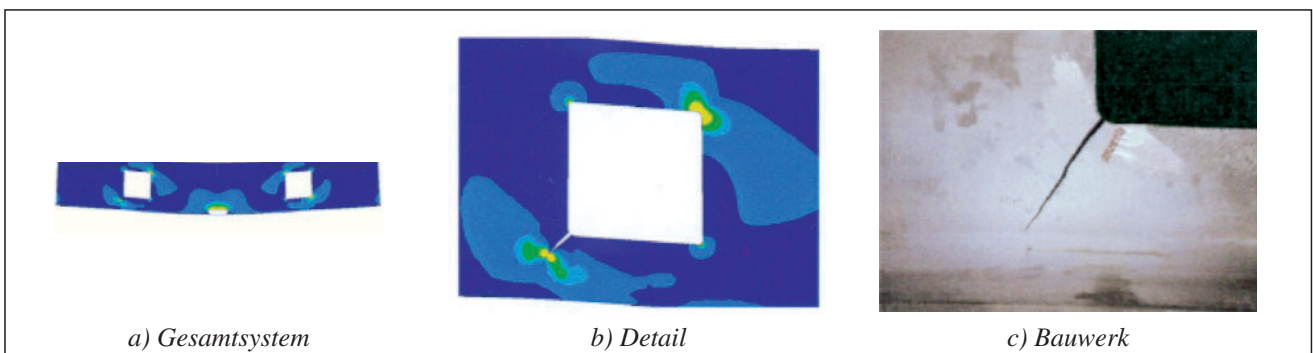


Abb. 41: Systemverhalten mit Rissen



chanik erfordert jedoch erheblich längere Rechenzeiten. Deshalb werden die Betrachtungen derzeit noch mit der LEMB durchgeführt. Dies stellt dann zwar eine Näherungslösung dar, mit deren Hilfe aber in den meisten Fällen der Folge-Anrissort gut bestimmt werden kann. Die Änderung der kritischen Nachweissorte wird mit Hilfe eines Finite-Element-Modells

untersucht. Der Rissfortschritt wird dabei in Abhängigkeit der aufgetragenen Lastwechsel ermittelt und die Systemänderung im FE-Modell verfolgt. **Abb. 41a** zeigt das gesamte Bauwerk mit lokalem Riß in der linken unteren Fensterecke. **Abb. 41 b** zeigt eine Detailvergrößerung, **Abb. 41c** das reale Bauwerk mit Riß.

## Literaturverzeichnis

- [1] Zweiter Bericht über Schäden an Bauwerken der Bundesverkehrswege. Bundesministerium für Verkehr 1995.
- [2] Mikami, J., Sakano, M., Shibata, H.: Database of damaged steel bridges. Technology Reports of Kansai-Univ. No.35 (1993) 185-196.
- [3] Eurocode 3 -1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Teil 1.1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau.
- [4] Petersen, C.: Stahlbau: Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten, Vieweg-Verlag, 1993
- [5] Seeger, T.: Grundlagen für Betriebsfestigkeitsnachweise. In: Stahlbauhandbuch. Für Studium und Praxis. Band 1, Teil B, Abschnitt 12. Stahlbau-Verlagsgesellschaft mbH Köln 1996.
- [6] Radaj, D.: Ermüdungsfestigkeit, Grundlagen für Leichtbau, Maschinen- und Stahlbau, Springer-Verlag, 1995
- [7] Reppermund, K.: Probabilistischer Betriebsfestigkeitsnachweis unter Berücksichtigung eines progressiven Dauerfestigkeitsabfalls mit zunehmender Schädigung. Dissertation Hochschule der Bundeswehr, Neubiberg 1984.
- [8] Schütz, W.: Fatigue Life Prediction by Calculation: Facts and Fantasies. Structural Safety & Reliability (Ed. Schueller & Yao). Rotterdam, Baalkema 1994, S. 1125-1131.
- [9] Eulitz, K. H., Kotte, K.: Das Nennspannungskonzept: Die Ermüdungslebensdauer vorhersagen. Teil 1: Materialprüfung 39 (1997) 3, S. 73ff, Teil 2: Materialprüfung 39 (1997) 4, 134ff
- [10] Eulitz, K., Hickethier, H., Kotte, K.: Lebensdauer bei Ermüdungsbeanspruchung vorhersagen. Materialprüfung 40 (1998) 6, S. 250ff
- [11] Haibach, E.: Betriebsfestigkeit, Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung, VDI-Verlag, Düsseldorf 1989
- [12] Seeger, T., H. Amstutz: Betriebsfestigkeitsnachweise für Schweißverbindungen auf der Grundlage örtlicher Konzepte. DVS-Bericht Nr. 187, S.190-208. Deutscher Verband für Schweißtechnik, Düsseldorf, 1997.
- [13] Stötzel, G.: Verfahren zur Beurteilung der Sicherheit bei der Weiterverwendung alter Stahlbrücken. Aachen: Shaker-Verlag 1998.
- [14] Blumenauer, H.: Technische Bruchmechanik. Springer-Verlag 1993.
- [15] Lukic, M., Cremona, C.: Probabilistic Assessment of Welded Joints versus Fatigue and Fracture. Journal of Structural Engineering, February 2001, S. 211-218.
- [16] Peil, U., Mehdiانpour, M., Frenz, M.: Fatigue Prediction of Steel Structures by means of Monitoring and testing. In: Life-Cycle Cost Analysis and Design of Civil Infrastructure Systems. (Ed. Frangopol, D.M., Furuta, H.). US-Japan-Workshop, ASCE, SEI -Publications 2001, S. 222-238.
- [17] Peil, U., Mehdiانpour, M.: Life Cycle Prediction via Monitoring. Structural Health Monitoring (Ed. Chang, F.-K.), Stanford 1999, S. 723-730.
- [18] Peil, U., Mehdiانpour, M., Frenz, M.: Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung, SFB 477 Arbeitsbericht 1998-2000, S. 59-77.
- [19] Moses, F.: Weight in Motion System Using Instrumented Bridges. Transportation Engineering, Proceedings of ASCE, Vol. 105, No. TE3.
- [20] Tatsuya, O.: BWIM Systems using Truss Bridges. Bridge Management Four (Ed. Ryall, M., Parke, G., Harding, J.), Guildford/Surrey 2000, S. 378-385.
- [21] Sedlacek, G., Jaquemon, J.: Herleitung eines Lastmodells für den Betriebsfestigkeitsnachweis von Straßenbrücken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 430.
- [22] Deichsel, G., Trampisch, H.J.: Clusteranalyse und Diskriminanzanalyse. Gustav-Fischer Verlag, Stuttgart 1985
- [23] Peil, U., Mehdiانpour, M., Scharff, R.: Life Time Assessment of Existing Bridges. Structural Health Monitoring (Ed. Chang, F.-K.), Stanford 2001
- [24] Braun, H.: Untersuchungen über Fahrplannunehheiten. Dissertation, TU-Braunschweig
- [25] Mehdiانpour, M.: Lebensdauer vorhersage von ermüdungsbeanspruchten Tragwerken mit Hilfe von Monitoring und begleitenden Versuchen. Dissertation, TU-Braunschweig, 2002

# Das Erdbebenrisiko von Infrastrukturen am Beispiel der Kölner Rheinbrücken

**Auch in Deutschland besteht in der Erdbebensicherheit ein ernst zu nehmendes Defizit**

Das Erdbebenrisiko nimmt wegen der steigenden Bevölkerungsdichte und Industrialisierung in erdbebengefährdeten Gebieten weltweit stetig zu. Obwohl Deutschland nicht im Grenzbereich aufeinander treffender tektonischer Platten liegt, können auch hier Erdbeben, so genannte Intraplattenbeben, auftreten. Eine am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe (TH) durchgeführte Analyse der Verletzbarkeit („Vulnerabilitätsanalyse“) der Infrastrukturen in Deutschland, am Beispiel der Kölner Rheinbrücken, hat bestätigt, dass durchaus Defizite in der Erdbebensicherheit bestehender Bauwerke auch in Deutschland existieren.

*Univ. Prof. Dr.-Ing. L. Stempniewski*



*Jahrgang 1958, Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Dortmund, 1990 Promotion an der Universität Karlsruhe (TH), seit 2000 Professor und Direktor des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH).*



*Dipl.-Ing. A. Fücke  
Jahrgang 1973, Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Karlsruhe (TH), seit 2000 Mitarbeiter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie*

## 1 Einführung

Köln liegt am südöstlichen Ausläufer der Niederrheinischen Bucht, eines seismisch aktiven Grabensystems innerhalb der Eurasischen Platte. Obwohl die Häufigkeit von Starkbeben innerhalb einer tektonischen Platte wesentlich geringer ist, als an den Plattenrändern, können auch hier katastrophale Ereignisse stattfinden. Dies hat das Erdbeben in Tangshan 1976 mit über 240.000 Toten gezeigt [1]. In einer Entfernung von nur 15 km vom Stadtzentrum Köln, liegt eine kritische Verwerfung - der Erftsprung. Eine Studie der Münchner Rückversicherung prognostiziert für Köln einen Schaden von 106 Milliarden US\$ für ein mögliches Erdbeben der Magnitude 6,7 an dieser Verwerfung [2]. Zuletzt hat sich das Gefährdungspotential des niederrheinischen Grabenbruchsystems 1992 beim Roermondbeben gezeigt, das mit einer Magnitude 5,9 auf der Richter-Skala Schäden von über 250 Mio. DM verursachte [3]. Sogar in Köln, 80 km vom Epizentrum entfernt, waren durch dieses Ereignis noch Schäden an Bauwerken zu verzeichnen. So fiel eine 500 kg schwere Kreuzblume vom Kölner Dom herab und durchschlug das Dach eines Seitenschiffes.

Typisch für Katastrophen mit Wiederkehrperioden von mehreren Generationen ist, dass die vorhandene Gefährdung aus dem Bewusstsein der Gesellschaft schwindet und kaum Vorkehrungen getroffen werden. So gibt es für die Stadt Köln, wie im übrigen für ganz Deutschland, kein Katastrophenmanagement für ein Ereignis, das auf einmal das gesamte Stadtgebiet betrifft. Im Rahmen des DFNK wurde für die Stadt Köln ein Rettungswegenetz (**Abb. 1**), das einen wichtigen Teil eines effizienten Katastrophenmanagements darstellt, entwickelt und auf seine Funktionsfähigkeit nach einem Erdbeben untersucht.

Dieses Rettungswegenetz besteht aus einem inneren Stadtring, einem äußeren Autobahnring und einer sternförmigen Verbindung beider Ringe. So können Hilfskräfte wie Feuerwehr und THW über kurze aber auch redundante Wege zu Einsatzorten und Krankenhäusern gelangen. Als kritische Punkte

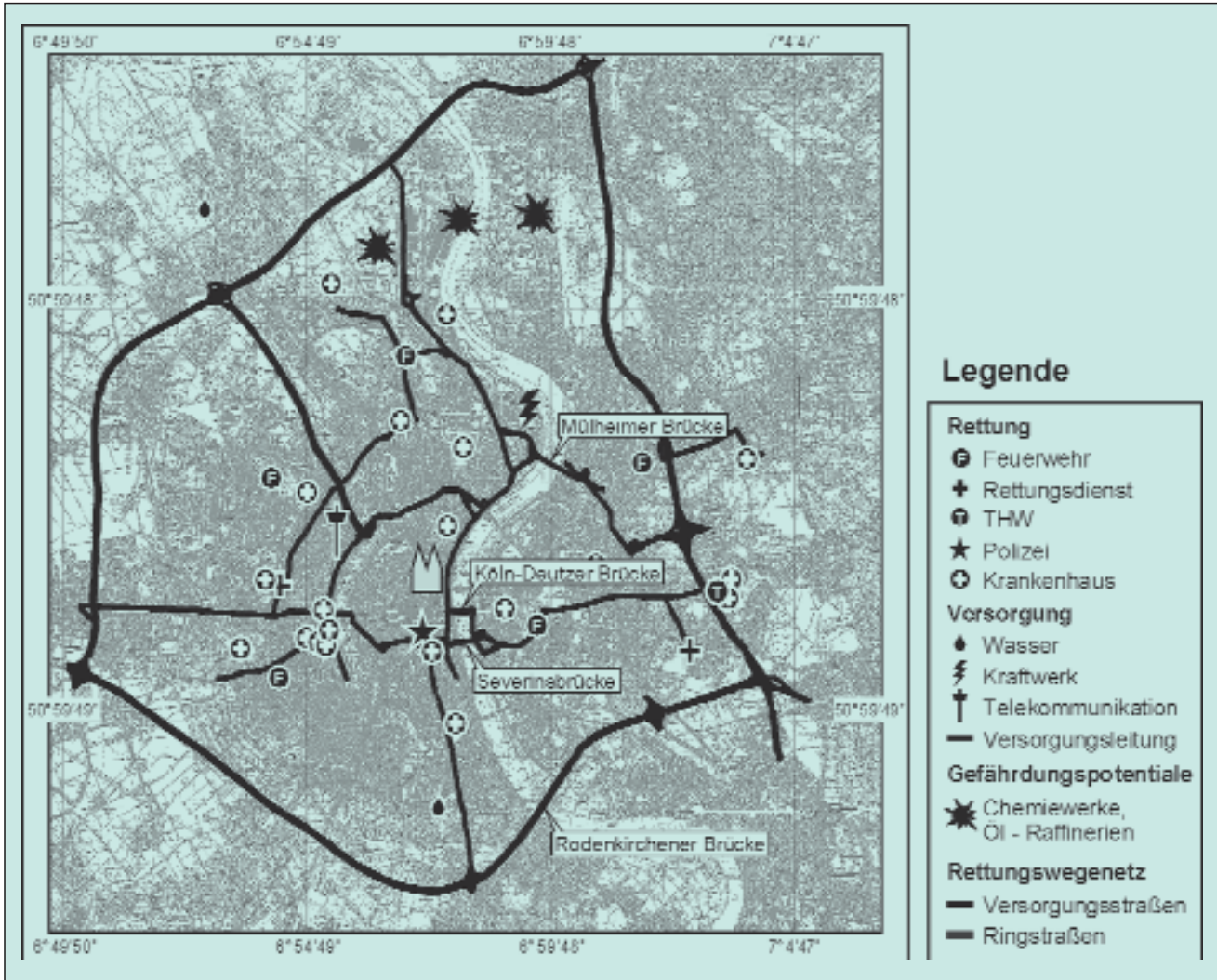


Abb. 1: Rettungswegenetz für die Stadt Köln mit den untersuchten Rheinbrücken

des Rettungswegenetzes wurden die fünf Rheinbrücken eingestuft, da sie im Versagensfall zu großen Umwegen führen und ihre Instandsetzungskosten und -zeiten sehr hoch sind. Für vier Brücken (Abb. 2) wurde eine Vulnerabilitätsanalyse mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente für Erdbebenszenarien nach E-DIN 4149 durchgeführt. Eine genauere Abstimmung der Erdbebenlast auf die tektonische und geologische Situation in Köln wird von Projektpartnern des DFNK erarbeitet und wird im nächsten Schritt bei der Vulnerabilitätsanalyse der Brücken berücksichtigt.

## 2 Bauwerksmodellierung

Für eine detaillierte Modellierung der Brücken dienen Konstruktionspläne, die von den örtlichen Behörden zur Verfügung gestellt wurden. Die Berechnungen erfolgten mit dem Finite Elemente Programmsystem ABAQUS.

Da die Köln-Deutzer Brücke eine Balkenbrücke mit regelmäßiger Geometrie ist, sind die Eigenmoden für die drei Koordinatenrichtungen voneinander entkoppelt. Somit reicht eine zweidimensionale Modellierung aus, um das dynamische Verhalten getrennt in Brückenlängsrichtung (longitudinal) und Brückenquerrichtung (lateral) zu erfassen. Die vertikale Anregung ist bei dieser Brücke unerheblich. Balkenelemente bilden den Überbau und die Pfeiler der Köln-Deutzer Brücke (Abb. 3). Diese verbleiben bei einem in Köln zu erwartenden Erdbeben unterhalb ihrer Traglast, so dass ein linear elastisches Materialverhalten angesetzt wird. Über die Fundamente tritt das Bauwerk mit dem umliegenden Baugrund, der ebenfalls ein schwingungsfähiges Medium darstellt, in Wechselwirkung. Dieser Effekt heißt Boden-Bauwerks-Wechselwirkung und hat aufgrund des relativ weichen Baugrundes und der gedrungenen, massiven Pfeiler einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss. Hierfür wurde ein Modell [4] bestehend aus Federn, Massen und Dämpfern entsprechend der Steifigkeit, der Massenträgheit und



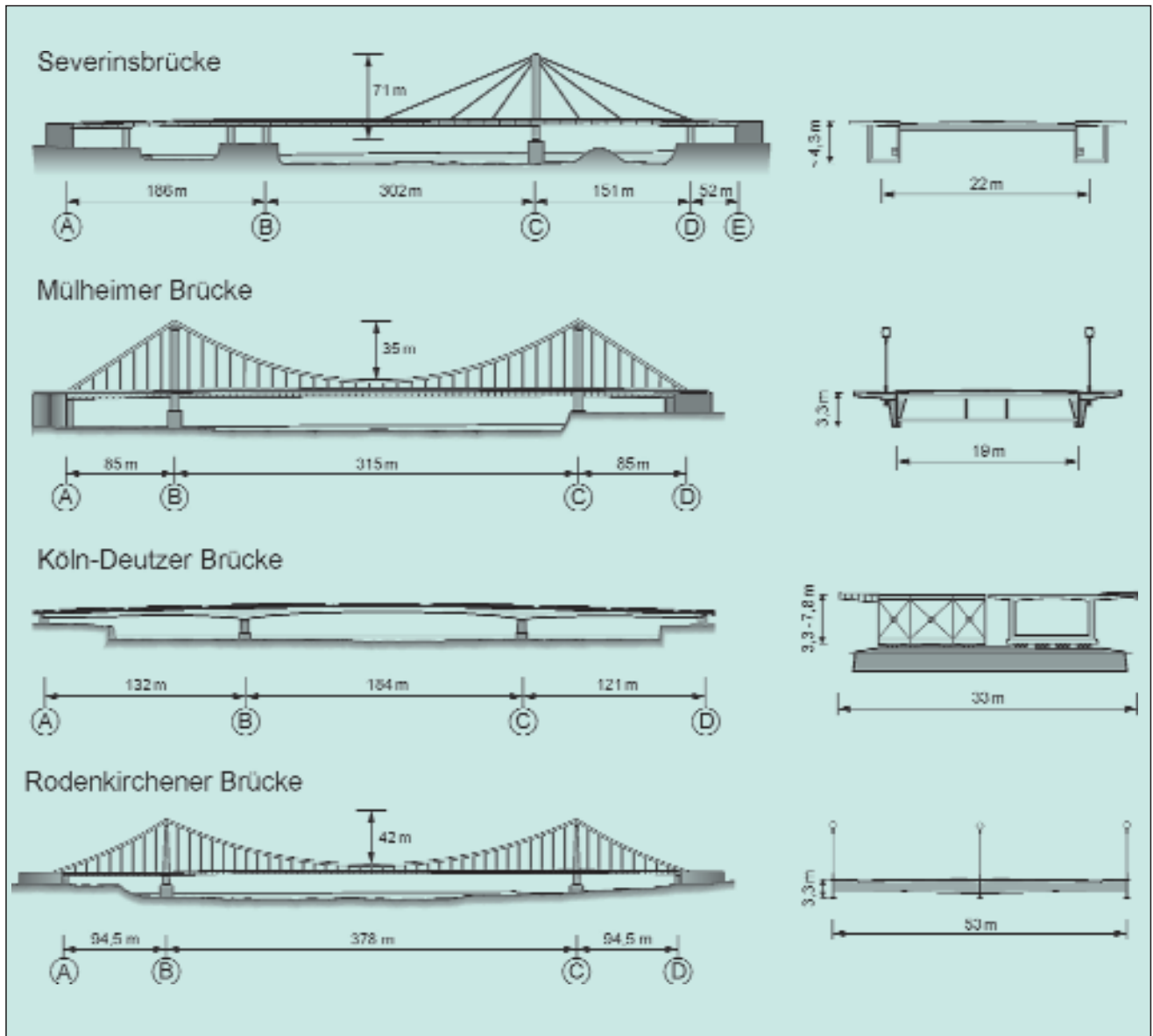


Abb. 2: Untersuchte Rheinbrücken in Ansicht und Querschnitt

der Abstrahlungsdämpfung des Bodens gewählt. Die Brückenlager werden jeweils durch ein Element repräsentiert, das die horizontale Last-Verformungseigenschaft des Lagers simuliert. Für die vorhandenen Führungs- und Topflager ist der Ansatz einer starren Verbindung ausreichend [5], für mögliche Ertüchtigungsmaßnahmen mit Elastomerlagern muss das nichtlineare Verformungsverhalten jedoch berücksichtigt werden.

Bei den Kabelbrücken wurde eine dreidimensionale Modellierung gewählt, die insbesondere zur Erfassung der Bauwerksschwingung in lateraler Richtung notwendig ist. Die Modellierung der Haupt- und Querträger der Überbauten erfolgt mittels Balkenelementen, Verbände und aussteifende Fahrbahnplatte werden zu Schalenelementen zusammengefasst. Den Tragseilen stehen Balkenelemente geringer

Biegesteifigkeit gegenüber und den Hängern Stabelemente ohne Biegesteifigkeit. Um bei den Hängeseilbrücken die Rückstellkräfte durch Schrägstellung der Hänger, zu erfassen, muss das Modell entsprechend dem Gebrauchslastzustand „vorgespannt“ und geometrisch nichtlinear gerechnet werden. Damit wird u.a. das pendelartige Schwingen des Überbaus in longitudinaler Richtung berücksichtigt. Bei der Schrägseilbrücke können die Tragkabel, unter Vernachlässigung der Seilschwingungen, jeweils durch ein Stabelement repräsentiert werden.

Die Verkehrslast erhöht die effektive Bauwerksmasse und senkt somit die Grundresonanzfrequenz der Brücken. EuroCode 8 empfiehlt diese mit einem Kombinationsbeiwert von  $\psi_2 = 0,2$  entsprechend dem quasi-ständigen Anteil der Verkehrslast zu berücksichtigen.



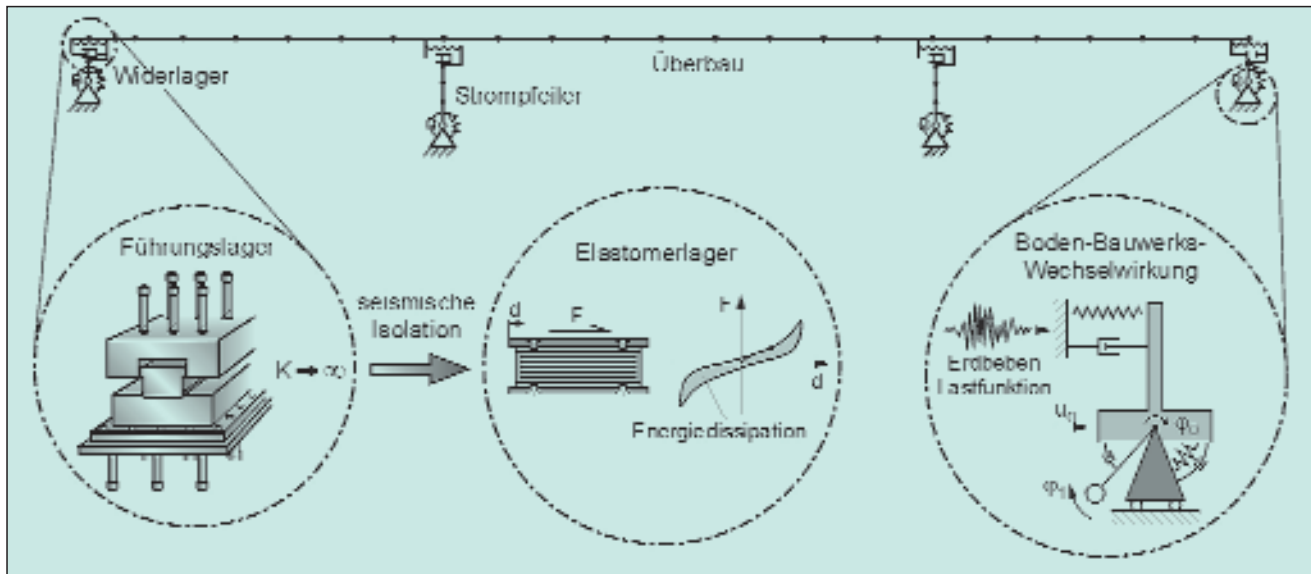


Abb. 3: Finite Elemente Modell der Köln-Deutzer Brücke

## 3 Resonanzfrequenzen

Der Frequenzgehalt eines Erdbebens an einem Standort hängt vom Herdmechanismus und den Standorteffekten, also den geologischen Bedingungen wie Steifigkeit und Mächtigkeit der Sedimentschichten unter dem Bauwerk ab. Generell kann man sagen, dass auf felsigem Untergrund hohe Frequenzen und auf weichen Sedimentschichten tiefe Frequenzen vorherrschen ( $\rightarrow$  Bodenresonanz). Besonders kritisch sind weiche Sedimentschichten geringer Mächtigkeit auf einem Untergrund mit wesentlich höherer Steifigkeit. Dies führt zu extrem hohen Amplitudenverstärkungen im tiefen Frequenzbereich (Mexiko City, 1985). Die Standorteffekte werden durch örtlich gebundene Bemessungsspektren in den Erdbebennormen wie E-DIN 4149 berücksichtigt. Bemessungsspektren geben die maximal zu erwartenden spektralen Amplituden der Beschleunigung während eines lokal zu erwartenden Erdbebens an der Oberfläche an.

Wird das Bauwerk durch ein Erdbeben ange-regt, dessen vorherrschender Frequenzgehalt nahe einer Eigenfrequenz des Bauwerks liegt, kommt es zu Amplitudenverstärkungen, die zu einer hohen dynamischen Belastung des Bauwerks führen. **Abb. 4** zeigt den jeweils maßgebenden Eigenmode in longitudinaler und lateraler Richtung von drei der vier ausgewählten Brücken. Die Eigenmoden der Mülheimer Hängeseilbrücke unterscheiden sich nur unwesentlich von der Rodenkirchener Brücke und sind deshalb hier nicht dargestellt.

Für den Raum Köln wird nach E-DIN 4149 ein einheitliches Bemessungsspektrum nach **Abb. 5** vorgegeben. Dem Bemessungsspektrum gegenübergestellt sind die ersten Eigenperioden der Köln-Deutzer Brücke und der Severinsbrücke. Die Eigenperioden der beiden Hängeseilbrücken sind so groß, dass sie außerhalb des dargestellten Bereichs liegen. Da die Brücken mit ihren großen Spannweiten hohe Eigenperioden haben, liegen sie im Bemessungsspektrum

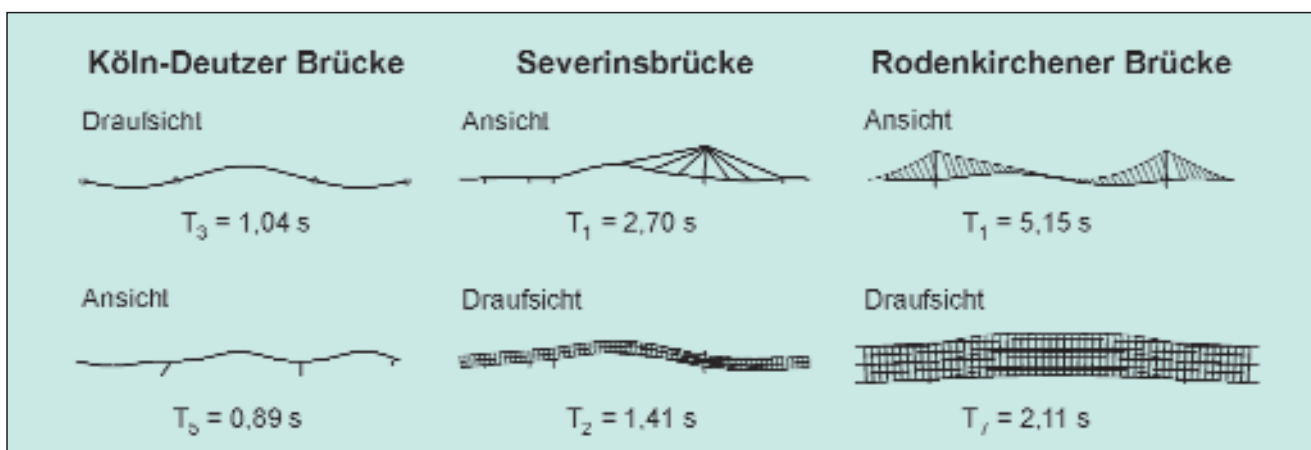


Abb. 4: Eigenmoden der Kölner Rheinbrücken

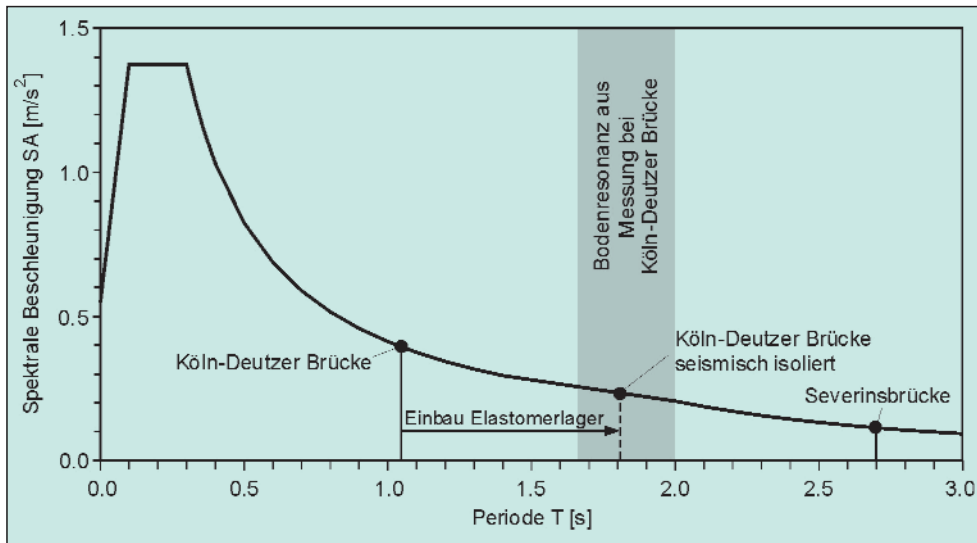


Abb. 5: Bemessungsspektrum nach E-DIN 4149 im Vergleich zur Boden- und Brückenresonanz

außerhalb des Plateaus mit maximalen spektralen Beschleunigungen ( $0,01 \text{ s} < T < 0,3 \text{ s}$ ) und werden somit weit weniger belastet als z.B. Hochbauten mit geringer Stockwerkszahl. Dennoch überschreiten die Horizontallasten aus Erdbeben meist die im Brückenbau anzusetzenden Brems- und Windlasten und können somit zu Schäden führen.

Messungen aus natürlicher Bodenunruhe [7] haben sogar gezeigt, dass im Stadtgebiet das Plateau mit maximaler Verstärkung im Bereich höherer Eigenperioden anzusiedeln ist, was sich auf die Rheinbrücken negativ auswirkt. Aus den Messungen wurde eine maximale Verstärkung im Südwesten der Stadt bei  $T = 3,0 \text{ s}$  ermittelt, die bis zum Nordosten der Stadt auf  $T = 0,3 \text{ s}$  abfällt. **Abb. 5** zeigt den Bereich maximaler Verstärkung (grau hinterlegt) der direkt an der Köln-Deutzer Brücke gemessen wurde.

## 4 Dynamische Simulation

Zur Berechnung der Bauwerksbelastung durch Erdbeben stehen in erster Linie folgende Verfahren zur Verfügung: Ansatz horizontaler Ersatzlasten, Antwortspektrenverfahren sowie Zeitverlaufsverfahren. Letzteres bietet bei gegebener Erdbeben-Lastfunktion die höchste Genauigkeit. Stoffliche und geometrische Nichtlinearitäten können berücksichtigt werden, sowie sukzessive Schädigung im Bauwerk, wie z.B. Rissbildung im Beton. Bei diesem Verfahren wird die Lastfunktion des Erdbebens (Beschleunigungszeitverlauf, Akzelerogramm) in Zeitschritte unterteilt und das Gleichgewicht des Bauwerks unter Berücksichtigung der Trägheitskräfte für jeden Zeitschritt neu berechnet. Es gibt zwei Möglichkeiten, maßgebende Beschleunigungszeitverläufe zu ermit-

eln. Zum einen können vorhandene Aufzeichnungen von Erdbeben verwendet werden, deren Herdmechanismus und Standorteffekte mit den Begebenheiten am Bauwerk übereinstimmen. Sind keine geeigneten Aufzeichnungen vorhanden, wie es in Gebieten moderater Seismizität meist der Fall ist, müssen entsprechende Lastfunktionen künstlich generiert werden. In diesem Fall wurde der Programmcode SIMQKE verwendet, mit dem

spektralkonforme Zeitverläufe generiert werden können. Hierfür wurde das Bemessungsspektrum der E-DIN 4149 angewendet. Die Starkbebendauer wurde nach einer Auswertung europäischer Erdbeben von Hosser [9] mit fünf Sekunden angenommen. Mit einer Intensitätsfunktion nach Klein [10] – also der zeitlichen Entwicklung der Erdbebenenergie – ergab sich eine Gesamterdbebendauer von knapp 16 Sekunden. Es wurden fünf Akzelerogramme mit gleichem Antwortspektrum und gleicher Dauer erstellt, um einen Einfluss der zufällig von SIMQKE generierten Phasenwinkel der einzelnen Frequenzanteile auszuschließen. Die Variation in der Antwort des Bauwerks auf die fünf Akzelerogramme betrug bis  $\pm 25 \%$ .

### Köln-Deutzer Brücke

Aus einer Vielzahl von Untersuchungen wird repräsentativ eine Berechnung nach dem Zeitverlaufsverfahren im folgenden dargestellt. Der Erdbebenzeitverlauf wurde in Brückenquerrichtung in allen Gründungspunkten des Bauwerks synchron angesetzt. **Abb. 6 a** zeigt den zeitlichen Verlauf der horizontalen Kraft im Führungslager über dem Widerlager sowie dessen Traglast. Durch eine erhebliche Überlastung wird das Festlager versagen, was zu großen Verschiebungen des Überbaus führt. Ein Anprall gegen den zweiten Überbau ist möglich. Die extrem geringen Horizontalverformungen des Führungslagers nach einer entsprechenden Verstärkung sind in **Abb. 6 b** dargestellt. Des Weiteren hat sich gezeigt, dass auch die Festlager über den Pfeilern, in Form von Topflagern, stark überlastet werden.

Topflager und Führungslager besitzen ein ungünstiges Verhältnis von hoher Steifigkeit zu geringer Duktilität und sind daher nicht für Erdbebenlasten geeignet. Gerade in Gebieten mit moderater

Seismizität werden diese Lager jedoch häufig verwendet. Eine mögliche Ertüchtigung mit Elastomerlagern wird im Weiteren gezeigt.

## Kabelbrücken

Die Überbauten der beiden Hängeseilbrücken (Rodenkirchener, Mülheimer Brücke) sind in Brückenlängsrichtung pendelartig aufgehängt und aufgrund dessen bei longitudinaler Anregung seismisch isoliert. Auch der Anstieg der Kraft im Trageisil war vernachlässigbar. Ein möglicher Schwachpunkt dieser Brücken bei lateraler Anregung sind die Pylonlager und die Schubornlager am Widerlager. Die Belastung verblieb jedoch auch hier unterhalb der Traglast. Einen möglichen weiteren Schwachpunkt bildet die Gründung, die in diesem Rahmen jedoch nicht nachgewiesen wurde.

Die Schrägseilbrücke (Severinsbrücke) erwies sich für die vorgegebene Belastung auch als sicher. Allerdings wurde die Traglast bei Anregung in longitudinaler Richtung im Festlager zwischen Pylon und Überbau fast erreicht. Da ein Versagen dieses Lagers zu erheblichen Folgeschäden führen würde, wäre dennoch eine Verstärkung desselben anzuraten.

## 5 Ertüchtigungsmaßnahmen

Um ein Bauwerk zu ertüchtigen, gibt es grundsätzlich zwei unterschiedliche Methoden. Zum einen kann die Tragkraft, in diesem Fall die der Brückenlager, in dem Maße erhöht werden, dass die Erdbebenlasten aufgenommen werden können. Am Beispiel der Köln-Deutzer Brücke bedeutet dies, dass eine Traglasterhöhung der Führungslager von 0,5 MN auf 1,8 MN durchgeführt werden muss. Hier müssen natürlich auch die Verankerungen und Anschlussbauteile für die hohen Lasten nachgewiesen werden. Die andere, meist wirtschaftlichere Variante, ist, das Bauwerk seismisch zu isolieren. Bei Brücken wird der Überbau vom restlichen Bauwerk durch Erdbebenlager wie Elastomerlager oder Reibungs-

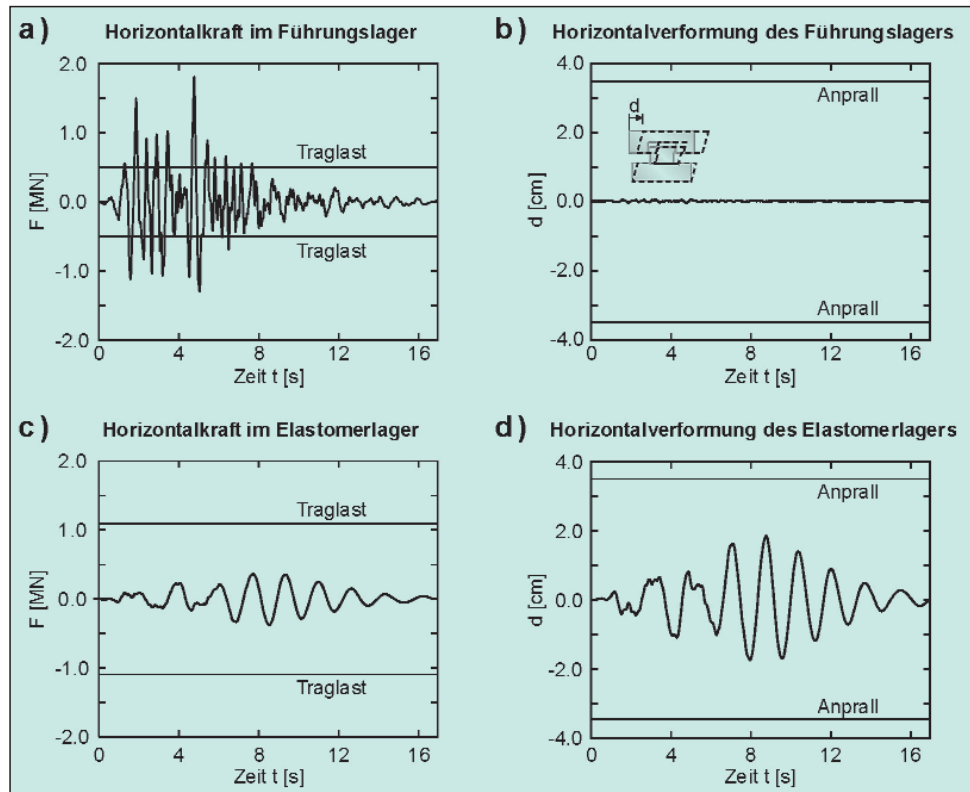


Abb. 6: Belastung und Verformung des Festlagers (Schnitt A) der Köln-Deutzer Brücke bei lateraler Anregung mit vorhandenen Führungslagern und zum Vergleich mit seismischer Isolierung

pendellager entkoppelt. Zum einen wird die Struktur weicher zum anderen wird in den Lagern Energie dissipiert, die durch Einsatz von Bleikernen oder Dämpfern noch erhöht wird. **Abb. 6** zeigt eine Vergleichsrechnung der Köln-Deutzer Brücke mit Elastomerlagern anstatt der vorhandenen Festlager. Abgesehen von einer Erhöhung der Traglast wird die maximal auftretende Horizontallast von 1,8 MN auf unter 0,4 MN gesenkt. Der Nachteil einer seismischen Isolation ist die zunehmende Verformung infolge geringerer Steifigkeit. **Abb. 6 d** zeigt die Horizontalverformung des Elastomerlagers im Vergleich zur Verformung eines verstärkten Führungslagers in **Abb. 6 b**. Die Verformungen des Elastomerlagers sind zwar wesentlich größer, liegen aber dennoch im akzeptablen Bereich, so dass es nicht zum Zusammenprall der beiden Überbauten kommt.

Da das Bauwerk im Zuge einer seismischen Isolation weicher wird, steigt auch seine Grundeigenperiode. Im Fall der Köln-Deutzer Brücke steigt diese von 1,0 auf 1,8 Sekunden. Dieser Effekt wird insbesondere dann interessant, wenn das Bauwerk zuvor im Plateau des Bemessungsspektrums lag und durch die Isolierung aus dem Maximalbereich des Bemessungsspektrums herausgeholt wird. Dieser günstige Effekt kommt bei der Köln-Deutzer Brücke jedoch kaum zum tragen. Berücksichtigt man die Messungen aus Bodenresonanz so wandert die Eigenperiode so-

gar erst in einen Bereich maximaler Verstärkung (Abb. 5) wodurch die Bauwerksantwort ansteigen würde. Weitere Untersuchungen sollen klären inwieweit sich die gemessenen Bodenresonanzen auf das maßgebende Bemessungsspektrum auswirken.

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Vier Rheinbrücken in Köln wurden als besonders wichtig für die Durchführbarkeit von Rettungsarbeiten nach einem Erdbebenereignis eingestuft und auf ihre Erdbebensicherheit hin untersucht. Eine so genannte Vulnerabilitätsanalyse wurde für diese Brücken, eine Balkenbrücke, eine Schrägseilbrücke und zwei Hängeseilbrücken durchgeführt.

Generell hat sich gezeigt, dass die Brücken mit großer Spannweite hohe Grundeigenperioden besitzen und dadurch bei Verwendung des Bemessungsspektrums nach E-DIN 4149 geringe Amplitudenverstärkungen und folglich relativ geringe Horizontallasten auftreten.

Dennoch ist bei der Balkenbrücke mit einem Versagen an den Festlagern (Führungs-, Topflager) zu rechnen, was zum Ausfall der Brücke im Katastrophenfall führen kann. An den Tragseilbrücken, deren Eigenperioden noch wesentlich höher liegen, konnte kein Schadensmechanismus nachgewiesen werden.

Berechnungen haben ergeben, dass eine Ertüchtigung der Balkenbrücke unter Zugrundelegung des Bemessungsspektrums aus E-DIN 4149 durch

Isolation mit Elastomerlagern möglich ist. Mit der Isolation ist eine Verschiebung der Bauwerksresonanz verbunden. Aus diesem Grund ist eine genaue Kenntnis der örtlichen Standorteffekte erforderlich, um das Bauwerk nicht dadurch in Resonanz mit dem Boden zu bringen.

Messungen aus natürlicher Bodenunruhe in Köln haben gezeigt, dass die Bodenresonanzen tiefer liegen als in der Norm angenommen und die Ertüchtigungsmaßnahme damit unwirksam wäre. Dieser Einfluss wird im weiteren Verlauf des Projektes genauer erforscht. Die seismische Vulnerabilitätsanalyse, die beispielhaft an den Kölner Rheinbrücken durchgeführt wurde, weist darauf hin, dass selbst in Deutschland bei moderater Seismizität Defizite in der Erdbebensicherheit an Bauwerken existieren. Da eine Vulnerabilitätsanalyse und mögliche Ertüchtigungsmaßnahmen erfahrungsgemäß weit weniger kosten als die wirtschaftlichen Folgen im Schadensfall, ist die Ausweitung der Untersuchungen auf andere Bauwerke in Deutschland zu empfehlen.

## 7 Dank

An dieser Stelle möchten wir uns bei den Beteiligten vom Amt für Brücken und Stadtbahnbau und dem Landesbetrieb Straßenbau NRW Köln für ihre umfassende Unterstützung bedanken. Das Projekt ‚Identifikation und Vulnerabilitätsanalyse von Bauwerken mit erhöhtem Erdbebenrisikopotential bzw. Sicherheitsanspruch‘ mit dem Förderkennzeichen 01SF9973/0 wird im Projektverbund „Deutsches Forschungsnetz Naturkatastrophen“ vom Bundesministerium für Bildung finanziert.

## Literatur

- [1] Bachmann, H.: Erdbebensicherung von Bauwerken, Birkhäuser Verlag Basel, 1995.
- [2] Allmann, A., Rauch, E., Smolka, A.: New paleoseismological findings on major earthquakes in Central Europe: Possible consequences for the earthquake loss potential in Germany, 11th ECEE, (Rotterdam 1998).
- [3] Berz, G.: Das Roermond-Erdbeben 1992: Folgerungen für die Erdbebenversicherung, DGEB Publikation Nr. 7, (1995).
- [4] Wolf, J. P.: Soil-Structure-Interaction Analysis in Time Domain, (Prentice Hall, New Jersey, 1988).
- [5] Bachmann, H., Somaini, D.: Erdbebenverhalten von Balkenbrücken mit fester Lagerung in Längsrichtung, (Birkhäuser Verlag, Basel, 1989).
- [6] Priestley, M. J. N., Seible, F., Calvi, G. M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, (John Wiley & Sons Inc., New York, 1996).
- [7] Parolai, S., Bormann, P., Milkereit, C.: Assessment of the natural frequency of the sedimentary cover in the Cologne area (Germany) using noise measurements, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 5, No. 4 (2001) S. 541-564.
- [8] Fuchs, K., Wenzel, F.: Erdbeben – Instabilität von Megastädten – Eine wissenschaftlich-technische Herausforderung für das 21. Jahrhundert (Springer Verlag, 2000).
- [9] D. Hosser: Realistische seismische Lastannahmen für Bauwerke, Der Bauingenieur, Vol. 62 (1987), S. 567-574
- [10] Klein, H.-H.: Kenngrößen zur Beschreibung der Erdbebeneinwirkung; Mitteilungen aus dem Inst. f. Massivbau der TH Darmstadt (Ernst & Sohn, Berlin, 1985).
- [11] E-DIN 4149 (2000) Auslegung von Hochbauten gegen Erdbeben (Entwurf). Deutsches Institut für Normung, NaBau, Berlin.
- [12] Eurocode 8 Design provisions for earthquake resistance of structures. ENV 1998-1-1 (1994), ENV 1998-1-2 (1994), ENV 1998-1-3 (1995), European Committee for Standardization, Brüssel.



# Plastische Bemessung im Stahlbau

## Was sollten die Prüferingenieure wegen der neuen Entwicklungen und der häufigeren Anwendung wissen?

Da die plastische Bemessung aufgrund neuer Entwicklungen und vermehrter Anwendungen ständig an Bedeutung gewinnt, ist das Thema für Prüferingenieure von besonderem Interesse. Aus diesem Grunde werden im folgendem Beitrag Nachweisverfahren, Bemessungsmethoden, Vorgehensweisen und Voraussetzungen für Anwendungsbereiche mit engem Praxisbezug erläutert. Ergänzend dazu werden grundsätzliche Sachverhalte behandelt, die die Ermittlung der Grenztragfähigkeit von Querschnitten und baustatischen Systemen betreffen.

### Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Kindmann



studierte Bauingenieurwesen und promovierte 1981 bei Professor Roik in Bochum; danach war er in verschiedenen Funktionen bei der Fa. Thyssen Engineering tätig, zuletzt als Leiter der technischen Büros Brückenbau, Hoch- und Industriebau, Behälterbau und Wasserbau; seit 1990 ist er Ordinarius des Lehrstuhls für

Stahl- und Verbundbau an der Ruhr-Universität Bochum und Prüferingenieur für Baustatik. Er ist seit 1991 Gesellschafter der Ingenieursozietät Schürmann-Kindmann und Partner in Dortmund.

### Dr.-Ing. Jörg Frickel



studierte an der Ruhr-Universität Bochum Bauingenieurwesen und war anschließend bei der Ingenieursozietät Schürmann-Kindmann und Partner tätig; seit 1997 ist er wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Stahl- und Verbundbau der Ruhr-Universität Bochum.

## 1 Einführung

Das plastische Tragverhalten des Werkstoffs wird im Stahlbau bei folgenden Aufgabenstellungen ausgenutzt:

- Örtliche Kräfteinleitung,
- geschraubte und geschweißte Verbindungen,
- Querschnittstragfähigkeit,
- Tragfähigkeit baustatischer Systeme.

Voraussetzung für die Anwendung der Plastizitätstheorie sind eine entsprechende Duktilität des Werkstoffes und ausreichend kompakte Bauteilquerschnitte, damit kein Beulen auftritt und die erforderliche Rotationskapazität im Bereich von Fließgelenken bzw. Fließzonen vorhanden sind. Darüber hinaus dürfen nicht unrealistisch große Verformungen zur Ausnutzung des plastischen Tragverhaltens nötig sein.

## 2 Werkstoff Baustahl

Die grundlegende Voraussetzung dafür, dass eine plastische Bemessung von Stahlkonstruktionen überhaupt möglich ist, liegt in den hervorragenden Eigenschaften des Werkstoffs Baustahl. **Abb. 1** verdeutlicht dies am Beispiel der in Zugversuchen ermittelten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für ver-

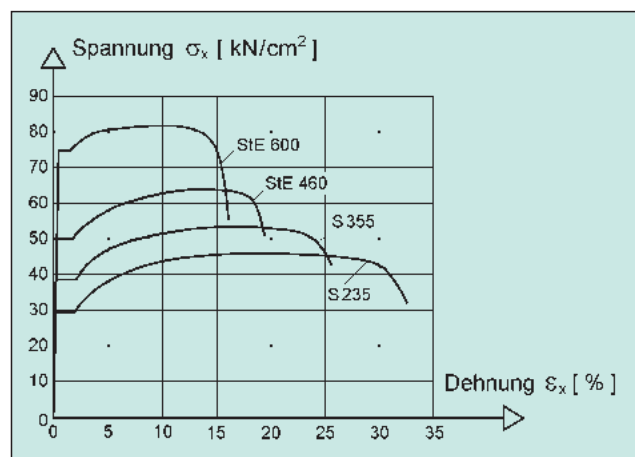


Abb. 1:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehungen für St 37 (S 235), St 52 (S 355), StE 460 und StE 690 im Zugversuch

schiedene Stähle. Zunächst verlaufen die  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehungen im elastischen Bereich bis zum Erreichen der Streckgrenze linear (*Hookesche Gerade*). Danach bleiben die Spannungen bei zunehmenden Dehnungen nahezu konstant. Daran anschließend nehmen sie bis zum Erreichen der Zugfestigkeit bei stark anwachsenden Dehnungen weiter zu, bevor sie wieder abnehmen und der Bruch auftritt.

Die maßstabsgerechte Darstellung in **Abb. 1** zeigt die enorme Duktilität üblicher Baustähle und veranschaulicht darüber hinaus, dass die Duktilität bei Stählen mit höheren Festigkeiten weniger stark ausgeprägt ist. Wie man sieht, führt die Erhöhung der Streckgrenze bzw. Zugfestigkeit zu einer deutlichen Abnahme der Bruchdehnung.

Für die Bemessung von Stahlkonstruktionen wird das nichtlineare Werkstoffverhalten i.d.R. durch eine linearelastische-idealplastische (bi-lineare) Spannungs-Dehnungs-Beziehung idealisiert (**Abb. 2**). Weiterhin ist entsprechend dem probabilistischen Sicherheitskonzept von DIN 18800 [3] bzw. EC 3 [4] der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  (M: Material) bei der Beanspruchbarkeit, d.h. der Streckgrenze, zu berücksichtigen. Das bedeutet, dass man bei Dehnungen, die größer als die elastische Grenzdehnung  $\epsilon_{el}$  sind, für die Spannung den Bemessungswert der Streckgrenze  $f_{y,d}$  ansetzt und somit auf die Ausnutzung der Zugfestigkeit  $f_u$  verzichtet. Dies gilt insbesondere für die Ermittlung der plastischen Querschnittstragfähigkeit (z.B.  $M_{pl,y,d}$ , usw.). Eine Ausnahme, bei der auch die Zugfestigkeit rechnerisch in Ansatz gebracht wird, sind zugbeanspruchte Anschlüsse mit geschraubten Verbindungen. Dort geht in bestimmten Fällen im Zusammenhang mit dem Nettoquerschnitt des Blechs (Berücksichtigung des Lochabzugs) die Zugfestigkeit in den Nachweis ein, vgl. DIN 18800 Teil 1, Element (742).

Aufgrund der großen Duktilität dürfen nach DIN 18800 rechnerisch unendlich große Dehnungen angenommen werden, so dass i.d.R. auf eine explizite

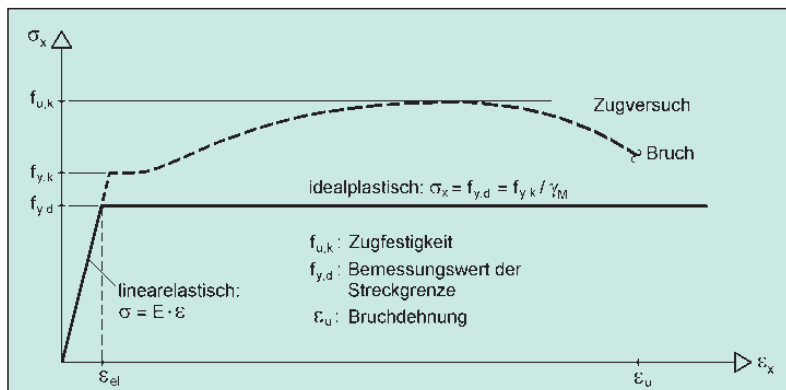


Abb. 2: Linearelastisches-idealplastisches Werkstoffverhalten für die Bemessung von Stahlkonstruktionen

Berechnung der Dehnungen verzichtet werden kann. Dies ermöglicht u.a. die Annahme von plastischen Spannungszuständen und einfache Formellösungen, die bei genauer Dehnungsberücksichtigung nur iterativ mit aufwändigen Computerberechnungen erzielt werden können. Voraussetzung für die Anwendung der Plastizitätstheorie ist nach DIN 18800, dass das Verhältnis von Zugfestigkeit zu Streckgrenze größer als 1,2 ist. Diese Bedingung ist für die Baustähle S 235, S 355 und StE 460 erfüllt und gewährleistet eine ausreichend große Bruchdehnung (**Abb.1**).

## 3 Nachweisverfahren

Die ausreichende Tragsicherheit einer Konstruktion gilt als nachgewiesen, wenn die Beanspruchungen  $S_d$  nicht größer als die Beanspruchbarkeiten  $R_d$  sind. Der Index  $d$  kennzeichnet, dass es sich um die Bemessungswerte handelt, d.h. die jeweiligen Sicherheitsbeiwerte berücksichtigt worden sind. Der prinzipielle Nachweis lautet:

$$S_d/R_d \leq 1 \quad (1)$$

Beanspruchungen und Beanspruchbarkeiten sind nach den in **Tab. 1** aufgeführten Nachweisverfahren zu ermitteln.

### 3.1 Nachweisverfahren Elastisch-Elastisch (E-E)

Die Schnittgrößen (Beanspruchungen) und die daraus resultierenden Spannungen werden ebenso wie die Beanspruchbarkeit (Bemessungswert der Streckgrenze  $f_{y,d}$ ) auf Grundlage der Elastizitätstheorie bestimmt. Dieses Nachweisverfahren wird immer mehr durch das Verfahren E-P abgelöst, da damit höhere Tragfähigkeiten nachgewiesen werden können und die Durchführung der Nachweise teilweise einfacher ist.

### 3.2 Nachweisverfahren Elastisch-Plastisch (E-P)

Bei diesem Nachweisverfahren werden die Schnittgrößen (Beanspruchungen) ebenfalls auf Grundlage der Elastizitätstheorie bestimmt. Anschließend wird mit Hilfe von Interaktionsbedingungen oder anderen Methoden, wie z.B. dem Teilschnittgrößenverfahren (TSV), überprüft, ob die Schnittgrößen vom Querschnitt unter Ausnutzung der plastischen Reserven aufgenommen werden können (plastische Querschnittstragfähigkeit, siehe auch Abschnitt 6). Etwai-

Tab. 1: Nachweisverfahren nach DIN 18800 [3] und Erläuterungen

Nachweisverfahren	Berechnung der	
	Beanspruchungen $S_d$	Beanspruchbarkeiten $R_d$
<b>Elastisch-Elastisch (E E)</b> Spannungsnachweis $\sigma_v \leq f_{y,d}$	<b>Elastizitätstheorie</b>  Spannungen $\sigma$ und $\tau$	<b>Elastizitätstheorie</b>  Streckgrenze $f_{y,d}$
<b>Elastisch-Plastisch (E P)</b> Interaktionsbedingung z.B. $M_y/M_{pl,y,d} \leq 1$	<b>Elastizitätstheorie</b>  Schnittgrößen $N, M_y, \dots$	<b>Plastizitätstheorie</b>  Ausnutzung der plastischen <u>Querschnittstragfähigkeit</u>
<b>Plastisch-Plastisch (P P)</b> Fließgelenkkette	<b>Plastizitätstheorie</b>  Schnittgrößen nach Fließgelenk oder Fließzonentheorie	<b>Plastizitätstheorie</b>  Ausnutzung der plastischen <u>Systemtragfähigkeit</u>

ge Auswirkungen des Plastizierens auf die Steifigkeiten (Fließzonen) werden dabei vernachlässigt. Die eventuell vorhandene zusätzliche Systemtragfähigkeit von statisch unbestimmten Systemen wird nicht ausgenutzt. Das Nachweisverfahren E-P ist für baupraktische Fälle besonders geeignet und kann sowohl vom Berechnungsaufwand als auch vom Ergebnis her als wirtschaftlich sinnvoll eingestuft werden. Einige baupraktische Anwendungsfälle werden in Abschnitt 8 vorgestellt.

### 3.3 Nachweisverfahren Plastisch-Plastisch (P-P)

Eine Berechnung im Sinne des Nachweisverfahrens P-P kann auf Grundlage der Fließgelenk- oder Fließzonentheorie erfolgen. Erstere stellt eine Näherung dar, weil der Einfluss der Fließzonen vernachlässigt und punktförmige Fließgelenke angenommen werden. Während die Fließgelenktheorie mittels einer schrittweisen elastischen Berechnung oder mit Fließgelenkketten teilweise noch von Hand angewendet werden kann, erfordert die Fließzonentheorie Computerunterstützung. Berechnungen dieser Art bedingen einen großen Aufwand und erfordern weitreichende Sachkenntnisse (vgl. Abschnitt 7), weshalb ihre Anwendung in der Baupraxis nur in außergewöhnlichen Fällen sinnvoll ist.

### 3.4 Voraussetzungen

Die Verwendung der Nachweisverfahren E-E, E-P und P-P setzt voraus, dass ein volles Mittragen bzw. Mitwirken der Querschnittsteile angenommen werden darf. Beim Verfahren E-E muss das Beulen druckbeanspruchter Teile ausgeschlossen werden. Die Grenzwerte (b/t) nach den Tabellen 12 bis 14 in DIN 18800-1 dürfen daher nicht überschritten werden. Bei den Nachweisverfahren E-P und P-P werden höhere Anforderungen gestellt, da auch eine ausreichende

Rotationskapazität sicher gestellt werden muss (s. Tabellen 15 und 18 in DIN 18800-1). In einigen Anwendungsfällen sind die Grenzbiegemomente auf den 1,25-fachen Wert des elastischen Grenzbiegemomentes zu begrenzen. Nähere Angaben dazu enthält u.a. Element (755) der DIN 18800-1.

### 3.5 Biegeknicken und Biegedrillknicken

Die vereinfachten Nachweise im Teil 2 der DIN 18800 basieren auf dem Nachweisverfahren E-P. Es

sind daher auch die entsprechenden Voraussetzungen und Bedingungen zu erfüllen. Bei den vereinfachten Nachweisen werden Einflüsse infolge Theorie II. Ordnung, Imperfektionen und Fließzonen durch Abminderungsfaktoren  $\kappa$  erfasst.

Alternativ dazu können die Schnittgrößen auch direkt nach Theorie II. Ordnung berechnet werden. Dabei sind geometrische Ersatzimperfektionen anzusetzen, die u.a. auch die Ausbreitung von Fließzonen erfassen und daher von der Querschnittsform und dem Plastizierungsvermögen abhängig sind. Die Schnittgrößen müssen im gesamten Tragwerk von den Querschnitten aufgenommen werden. Entsprechende Nachweise können mit den Verfahren in Abschnitt 6 geführt werden.

## 4 Krafteinleitungen

Die Nutzung plastischer Reserven ist nicht auf baustatische Systeme (Abschnitt 7) bzw. Querschnitte (Abschnitt 6) beschränkt, sondern wird auch bei der Bemessung von Verbindungen (Abschnitt 5) und einer Reihe von Detailnachweisen verwendet. Ein Beispiel dafür ist die steifenlose, konzentrierte Lasteinleitung (**Abb. 3**). Zur Überprüfung ausreichender Tragfähigkeit wird dabei für den Steg (am Ende der Walzausrundungen) eine Wirkungsfläche  $t_s \cdot \ell$  unter Annahme eines Lastausbreitungsverhältnis von 1:2,5 bestimmt. Für diesen Bereich können die Streckgrenze und bei gleichzeitig vorhandenen  $\sigma_x$ -Spannungen (in Stablängsrichtung) sogar darüber hinaus gehende Spannungen zugelassen werden – siehe DIN 18800 Teil 1, Element (744). Dies entspricht einer plastischen Bemessung und bedingt, dass die hierfür erforderlichen Verformungen möglich sind.

## 5 Verbindungen

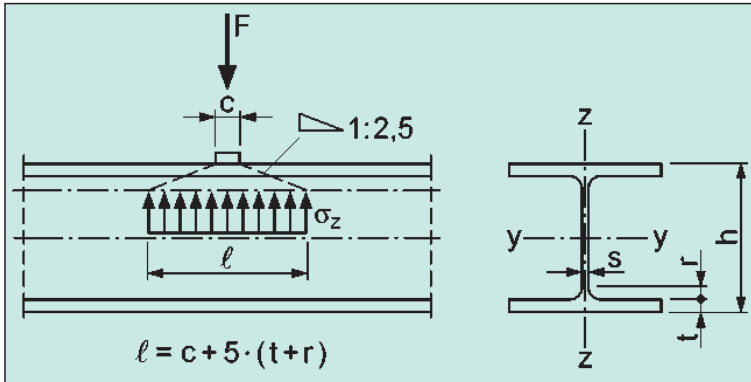


Abb. 3: Steifenlose, konzentrierte Lasteinleitung

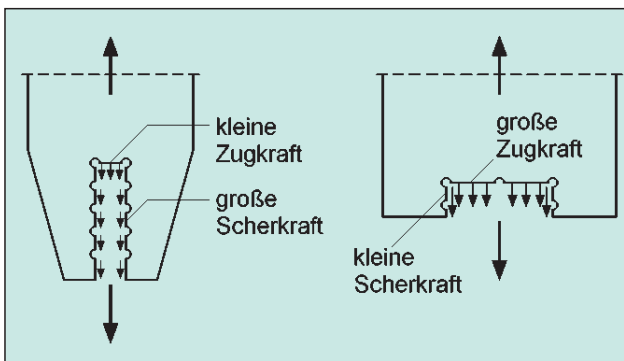


Abb. 4: Krafteinleitung in Knotenbleche

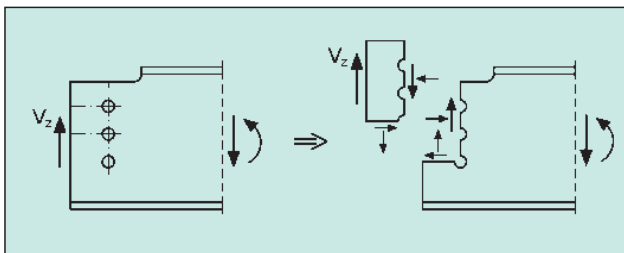


Abb. 5: Herausreißen im Anschlussbereich

Für die Grenztragfähigkeit einer geschraubten Verbindung kann auch das Herausreißen des gelochten Anschlussbereiches maßgebend werden. **Abb. 4** aus dem Teil 1-8 von [4] zeigt zwei zugbeanspruchte Knotenbleche, bei denen die Anschlussbereiche herausgeschnitten wurden.

In den Schnittflächen senkrecht zur Zugkraft treten Zugspannungen auf und in Krafrichtung Schubspannungen. Sie können zu resultierenden Zug- und Scherkräften zusammengefasst werden. Die hier beschriebene Versagensart kann auch an Trägerenden mit geschraubten Anschlüssen auftreten, wozu **Abb. 5** diesen Sachverhalt am Beispiel eines ausgeklinkten Trägers zeigt. Weitere ausführliche Erläuterungen und Berechnungsformeln zur Bemessung der genannten Fälle finden sich in [2].

Eine häufig vorkommende Ausführungsform für Trägerstöße ist die biegesteife Stirnplattenverbindung. Dabei werden an die Enden der zu stoßenden Träger Stirnplatten angeschweißt, die auf der Baustelle mit Schrauben verbunden werden, (**Abb. 6** und **Abb. 7**). Ein klassisches Berechnungsmodell dieser Verbindungsart ist in **Abb. 6** dargestellt, wobei dort vom Ebenbleiben der Stirnplatte ausgegangen wird.

Infolge des zu übertragenden Biegemomentes wird der Druckpunkt in der Mitte des Obergurtes angenommen, so dass sich die in **Abb. 6 b** dargestellte Spannungsverteilung einstellt. Bei Annahme gleicher Schraubendurchmesser ergibt sich daraus die in **Abb. 6 c** dargestellte Zugkraftverteilung in den Schrauben, die im Gleichgewicht mit dem einwirkenden Biegemoment stehen muss.

Dieses auf der Elastizitätstheorie beruhende Modell ist jedoch nur für sehr dicke Stirnplatten gerechtfertigt, da nur diese die Annahme des Ebenbleibens erfüllen. Aber auch aus den folgenden Gründen ist diese Berechnungsweise kritisch zu sehen:

- Es werden völlig isoliert vom tatsächlichen Kraftfluss Schraubenkräfte berechnet. Das örtliche Biegemoment des Steges (Teilschnittgröße) macht nur einen kleinen Anteil an  $M_y$  aus; trotzdem sind im Stegbereich unsinnigerweise die meisten Schrauben angeordnet.
- Die Schraubenanordnung ist unwirtschaftlich, weil die meisten Schrauben nur sehr geringe Zugkräfte  $Z_i$  aufnehmen müssen und diese aufgrund ihres geringen Hebelarmes  $a_i$  zum Druckpunkt nur geringfügig zur Aufnahme des Biegemomentes  $M_y$  beitragen.
- In dem gewählten Modell fehlt die tatsächlich vorhandene Biegebeanspruchung der Stirnplatten. Wie

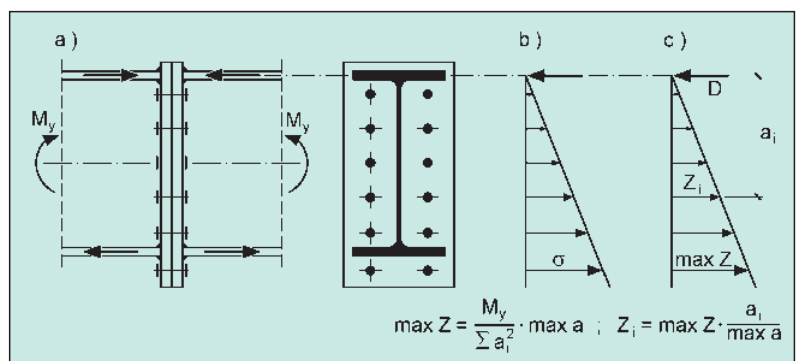


Abb. 6: a) Stirnplattenstoß eines Biegeträgers mit vielen Schrauben, b) Zugspannungen in den Schrauben, c) Zugkräfte in den Schrauben



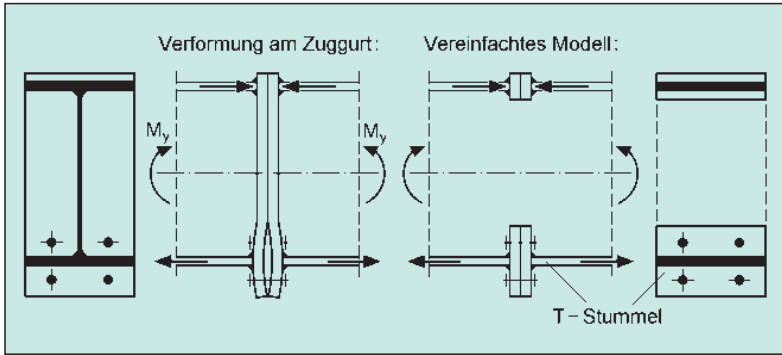


Abb. 7: Stirnplattenstoß mit überstehender Stirnplatte und vereinfachtes Modell zur Übertragung der Gurtkräfte

noch in **Abb. 8** gezeigt wird, entstehen Abstützkräfte, die sich ungünstig auf die Beanspruchung der Schrauben auswirken.

In biegesteifen Stirnplattenverbindungen sollen Schrauben deshalb stets so angeordnet werden, dass die in den Querschnittsteilen vorhandenen Teil-schnittgrößen unmittelbar ohne große Umwege übertragen werden. Eine Konzentration im Bereich des Zuggurtes ist daher sinnvoll, wie sie z.B. bei typisier-ten Verbindungen [7] vorgesehen ist (**Abb. 7**).

Wie man sieht, müssen die Zugkräfte der äußeren Schrauben über die Stirnplatten zum Zuggurt transportiert werden. Bei den innenliegenden Schrauben ist das auch der Fall, Teile der Zugkräfte werden jedoch auch zum Steg des Trägers hin übertragen. Die Mitwirkung des Steges wird beim vereinfachten Modell in **Abb. 7** auf der sicheren Seite vernachlässigt. Für die Tragfähigkeit der Verbindung ist somit insbesondere der T-Stummel (**Abb. 7**) von Bedeutung.

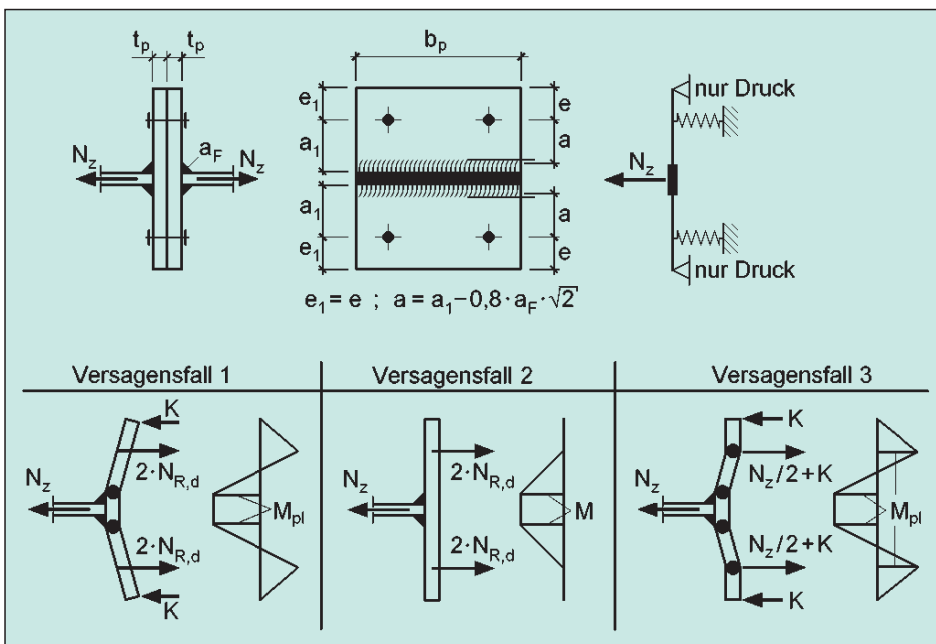


Abb. 8: Versagensmodelle des T-Stummels

Die Tragfähigkeit des T-Stummels wird in **Abb. 8** erläutert. Dabei wird die Stirnplatte in dem dargestellten statischen System als Balken aufgefasst und für die Schrauben werden Wegfedern angesetzt. Die äußeren Auflager können nur Druck übertragen, da sie nur wirksam sind, solange Kontakt vorhanden ist.

Bei einer Grenzbetrachtung nach der Fließgelenktheorie sind drei Versagensfälle möglich:

- Im Versagensfall 1 sind die Schrauben bis zu ihrer Grenzzugtragfähigkeit ausgenutzt, und es entstehen Fließgelenke in der Stirnplatte, die im Bereich der Schweißnähte liegen.
- Versagensfall 2 tritt auf, wenn die Stirnplatten sehr dick sind und wenn zwischen den Stirnplatten kein Kontakt mehr vorhanden ist. Die Schrauben sind dann bis zur Grenzzugtragfähigkeit ausgenutzt.
- Bei Versagensfall 3 treten vier Fließgelenke in der Stirnplatte auf. Dieser Fall wird maßgebend, wenn die Stirnplatten relativ dünn im Verhältnis zu den Stützweiten  $a$  und  $e$  sind.

Anmerkung: In [2] finden sich weitergehende Erläuterungen und die entsprechenden Formeln zur baupraktischen Bemessung derartiger und anderer Verbindungen.

Tragen mehrere Schraubenreihen zur Lastabtragung bei, muss der Zugbereich in mehrere T-Stummel eingeteilt werden. Wie in **Abb. 9** dargestellt, unterscheidet man hinsichtlich der Lage der Schrauben und ihrer jeweiligen Lastabtragung (siehe Pfeile an den Schrauben). Zugkräfte in den Schrauben außerhalb des Trägerzuggurtes, also im Überstand unten, müssen zum Zuggurt geleitet werden. Bei den Schrauben der ersten Reihe neben dem Trägerzuggurt erfolgt die Lastabtragung in zwei Richtungen, also zum Trägerzuggurt und zum Steg. Die Zugkräfte in den Schrauben der inneren Reihe und der Endreihe müssen in den Steg eingeleitet werden.

Die anzunehmenden T-Stummel für jede Schraubenreihe zeigt **Abb. 9**. Für die Endreihe und die innere Reihe ist dies unmittelbar verständlich. Zur Erfassung

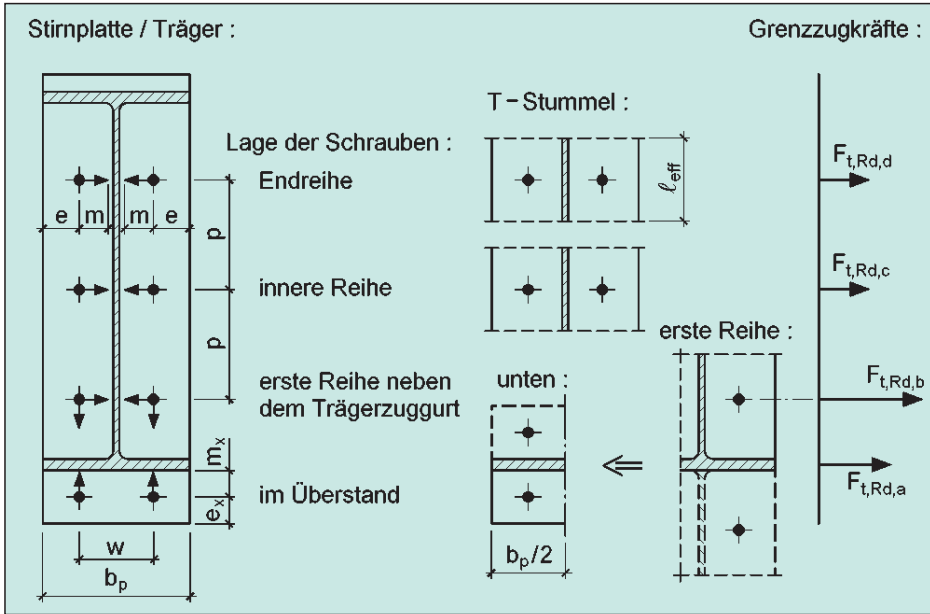


Abb. 9: Aufteilung einer biegesteifen Stirnplattenverbindung in mehrere T-Stummel

der beiden Schrauben im Überstand wird die Stirnplatte in der Mitte vertikal durchtrennt und eine Hälfte symmetrisch ergänzt, d.h. die 2. Hälfte wird um 180° gedreht und an die 1. Hälfte angesetzt. Die Schrauben der ersten Reihe neben dem Trägerzuggurt – aus Platzgründen seitlich versetzt gezeichnet – werden durch einen ausgesteiften T-Stummel berücksichtigt. Die symmetrische Ergänzung unterhalb des Trägerzuggurtes (gestrichelt gezeichnet) ist erforderlich, damit die wirksame Länge bestimmt werden kann (Näheres hierzu siehe [2]).

Wirksame Längen nach EC 3 [4] kennzeichnen, auf welcher Länge das für die Fließgelenkketten

Schrauben nicht auf Zug (in Richtung der Schraubenachse) sondern auf Abscheren (senkrecht zur Schraubenachse) beansprucht werden. Neben der reinen Schraubentragfähigkeit wird die Tragfähigkeit der Verbindung auch maßgeblich durch die Blechtragfähigkeit, d.h. die Lochleibungskräfte, bestimmt. Für jede Schraube ergibt sich die maximal übertragbare Kraft somit aus dem Minimum von Abscher- und Lochleibungskraft. Die in Abb. 11 gezeigten Verbindungen werden i.d.R. überwiegend durch Querkräfte beansprucht, müssen jedoch aufgrund von Exzentrizitäten auch in der Lage sein, gewisse Versatzmomente aufzunehmen, woraus horizontale Kraftkomponenten resultieren. Diese ergeben zusammen mit den vertikalen Kraftkomponenten infolge Querkraft die resultierenden Schraubenkräfte.

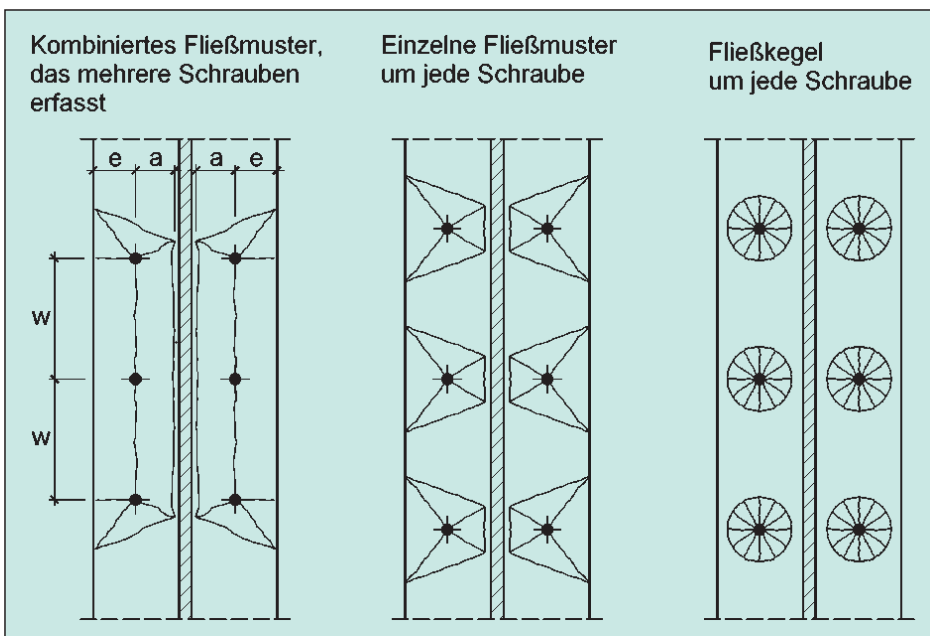


Abb. 10: Fließlinien und Fließkegelmuster

der Versagensfälle (Abb. 8) erforderliche plastische Biegemoment der Stirnplatte angesetzt werden darf. Hierbei sind, wie in Abb. 10 dargestellt, verschiedene Fließlinien- und Fließkegelmuster möglich, wobei stets die kleinste wirksame Länge maßgebend ist.

Neben den beschriebenen Stirnplattenverbindungen werden häufig querkraftbeanspruchte, geschraubte Verbindungen mittels Fahnenblechen oder Anschlusswinkeln ausgeführt (Abb. 11). Der prinzipielle Unterschied zu den Stirnplattenverbindungen besteht darin, dass die

Neben der klassischen Ermittlung der Schraubenkräfte auf Grundlage der Elastizitätstheorie (Abb. 11 a), sind nach DIN 18800 [3] und EC 3 [4] auch plastische Verteilungen möglich (Abb. 11 b bis Abb. 11 d). Damit können teilweise deutlich höhere Schnittgrößen zugelassen werden als für die lineare Verteilung. Welche Lösung man wählt, hängt davon ab, welche Schnittgröße signifikanten Einfluss hat. Prinzipiell weist man den weit vom Ro-

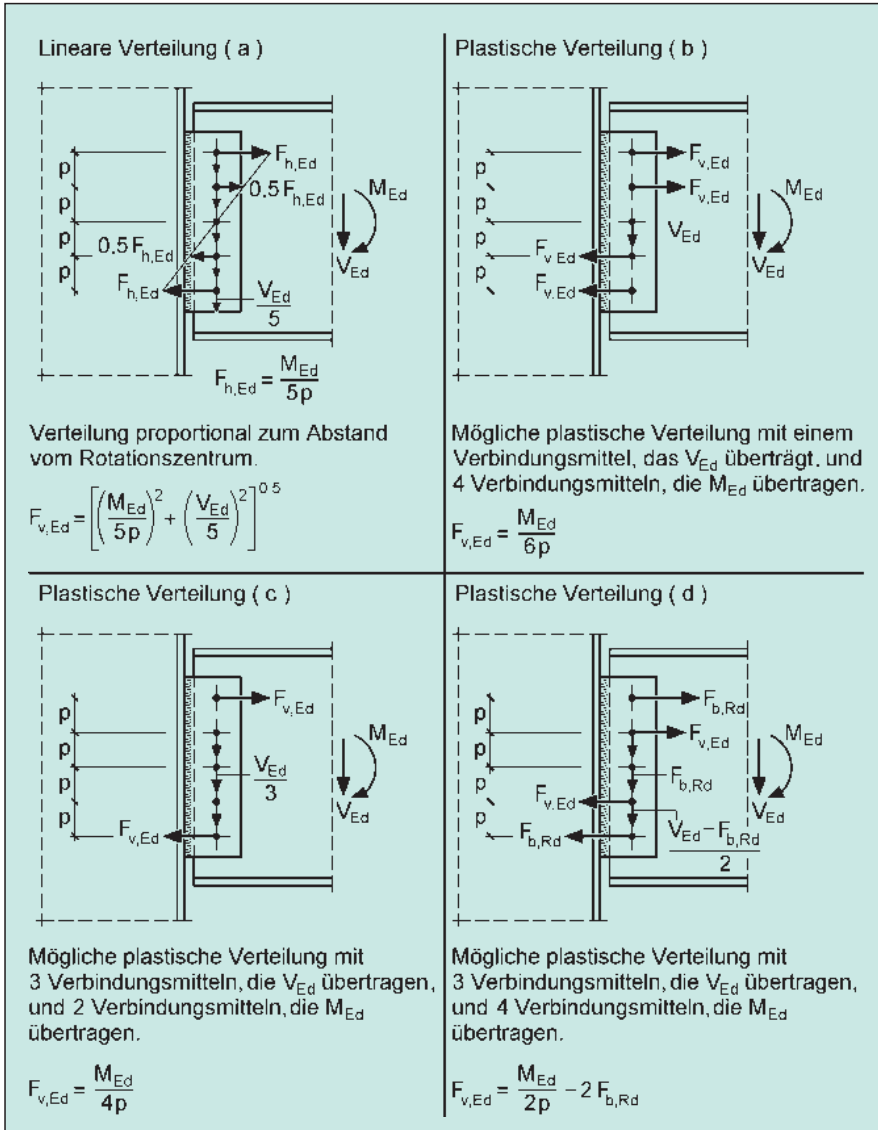


Abb. 11: Lastabtragungsmodelle für eine geschraubte Verbindung mit Fahnenblech

tationszentrum liegenden Schrauben das Moment zu und den unmittelbar benachbarten die Querkraft. Wenn man bei dem Beispiel in **Abb. 11** eine möglichst hohe Biegebeanspruchbarkeit erzielen will, ist es zweckmäßig die Querkraft der mittleren Schraube zuzuweisen. Sollte dies nicht ausreichend sein, wird der Rest den danebenliegenden Schrauben zugeordnet. Wenn diese noch nicht voll ausgenutzt sind, kann die Resttragfähigkeit zur Aufnahme des Biegemomentes herangezogen werden.

## 6 Querschnittstragfähigkeit

### 6.1 Plastische Reserven

Die Querschnittstragfähigkeit ist für den Nachweis ausreichender Tragsicherheit von zentraler Be-

deutung. Sie kann unabhängig von dem konkret vorhandenen, baustatischen System ermittelt werden.

Die Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit lohnt sich in besonderem Maße immer dann, wenn die elastischen Spannungsverteilungen über den Querschnitt stark veränderlich und Extremwerte nur punktuell vorhanden sind (**Abb. 12** rechts). Im Vergleich zur elastischen Grenztragfähigkeit, die durch das Erreichen der Streckgrenze definiert ist, sind die plastischen Querschnittsreserven dann besonders groß. Vereinfacht ausgedrückt bietet der Restquerschnitt dann noch viel Potenzial, um Spannungsspitzen in andere Bereiche umlagern zu können, wobei natürlich die Gleichgewichtsbedingungen stets eingehalten werden müssen.

Der Nachweis der plastischen Querschnittstragfähigkeit für den einfachsten Fall – Wirkung einer einzelnen Schnittgröße – lautet z.B. für das Biegemoment  $M_y$  (alle anderen Schnittgrößen gleich Null):

$$\frac{M_y}{M_{pl,y,d}} \leq 1 \quad (2)$$

Sofern mehrere Schnittgrößen gleichzeitig wirken, kann der Nachweis u.a. durch Einsetzen der Schnittgrößen in so genannte Interaktionsbedingungen (**Tab. 2**) erfolgen. Dafür werden die vollplastischen Grenzschnittgrößen, wie z.B.  $M_{pl,y,d}$  etc., benötigt. Sie lassen sich z.B. durch Annahme plastischer Spannungsverteilungen (**Abb. 13**) und unter der Nebenbedingung, dass alle anderen Schnittgrößen gleich Null sein müssen, berechnen. Bei doppeltsymmetrischen I-Querschnitten kann für alle „ $\sigma$ -Schnittgrößen“ ( $N$ ,  $M_y$ ,  $M_z$  und  $M_{\omega}$ ) das vollständige Plastizieren angenommen werden; bei anderen Querschnittsformen ist dies nicht immer zutreffend. Detaillierte Erläuterungen hierzu finden sich in [1] u.a. in den Abschnitten 4.7 bis 4.9.

Für alle gängigen Walzprofilreihen sind die plastischen Grenzschnittgrößen in der Literatur, z.B. im Anhang von [1], tabelliert. Sofern der  $\alpha_{pl}$ -Wert bekannt ist, kann das plastische Grenzbiegemoment

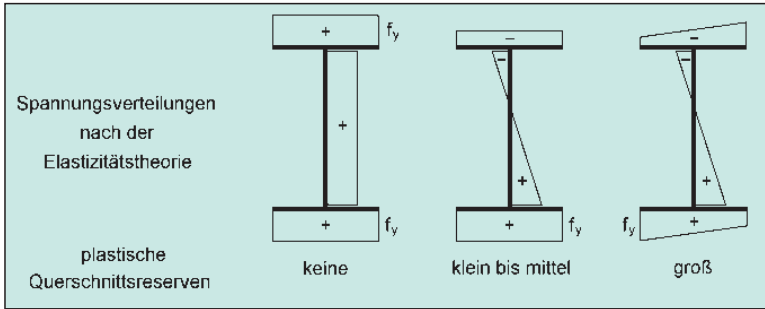


Abb. 12: Spannungsverteilungen nach der Elastizitätstheorie und plastische Reserven

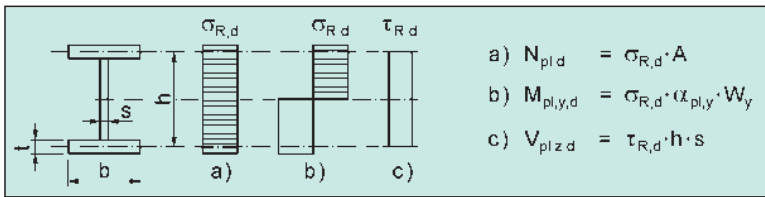


Abb. 13: Spannungsverteilungen für doppelsymmetrische I-Querschnitte für Schnittgrößen im vollplastischen Zustand

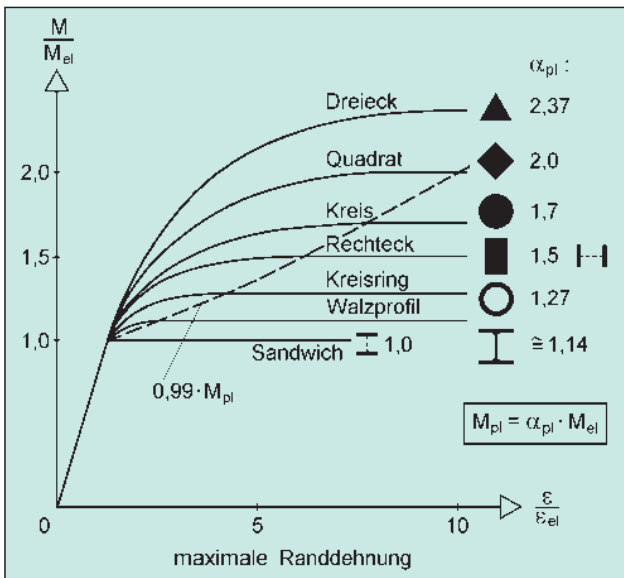


Abb. 14: Formbeiwerte  $\alpha_{pl}$  für ausgewählte Querschnitte und Biegung um die horizontale Achse

$M_{pl,y,d}$  auch aus dem mit  $\alpha_{pl}$  vergrößerten, elastischen Grenzbiegemoment  $M_{el,y,d}$  berechnet werden (Abb. 13 rechts). Der  $\alpha_{pl}$ -Wert lässt damit unmittelbar eine Aussage über die plastischen Reserven des Querschnitts für diese Schnittgröße zu.

Abb. 14 zeigt die  $\alpha_{pl}$ -Werte für verschiedene Querschnittsformen und Biegung um die horizontale Achse. Die in Abb. 14 gestrichelt eingetragene Linie kennzeichnet die jeweiligen maximalen Randdehnungen, die für das Erreichen von 99 % des Grenzwertes  $M_{pl}$  erforderlich sind. Wie man sieht, sind die dazu erforderlichen

Randdehnungen bei allen baupraktischen Querschnitten kleiner als  $10 \epsilon_{el}$  ( $\epsilon_{el} = f_y / E$ , siehe auch Abb. 2). Da die Bruchdehnung von S 235 (St 37) ca.  $\epsilon_u \approx 175 \epsilon_{el}$  (siehe Abb. 1) beträgt, ist eine Dehnungsbeschränkung überflüssig, wie dies auch in DIN 18800 vorgesehen ist (siehe Abschnitt 3).

Bei gleichzeitiger Wirkung mehrerer Schnittgrößen kann die plastische Reserve deutlich über die Reserven bei Wirkung einzelner Schnittgrößen hinausgehen. Als Beispiel dazu dient der in Abb. 15 rechts dargestellte doppelsymmetrische I-Querschnitt unter zweiachsiger Biegebeanspruchung. Die plastischen Reserven bei alleiniger Wirkung von  $M_y$  bzw.  $M_z$  betragen 14 % bzw. 50 % (Abb. 14). Der Verlauf der plastischen Reserve bei kombinierter Wirkung in Abb. 15 links macht deutlich, dass die Reserve in diesem Fall mit teilweise über 80 % deutlich über der bei Einzelwirkung liegen kann.

Das Ausmaß dieser Reserve ist dabei auch vom Stegflächenanteil  $\delta = A_{St} / A$  (Stegfläche/Gesamtfläche) abhängig. Bei den in Tab. 2 aufgeführten Interaktionsbedingungen handelt es sich im Übrigen um linearisierte Näherungen der genauen Interaktionsbedingungen für einen minimalen Stegflächenanteil von 20 %, der bei allen gängigen Walzprofilen vorhanden ist.

## 6.2 Neue Nachweismethode: Teilschnittgrößenverfahren

Die Nachweisführung zur Überprüfung plastischer Querschnittstragfähigkeit mittels so genannter Interaktionsbedingungen wie in Tab. 2, ist nur in wenigen einfachen Fällen möglich und sinnvoll. Im Allgemeinen ist die Ermittlung einer einzigen Interaktionsbedingung aufgrund der nichtlinearen Zusammenhänge nicht möglich, weshalb derartige Bedingungen auch kaum existieren bzw. ihr Anwendungsbereich auf wenige Schnittgrößen und Querschnitts-

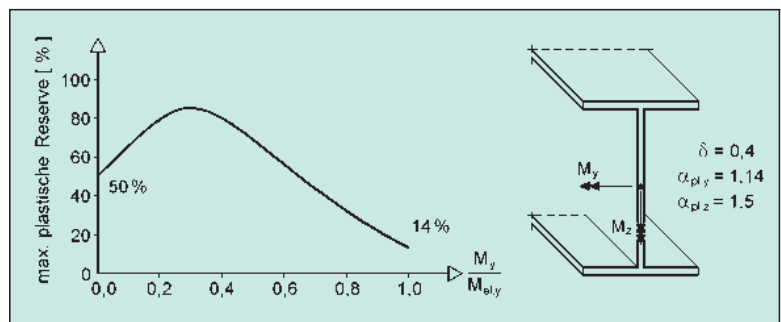
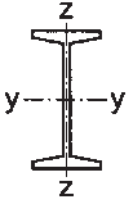


Abb. 15: Plastische Querschnittsreserven bei Wirkung von  $M_y$  und  $M_z$



**Tab. 2: Interaktionsbedingungen für doppelsymmetrische I-Querschnitte mit N, M<sub>y</sub> und V<sub>z</sub> (Biegung um die starke Achse) nach DIN 18800 Teil 1 [3], Tab. 16**

Momente um die y-Achse	Gültigkeitsbereich	$\frac{V}{V_{pl,d}} \leq 0,33$	$0,33 < \frac{V}{V_{pl,d}} \leq 1$
	$\frac{N}{N_{pl,d}} \leq 0,1$	$\frac{M}{M_{pl,d}} \leq 1$	$0,88 \frac{M}{M_{pl,d}} + 0,37 \frac{V}{V_{pl,d}} \leq 1$
	$0,1 < \frac{N}{N_{pl,d}} \leq 1$	$0,9 \frac{M}{M_{pl,d}} + \frac{N}{N_{pl,d}} \leq 1$	$0,8 \frac{M}{M_{pl,d}} + 0,89 \frac{N}{N_{pl,d}} + 0,33 \frac{V}{V_{pl,d}} \leq 1$

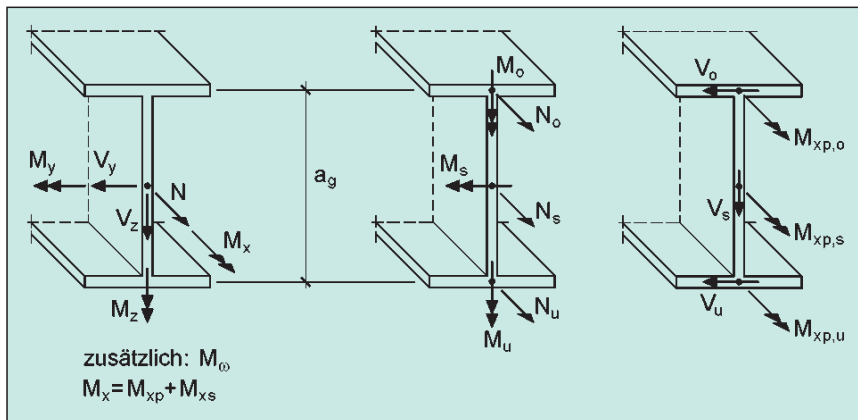


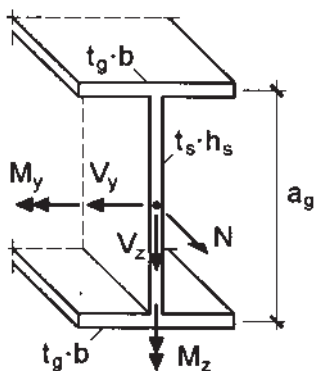
Abb. 16: Schnittgrößen und Teilschnittgrößen für doppelsymmetrische I-Querschnitte

formen beschränkt ist. Die von Kindmann/Frickel entwickelte Methodik des Teilschnittgrößenverfahrens erlaubt dagegen ein erheblich größeres Anwendungsspektrum: So können mit dem Teilschnitt-

größenverfahren (TSV) nicht nur alle acht Schnittgrößen ( $\sigma$ -Schnittgrößen: N, M<sub>y</sub>, M<sub>z</sub>, M<sub>o</sub>;  $\tau$ -Schnittgrößen: V<sub>y</sub>, V<sub>z</sub>, M<sub>xp</sub>, M<sub>xs</sub>) der allgemeinen Biegetorsionstheorie (einschließlich Wölbkrafttorsion) für Stäbe erfasst werden, sondern mit dem TSV existiert nun auch ein einheitliches, übergeordnetes Verfahren für die Bemessung von L-, T-, U-, Z- und I-Querschnitten, vgl. [1].

Die grundlegende Methodik des TSV sei am Beispiel von Abb. 16 erläutert. Auf den doppelsymmetrischen I-Querschnitt wirken im allgemeinen Fall die o.g. acht Schnittgrößen (Abb. 16 links). Dabei stehen die vier  $\sigma$ -Schnittgrößen im Gleichgewicht mit den sechs  $\sigma$ -Teilschnittgrößen in Abb. 16 Mitte.

**Tab. 3: Nachweis zur Grenztragfähigkeit von I-Querschnitten für die Schnittgrößen N, M<sub>y</sub>, M<sub>z</sub>, V<sub>y</sub> und V<sub>z</sub> mit dem Teilschnittgrößenverfahren (TSV)**



**Nachweisbedingungen** (Teilschnittgrößenverfahren):

Querkraft V<sub>y</sub>:  $V_y \leq V_{pl,y} = 2 \cdot b \cdot t_g \cdot f_y / \sqrt{3}$

Querkraft V<sub>z</sub>:  $V_z \leq V_{pl,z} = h_s \cdot t_s \cdot f_y / \sqrt{3}$

Biegemoment M<sub>z</sub>:  $M_z \leq M_{pl,z,\tau} = f_y \cdot t_g \cdot b^2 / 2 \cdot \sqrt{1 - (V_y / V_{pl,y})^2}$

Normalkraft N und Biegemoment M<sub>y</sub>:

$N < N_{gr,s}$ :  $M_y \leq N_{gr,g} \cdot a_g + M_s$   
oder  
 $N_{gr,s} \leq N \leq N_{gr}$ :  $M_y \leq (N_{gr} - N) \cdot a_g / 2$

Alle Schnittgrößen **betragsmäßig** einsetzen!

**Rechenwerte:**

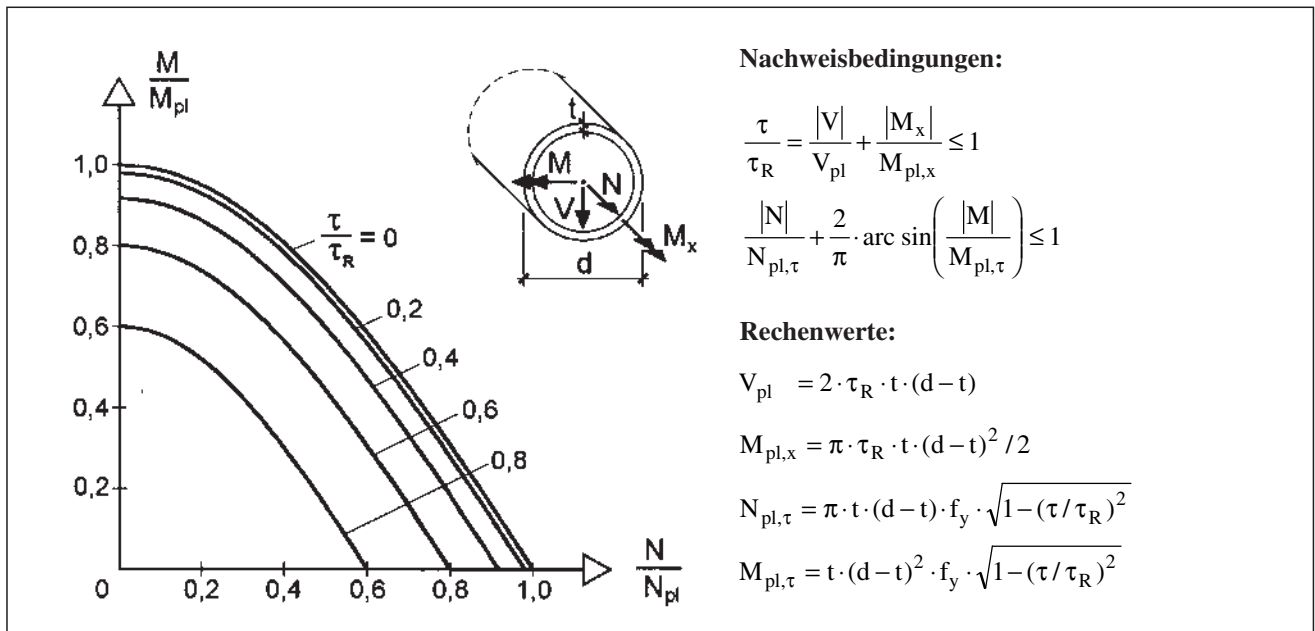
$N_{gr,g} = t_g \cdot b \cdot f_y \cdot \sqrt{1 - (V_y / V_{pl,y})^2} \cdot \sqrt{1 - M_z / M_{pl,z,\tau}}$

$N_{gr,s} = t_s \cdot h_s \cdot f_y \cdot \sqrt{1 - (V_z / V_{pl,z})^2}$

$N_{gr} = 2 \cdot N_{gr,g} + N_{gr,s}$

$M_s = \left(1 - (N / N_{gr,s})^2\right) N_{gr,s} \cdot h_s / 4$

Tab. 4: Nachweis ausreichender Tragfähigkeit für die Schnittgrößen N, M, V und M<sub>x</sub> für kreisförmige Hohlprofile



Analog dazu stehen die vier  $\tau$ -Schnittgrößen mit den in **Abb. 16** rechts dargestellten sechs  $\tau$ -Teilschnittgrößen im Gleichgewicht.

Damit kann man den Gesamtquerschnitt gedanklich in die drei rechteckigen Teilquerschnitte Steg, Ober- und Untergurt zerlegen, die jeweils durch die örtlichen Teilschnittgrößen Normalkraft, Biegemoment, Querkraft und *St. Venantsches* Torsionsmoment beansprucht werden. Würde man also alle zwölf Teilschnittgrößen kennen, wäre das Problem der plastischen Querschnittstragfähigkeit für den I-Querschnitt gelöst, weil man durch ihr Einsetzen in die vollständige Interaktionsbedingungen für die drei dünnwandigen Rechteckquerschnitte (siehe Kapitel 9 in [1]) sofort überprüfen kann, ob diese aufnehmbar sind.

Eine direkte Bestimmung der zwölf Teilschnittgrößen ist jedoch mit den zur Verfügung stehenden

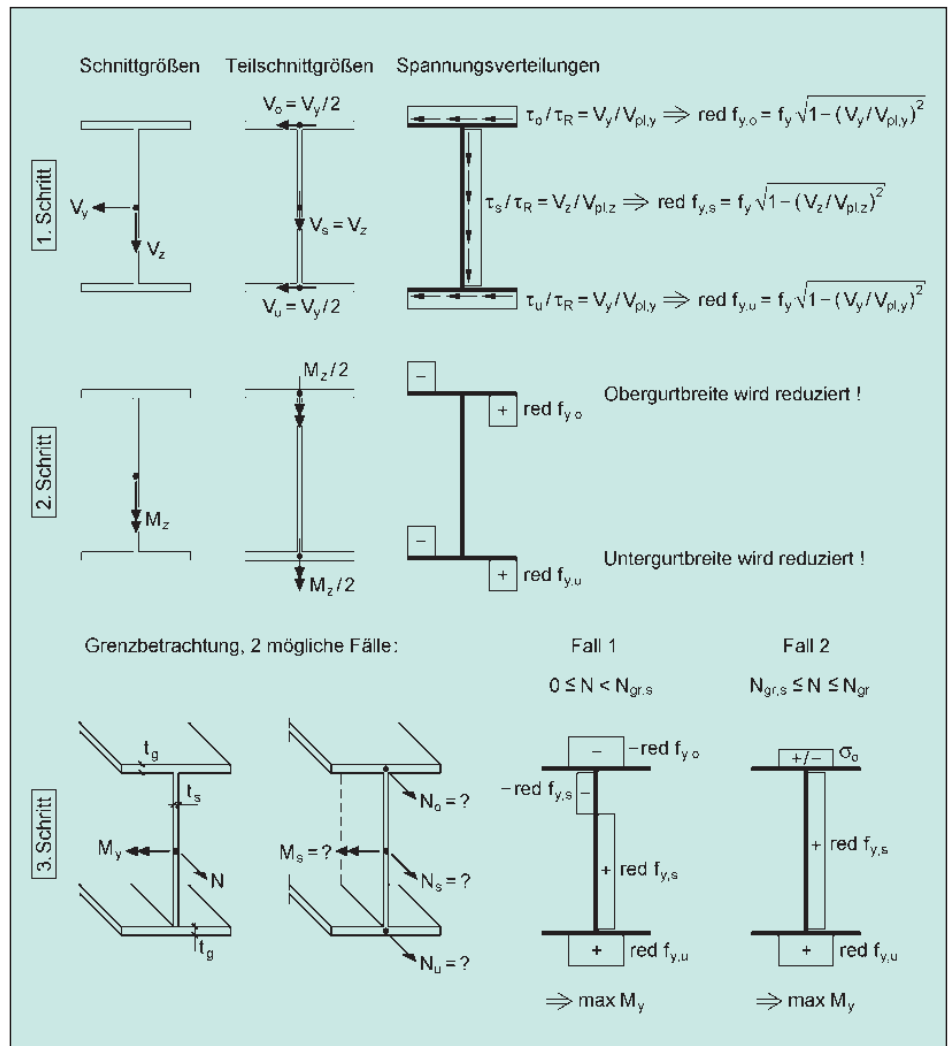


Abb. 17: Zum Nachweis ausreichender Querschnittstragfähigkeit für die Schnittgrößen N, M<sub>y</sub>, M<sub>z</sub>, V<sub>y</sub> und V<sub>z</sub> mit dem Teilschnittgrößenverfahren (TSV)

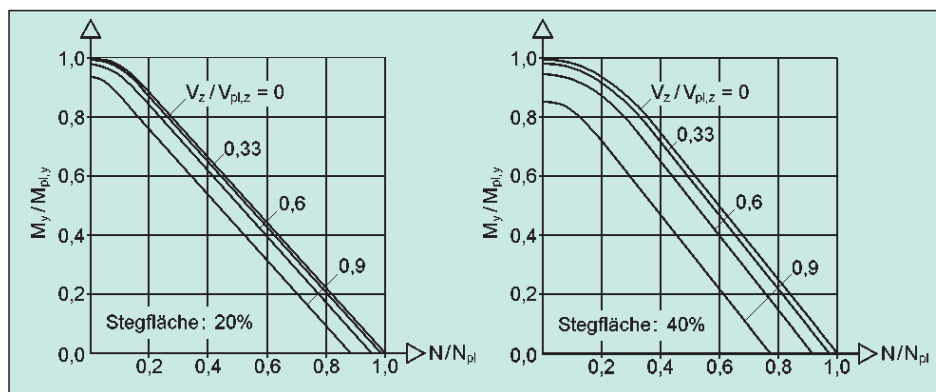


Abb. 18:  $N$ - $M_y$ - $V_z$ -Interaktionsbeziehungen (TSV)

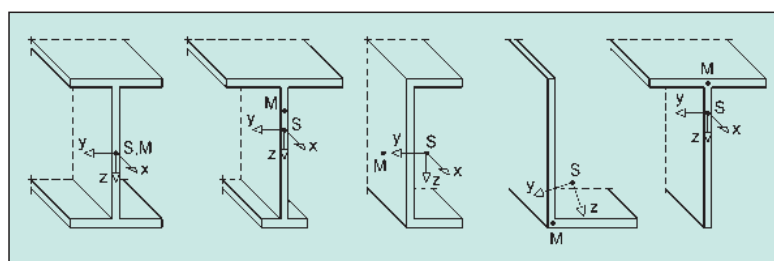


Abb. 19: Querschnitte, für die die plastische Querschnittstragfähigkeit mit dem Teilschnittgrößenverfahren gemäß Abschnitt 10.7 in [1] nachgewiesen werden kann

acht Gleichgewichtsbedingungen (Gleichungen) und sechs Nebenbedingungen (Interaktionsbedingungen, Ungleichungen) nicht möglich. Deshalb ist eine sukzessive Vorgehensweise notwendig, die für den Fall der zweiachsigen Biegung mit Normalkraft und Querkräften (Torsionsschnittgrößen gleich Null) in **Abb. 17** beispielhaft demonstriert wird.

■ Schritt 1: Zunächst werden die Querkräfte  $V_y$  und  $V_z$  betrachtet. Auch ohne Aufstellen der Gleichgewichtsbedingungen ist anschaulich unmittelbar klar, dass  $V_z$  vom Steg und  $V_y$  zu gleichen Teilen von den Gurten aufgenommen werden müssen (ungleiche Aufteilung von  $V_y$  würde zu Torsion führen, die hier voraussetzungsgemäß gleich Null sein soll). Unter Annahme einer konstanten Schubspannungsverteilung werden dann mit der Vergleichsspannung nach von Mises reduzierte Streckgrenzen für Steg und Gurte bestimmt. Sofern bereits die Grenzschubspannung in einem Querschnittsteil überschritten wird, ist keine ausreichende Tragfähigkeit mehr nachweisbar und die Berechnung kann abgebrochen werden.

■ Schritt 2: Das Biegemoment  $M_z$  verteilt sich ebenfalls zur Hälfte auf Ober- und Untergurt und wird an den Gurträndern von Spannungsblöcken der Größe  $\sigma_y$  aufgenommen. Eine ungleiche Aufteilung hätte zwangsläufig ein Wölbbimoment zur Folge, was der Voraussetzung „keine Torsion“ widerspräche.

■ Schritt 3: Infolge des Biegemoments  $M_z$  bzw. der hierfür erforderlichen Spannungsblöcke verbleibt ein

doppelsymmetrischer I-Querschnitt mit reduzierten Gurtbreiten und Streckgrenzen, der zur Aufnahme der Schnittgrößen  $N$  und  $M_y$  dient. Dazu wird das maximale Biegemoment  $\max M_y$  berechnet, welches bei Wirkung der Normalkraft  $N$  noch vom Querschnitt aufgenommen werden kann. Ausreichende Tragsicherheit (für alle Schnittgrößen) ist nachgewiesen, wenn das

vorhandene Biegemoment kleiner ist als  $\max M_y$ . Zur Bestimmung von  $\max M_y$  werden die beiden Fälle in **Abb. 17** unten betrachtet.

Auf die Darlegung der einzelnen Gleichungen und Zwischenschritte wird hier verzichtet, da diese in [1] ausführlich erläutert werden. Das Ergebnis der oben beschriebenen Vorgehensweise zeigt **Tab. 3**. Wie man sieht, ist der Aufwand ähnlich wie für **Tab. 2**, jedoch bietet **Tab. 3** darüber

hinaus den Vorteil mit Ausnahme der Torsionsschnittgrößen bei beliebiger Schnittgrößenkombination anwendbar zu sein. Ferner erhöht die ingenieurmäßige Vorgehensweise im Gegensatz zu den konventionellen Interaktionsbedingungen (Black-Box-Verfahren) die Nachvollziehbarkeit des Verfahrens und verdeutlicht die ingenieurmäßigen Zusammenhänge.

Den Einfluss des bereits erwähnten Stegflächenanteils  $\delta$  verdeutlicht **Abb. 18**. Dort sind die Grenztragfähigkeiten für einachsige Biegung mit Normal- und Querkraft nach **Tab. 3** für  $\delta = 0,2$  und  $\delta = 0,4$  ausgewertet. Da der Steg bei größerem  $\delta$  einen größeren Anteil für  $M_{pl,y}$  liefert, wirkt sich eine zusätzliche und nur vom Steg aufzunehmende Querkraft natürlich stärker aus als bei kleinerem Stegflächenanteil.

Wie bereits erwähnt können auch die Torsionsschnittgrößen  $M_{xp}$ ,  $M_{xs}$  und  $M_{\omega}$  mit dem TSV erfasst werden. Darüber hinaus lässt sich für alle Querschnitte, die aus bis zu drei dünnwandigen, rechteckigen Blechen gebildet werden können, die plastische Querschnittstragfähigkeit bestimmen (Einzelheiten siehe [1]). Wie **Abb. 19** zeigt, können mehrere unterschiedliche Querschnittsformen idealisiert werden.

Auch für rechteckige Hohlprofile lässt sich die plastische Querschnittstragfähigkeit mit der Methodik des Teilschnittgrößenverfahrens ermitteln. Für dünnwandige, kreisförmige Hohlprofile ist eine andere

Vorgehensweise zweckmäßiger, aus der die in **Tab. 4** dargestellten Nachweisbedingungen hervorgehen. Einzelheiten, Hintergründe und Erläuterungen finden sich in [1].

## 7 Systemtragfähigkeit nach der Plastizitätstheorie

Mit dem Nachweisverfahren Plastisch-Plastisch kann die Systemtragfähigkeit nach der Plastizitätstheorie erfasst werden (**Tab. 1**). Dazu sind nicht nur die Beanspruchbarkeiten, sondern auch die Beanspruchungen (Schnittgrößen) auf Basis der Plastizitätstheorie zu berechnen. Grundsätzlich kann dies nach der Fließzonen- oder Fließgelenktheorie erfolgen. Die genauere Fließzonentheorie berücksichtigt den Einfluss der infolge Plastizierens geschwächten Bereiche des Querschnitts bzw. Systems durch Abminderung der Steifigkeiten (**Abb. 20**). Hieraus resultieren größere Verformungen und Schnittgrößenumlagerungen in statisch unbestimmten Systemen.

In der Fließgelenktheorie wird die Ausbreitung der Fließzonen in Stablängsrichtung vernachlässigt und stattdessen ideale, punktförmige Fließgelenke angenommen. Der Schnittgrößenverlauf kann dabei entweder durch eine schrittweise elastische Berechnung oder durch die Bestimmung einer Fließgelenkkette erfolgen (siehe Erläuterungen in **Abb. 21**). Im Vergleich zur Fließzonentheorie, die nur mit Computerunterstützung anwendbar ist, können Fließgelenkberechnungen zumindest bei einfachen Anwendungsfällen per Hand durchgeführt werden.

Am Beispiel des in **Abb. 22** dargestellten Systems lassen sich die prinzipiellen Zusammenhänge bei Ausnutzung plastischer Reserven verdeutlichen. Bei Annahme eines Fließgelenkes in Feldmitte und vollständigem Plastizieren des einfachsymmetrischen I-

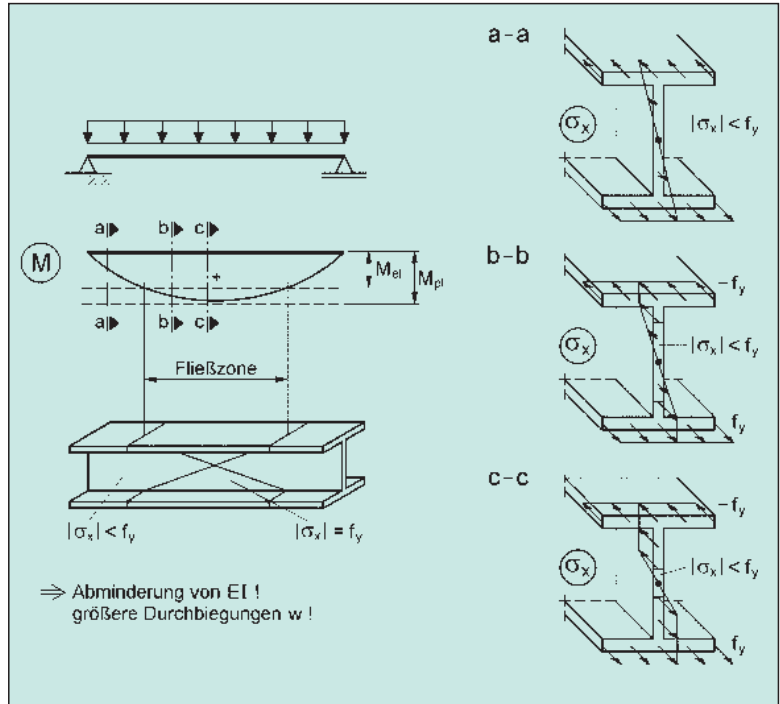


Abb. 20: Zur Ausbreitung von Fließzonen

Querschnitts erhält man eine maximale Gleichstreckenlast  $q_y = 10,47 \text{ kN/m}$ . Da die Last im Schubmittelpunkt angreift und nur Gleichgewicht am unverformten System ohne geometrische Ersatzimperfektionen (Theorie I. Ordnung) gebildet wird, ist keine planmäßige Torsion vorhanden und es ist lediglich eine Verschiebung in y-Richtung (nach unten) zu erwarten (**Abb. 22**).

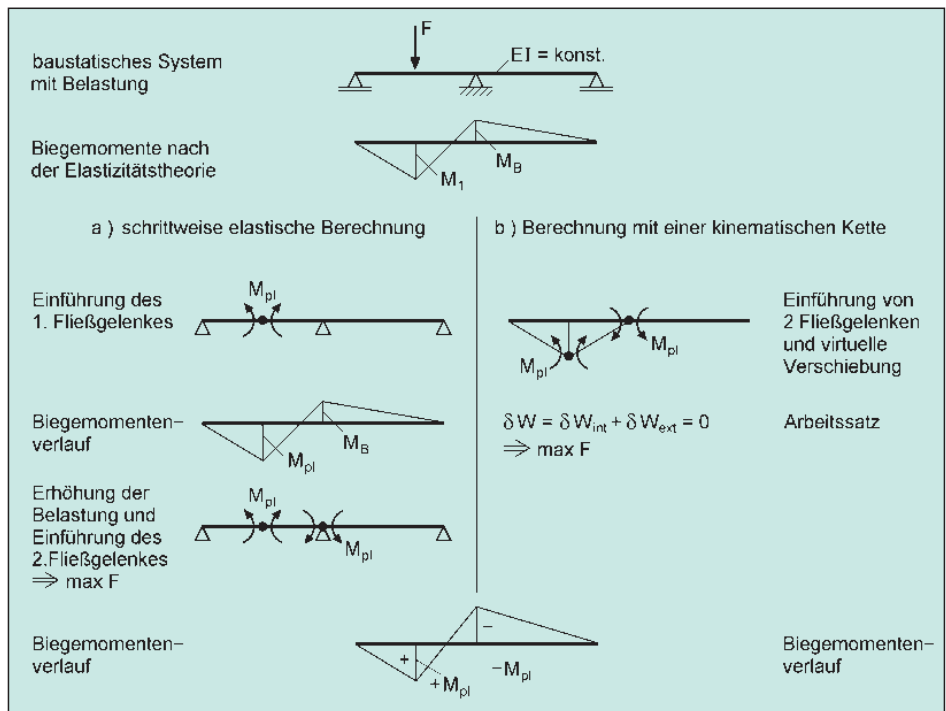


Abb. 21: Beispiel zur Anwendung der Fließgelenktheorie: a) Schrittweise elastische Berechnung, b) Berechnung mit einer kinematischen Kette



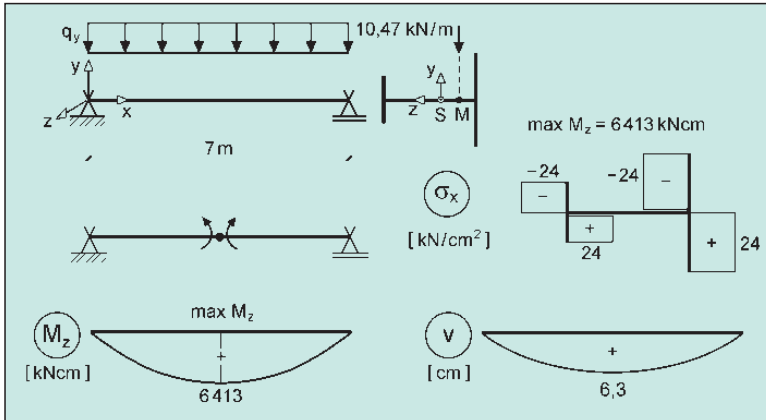


Abb. 22: Zur Grenztragfähigkeit eines baustatischen Systems

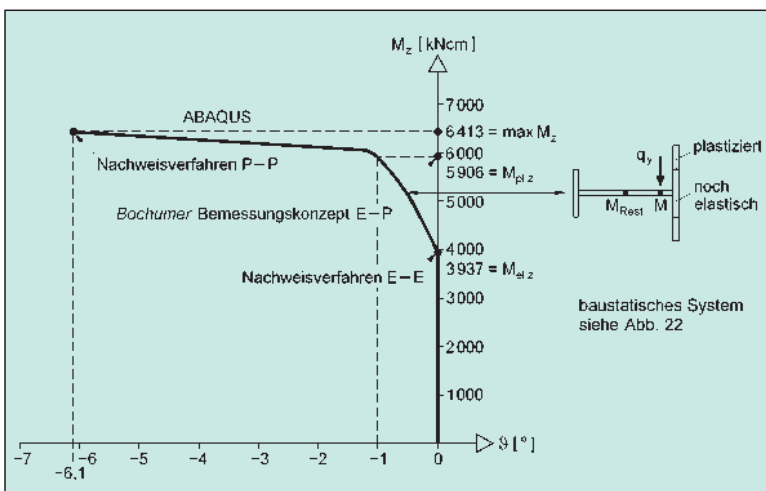


Abb. 23: Zusammenhang zwischen Biegemoment und der Verdrehung  $\vartheta$  in Feldmitte im Verlauf der Laststeigerung

Eine genaue Untersuchung des Tragverhaltens auf Grundlage der Fließzonentheorie mit Hilfe des FE-Programms ABAQUS [6] macht jedoch deutlich, dass auch eine Verdrehung auftritt. Das in **Abb. 23** dargestellte Last-Verformungsverhalten zeigt, dass die Verdrehung erst mit einsetzender Plastizierung zunächst mäßig und dann stark zunehmend entsteht. Die Ursache der Verdrehung liegt in der Tatsache begründet, dass das Plastizieren im vorliegenden Fall zwangsläufig mit dem Entstehen von Wölbbimomenten verbunden ist. Dieses bedingt sekundäre und primäre Torsionsmomente sowie korrespondierende Verformungen (Verdrehungen  $\vartheta$ ). Anschaulich erläutert beginnt der größere, rechte Gurt an seinen Rändern zu plastizieren, während der kleinere, linke Gurt noch vollkommen elastisch bleibt. Folglich nimmt im Rahmen der Fließzonentheorie die Steifigkeit des rechten Gurtes ab. Dieser Gurt biegt sich im Vergleich zum linken Gurt stärker durch und versucht sich der Last zu entziehen, wodurch eine ungleiche Gurtverschiebung und somit eine Verdrehung entsteht. Detaillierte Erläuterungen zu diesem Tragverhalten finden sich in Abschnitt 4.9 von [1].

Ergänzend sei erwähnt, dass das zu  $\max q_y = 10,47 \text{ kN/m}$  korrespondierende Biegemoment  $\max M_z = 6\,413 \text{ kNm}$  nicht dem plastischen Grenzbiegemoment  $M_{pl,z} = 5\,906 \text{ kNm}$  entspricht, da die Definition plastischer Grenzschnittgrößen verlangt, dass alle anderen Schnittgrößen gleich Null sein müssen. Dies ist bei  $\max M_z$  nicht erfüllt, da die vollplastische Spannungsverteilung (**Abb. 22**) ein Wölbbimoment  $M_{\omega} = 13\,886 \text{ kNm}^2$  bedingt. Deshalb wird die Tragfähigkeit des Systems mit dem *Bochumer* Bemessungskonzept E-P in **Abb. 23** durch  $M_{pl,z}$  begrenzt. Das *Bochumer* Bemessungskonzept E-P sieht vor, dass alle Schnittgrößen, die am baustatischen System ermittelt werden, vom Querschnitt aufgenommen werden müssen, aber auch im Umkehrschluss, dass der Nachweis der Querschnittstragfähigkeit nicht eine zusätzliche Schnittgröße erfordern darf, die in der Systemberechnung nicht aufgetreten ist. Aufgrund der Berechnung der Schnittgrößen nach der Elastizitätstheorie (ohne planmäßige Torsion) und der damit verbundenen Vernachlässigung der Fließzonen entsteht bei dem betrachteten Beispiel rechnerisch keine Verdrehung. Somit wird das Tragverhalten nur näherungsweise richtig erfasst (die tatsächliche Verdrehung beträgt ca.  $1^\circ$ ), jedoch deutlich besser als bei Annahme des vollständigen Plastizierens (Verdrehung ca.  $6,1^\circ$ ). Im Übrigen entsprechen auch die baupraktischen Anwendungsfälle in Abschnitt 8 der hier erläuterten Vorgehensweise.

Prinzipiell kann das vollständige Plastizieren natürlich berücksichtigt werden, jedoch sollte dann eine genaue Berechnung auf Grundlage der Fließzonentheorie erfolgen. Nur so können die o.g. Effekte (zusätzliche Verformungen und Schnittgrößen) und ihre Auswirkungen auf die Tragfähigkeit richtig erkannt werden. Für baupraktische Fälle empfiehlt sich die Anwendung des *Bochumer* Bemessungskonzepts E-P – siehe auch Abschnitt 8 und 4.4 in [1].

## 8 Baupraktische Anwendungsfälle

Mit den folgenden Beispielen soll gezeigt werden, wie die plastische Bemessung auf alltägliche und außergewöhnliche Problemstellungen angewendet werden kann. Bei allen Beispielen werden die in Abschnitt 3 genannten Voraussetzungen für das volle Mitragen der Querschnittsteile erfüllt. Die Stabilitäts-

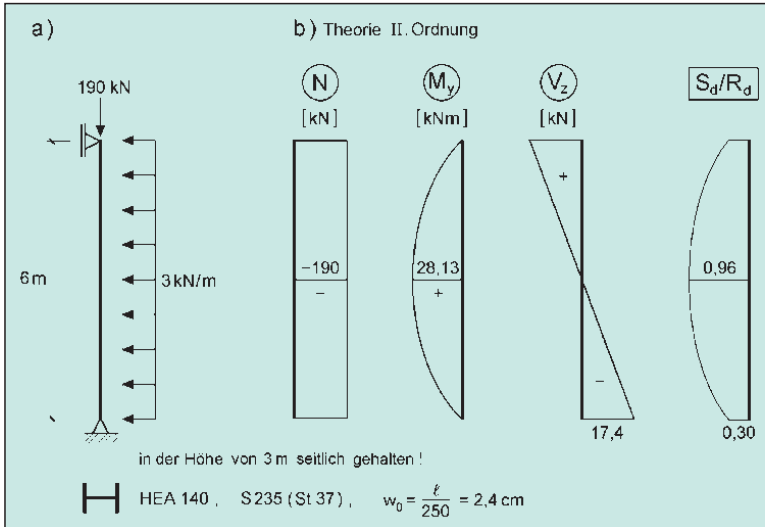


Abb. 24: a) Pendelstütze mit Druckbelastung und Gleichstreckenlast, b) Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung und Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit

fälle Biegeknicken und Biegedrillknicken werden durch Schnittgrößenberechnungen nach Theorie II. Ordnung (mit dem RUBSTAHL-Programm KSTAB) unter Ansatz geometrischer Ersatzimperfektionen erfasst.

Anmerkung: Das RUBSTAHL-Programm KSTAB ist ein Programm auf der RUBSTAHL-CD, die Bestandteil von [1] ist (insgesamt 18 Programme). Es dient der Berechnung der Schnittgrößen nach Elastizitätstheorie II. Ordnung von geraden Stabzügen nach der allgemeinen Biegetorsionstheorie (mit Wölbkrafttorsion) und erlaubt die Berücksichtigung von Vorverformungen, Dreh- und Wegfedern als Einzel- und Streckenfedern, Schubfeldern, exzentrischen Lastangriffen usw. und führt automatisch den Nachweis der plastischen Querschnittstragfähigkeit mit dem Teilschnittgrößenverfahren – siehe Abschnitt 6.2.

## ■ Biegeknicken einer Stütze

Für die in Abb. 24 dargestellte druck- und biegebeanspruchte Stütze wird

das Biegeknicken um die starke Achse des Querschnitts untersucht. Dazu werden die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung unter Ansatz einer parabelförmigen Vorkrümmung mit dem Stich  $w_0$  berechnet (Abb. 24). Da die Ausnutzung  $S_d/R_d$  der plastischen Querschnittstragfähigkeit mit dem TSV in der gesamten Stütze kleiner als Eins ist, können die Lasten aufgenommen werden.

Ein zusätzlicher Nachweis mit dem Ersatzstabverfahren für das Biegeknicken um die starke Achse ist nicht erforderlich. Das Ersatzstabverfahren ist eine Nachweismöglichkeit, die bei diesem Beispiel alternativ verwendet werden kann. Davon unab-

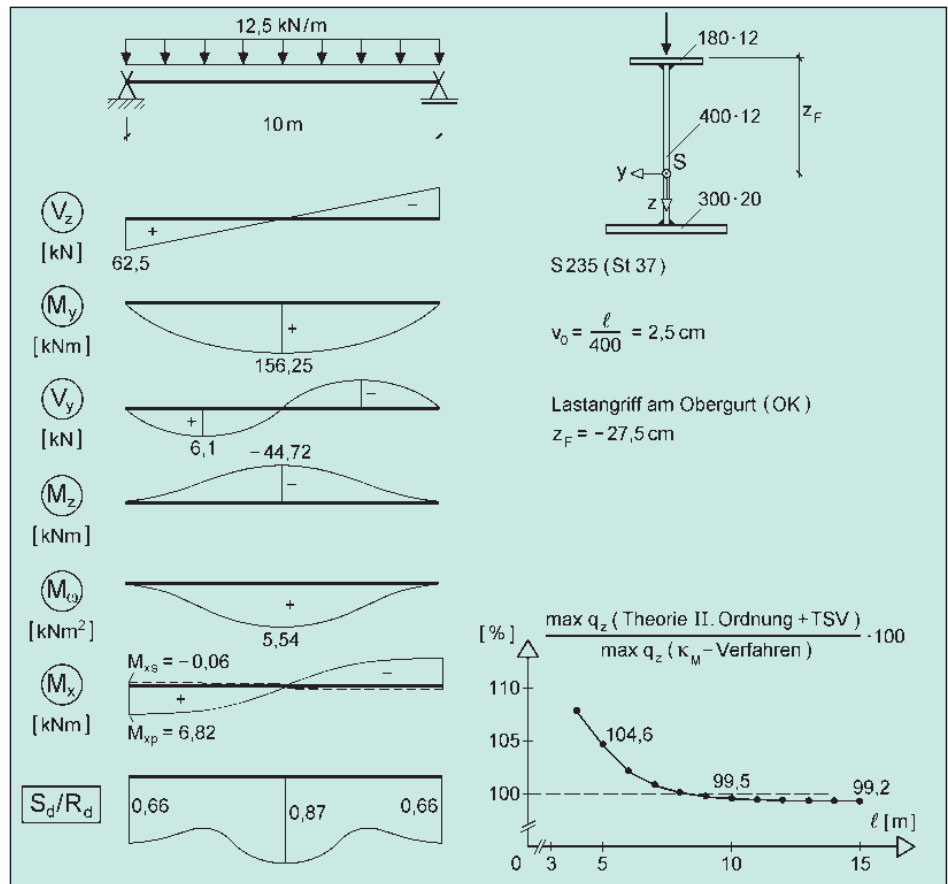


Abb. 25: Gabelgelagerter Einfeldträger und Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung

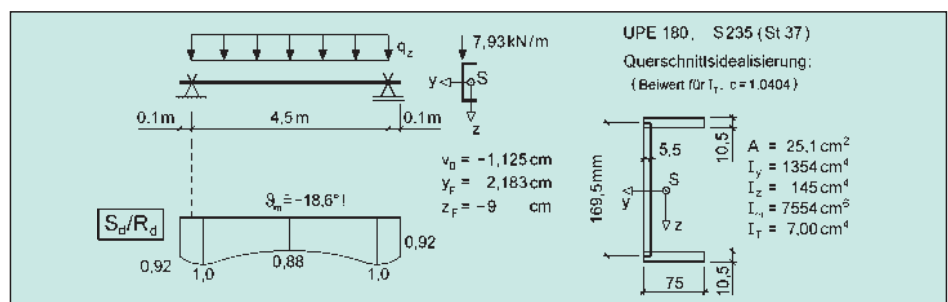


Abb. 26: UPE-Träger mit Überständen und exzentrischer Belastung

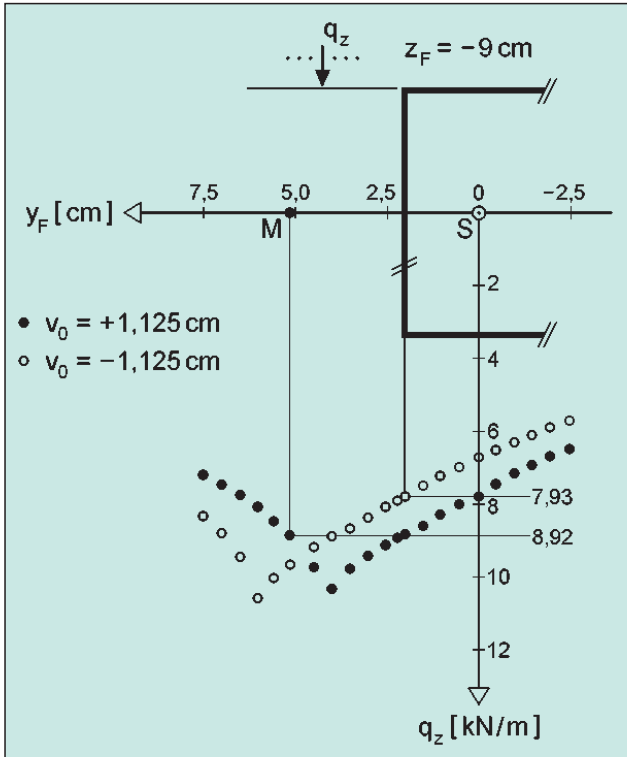


Abb. 27: Maximale Gleichstreckenlasten  $q_z$  (Nachweisverfahren E-P) in Abhängigkeit von der Laststellung  $y_F$  und Richtung der geometrischen Ersatzimperfektion  $v_0$

hängig ist prinzipiell auch das Biegekicken um die schwache Achse des Querschnitts zu untersuchen.

Auch dieser Nachweis kann entweder mit dem Ersatzstabverfahren oder alternativ durch eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung und Nachweis der Querschnittstragfähigkeit erfolgen. Im letztgenannten Fall ist die geometrische Ersatzimperfektion  $v_0$  dann senkrecht zur schwachen Achse zu berücksichtigen.

## ■ Biegedrillknicken eines Trägers

Zur Biegedrillknickuntersuchung des in Abb. 25 gezeigten Trägers ist die geometrische Ersatzimperfektion mit dem Stich  $v_0$  senkrecht zur schwachen Achse, d.h. in y-Richtung, anzusetzen. Hieraus entstehen nach Theorie II. Ordnung sowohl Torsionschnittgrößen als auch Biegung um die schwache Achse.

se. Abb. 25 unten links zeigt den Verlauf der Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit  $S_d/R_d$  mit dem TSV für den geschweißten, einfachsymmetrischen I-Querschnitt. Der Anstieg des  $S_d/R_d$ -Verlaufs an den Auflagern ist nicht nur auf die dort wirkenden Querkräfte, sondern vor allem auch auf das primäre (St. Venantsche) Torsionsmoment zurückzuführen. Einen Vergleich mit der alternativen Nachweismethode gemäß DIN 18800 Teil 2 [3] ( $\kappa_M$ -Verfahren) zeigt Abb. 25 unten rechts.

## ■ U-Profil mit planmäßiger Torsion

Im Gegensatz zu dem vorherigen Beispiel „Biegedrillknicken eines Trägers“ kann das Biegedrillknicken des aus einem U-Profil bestehenden Trägers in Abb. 26 nicht mit dem  $\kappa_M$ -Verfahren nach DIN 18800 Teil 2 [3] untersucht werden. Es darf nur angewendet werden, sofern keine planmäßige Torsion auftritt. Bei U-Profilen liegt der Schubmittelpunkt M stets außerhalb des Querschnitts (Abb. 27) und die Lasteinleitung erfolgt in baupraktischen Fällen fast immer über den Obergurt, z.B. durch aufliegende Träger oder Trapezbleche. Aufgrund der Exzentrizität des Lastangriffs zum Schubmittelpunkt ist deshalb eine planmäßige Torsionsbeanspruchung vorhanden.

Das Ergebnis der Berechnung zeigt nicht nur eine mit  $-18,6^\circ$  relativ große Verdrehung des Trägers

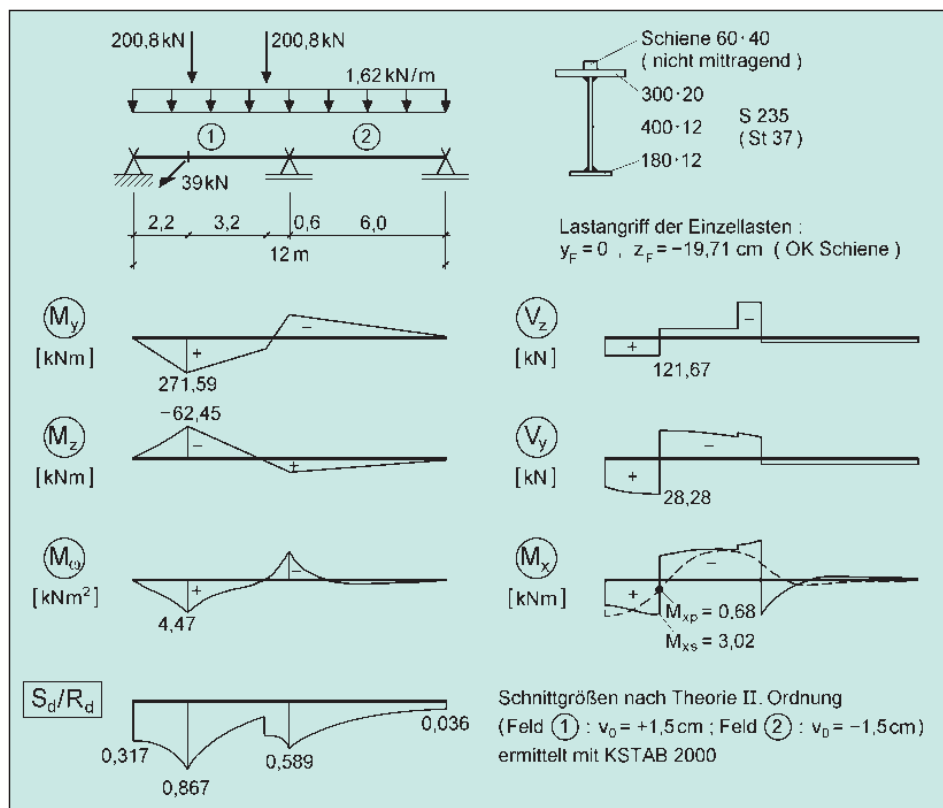


Abb. 28: Zweifeldriger Kranbahnträger und Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung mit dem RUBSTAHL-Programm KSTAB

(entspricht ungefähr der Gültigkeitsgrenze für die Anwendung der Theorie II. Ordnung), sondern macht auch deutlich, dass sich die maßgebende Stelle für die Überprüfung der plastischen Querschnittstragfähigkeit in der Nähe der Auflager befindet (vorwiegend infolge primärer Torsion).

Prinzipiell sind die geometrischen Ersatzimperfektionen so anzusetzen, dass sie sich möglichst gut der 1. Eigenform des Systems anpassen (für die Beispiele in den **Abb. 24**, **Abb. 25** und **Abb. 26** in Form einer Parabel oder Sinushalbwellen zwischen den Auflagern). Die Richtung ist dabei stets so zu wählen, dass sich eine minimale aufnehmbare Belastung ergibt (**Abb. 27**).

## ■ Kranbahnträger

Kranbahnträger wie in **Abb. 28** erfordern vielfältige Nachweise, u.a. auch bezüglich Betriebsfestigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Für Betriebsfestigkeitsnachweise gemäß DIN 4132 [5] darf beispielsweise das Plastizieren nicht berücksichtigt werden.

Da diese Nachweise jedoch auf Gebrauchslastniveau ( $\gamma_F = 1,0$ ) geführt werden, kann die Nutzung plastischer Reserven für den Tragsicherheitsnachweis mit  $\gamma_F$ -fachen Bemessungslasten sinnvoll sein. Aufgrund der planmäßigen Torsionsbeanspruchung durch am Schienenkopf angreifende Horizontallasten (Schräglauf, Massenkräfte) kann das  $\kappa_M$ -Verfahren zum Nachweis ausreichender Biegedrillknicksicherheit nicht angewendet werden. Die direkte Schnittgrößenberechnung nach Theorie II. Ordnung ist daher die einzig sinnvolle Berechnungsmethode.

## Literatur

- 
- [1] Kindmann, R., Frickel, J.: Elastische und plastische Querschnittstragfähigkeit; Grundlagen, Methoden, Berechnungsverfahren, Beispiele, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2002
  - [2] Kindmann, R., Stracke M.: Verbindungen im Stahl- und Verbundbau, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2003
  - [3] DIN 18800 (11.90): Stahlbauten,  
Teil 1: Bemessung und Konstruktion  
Teil 2: Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken
  - [4] DIN V ENV 1993, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten  
Teil 1-1 (04.92): Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau  
Part 1.8: Design of Joints (Entwurf 04/02)
  - [5] DIN 4132 (02/81): Kranbahnen, Stahltragwerke; Grundsätze für Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung
  - [6] FEM-Programmsystem ABAQUS, Version 5.8-1. Hibbit, Karlsson and Sorensen Inc., Pawtucket, R.I., USA
  - [7] Deutscher Stahlbau-Verband (DSTV): Typisierte Verbindungen im Stahlhochbau, Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln, 2. Auflage 1978 mit 1. Ergänzung 1984
  - [8] Sedlacek, G., Weynand, K., Oerder, S.: Typisierte Anschlüsse im Stahlhochbau, Band 1 und Band 2, Stahlbau-Verlags-GmbH, Düsseldorf 2000
  - [9] Kindmann, R., Frickel, J.: Grenztragfähigkeit von I-Querschnitten für beliebige Schnittgrößen. Stahlbau 68 (1999), H. 4, S. 290-301
  - [10] Kindmann, R., Frickel, J.: Grenztragfähigkeit von häufig verwendeten Stabquerschnitten für beliebige Schnittgrößen. Stahlbau 68 (1999), H. 10, S. 817-828, Zuschriften: Stahlbau 68 (1999), H. 10, S. 852-854 und Stahlbau 69 (2000), H. 3 S. 206-210



# Anforderungen an das Aufstellen EDV-unterstützter Standsicherheitsnachweise

## Jetzt gibt es sie auch für Hoch- und Ingenieurbauten außerhalb der ZTV-K

Im Geltungsbereich der ZTV-K gilt die „Richtlinie für das Aufstellen und Prüfen EDV-unterstützter Standsicherheitsnachweise“, die wir im Heft 18 (April 2001) im Wortlaut veröffentlicht hatten. Da diese Richtlinie für „normale“ Hoch- und Ingenieurbauten zu umfangreich war, hat die Fachkommission der Prüfungenieure in Niedersachsen, Bremen und Hamburg eine verkürzte Version der ZTV-K-Richtlinie erarbeitet, die den Bereich auslässt, der die Prüfung betrifft. Diese Richtlinie kann eine gute Grundlage für Anforderungen an statische Berechnungen im Anwendungsfall außerhalb des Geltungsbereiches der ZTV-K sein. Eine bauaufsichtliche Einführung ist von der ARGE-Bau z. Zt. nicht gewünscht, die Fachkommission Bautechnik der ARGE-Bau empfiehlt jedoch eine Umsetzung als Empfehlung der Prüfungenieure für Baustatik. Diese Empfehlungen sollen den Tragwerksplanern, z.B. in den Ingenieurbüros und bei den Baufirmen, sowie den Softwareherstellern im Bereich Bauwesen als Maßstab für prüffähige Standsicherheitsnachweise dienen. Die neuen Anforderungen sind daher als Empfehlung der Prüfungenieure (Fachkommission in Niedersachsen, Hamburg und Bremen) bei der BVPI ins Internet ([www.bvpi.de](http://www.bvpi.de)) eingestellt und werden hiermit auch an dieser Stelle veröffentlicht. Die Prüfungenieure in Deutschland bitten um ihre Beachtung bei der Aufstellung von statischen Berechnungen unter Verwendung von elektronischen Berechnungen.

## Inhaltsverzeichnis

- 1 Geltungsbereich
- 2 Unterlagen
  - 2.1 Vollständigkeit und Verantwortung des Aufstellers
  - 2.2 Angaben zu den Programmen
    - 2.2.1 Programmbezeichnung
    - 2.2.2 Anwendungsbereich
    - 2.2.3 Vorschriften, Regelwerke
    - 2.2.4 Begriffe, Formelzeichen, Einheiten
  - 2.3 Formale Anforderungen
    - 2.3.1 Inhaltsverzeichnis
    - 2.3.2 Kennzeichnung der Seiten
    - 2.3.3 Querverweise
    - 2.3.4 Begriffe, Formelzeichen, Einheiten
    - 2.3.5 Ordnungssysteme
  - 2.4 Eingaben
    - 2.4.1 Allgemeine Anforderungen
    - 2.4.2 Mechanisches Strukturmodell
    - 2.4.3 Materialkennwerte, Querschnittsgrößen, Steifigkeiten
    - 2.4.4 Einwirkungen
    - 2.4.5 Zusätzliche Eingaben
  - 2.5 Ergebnisse
    - 2.5.1 Unterteilung der Ergebnisse
    - 2.5.2 Maßgebliche Ergebnisse
    - 2.5.3 Sonstige Ergebnisse
  - 2.6 Aufbereitung der Eingaben und Ergebnisse
- 3 Kontrollen
- 4 Unterschrift des Aufstellers

## 1 Geltungsbereich

Diese Anforderungen gelten für das Aufstellen von Standsicherheitsnachweisen, die teilweise oder ganz aus EDV-Berechnungen bestehen („EDV-unterstützte Standsicherheitsnachweise“).

## 2 Unterlagen

### 2.1 Vollständigkeit und Verantwortung des Aufstellers

Der Aufsteller ist dafür verantwortlich, dass der Standsicherheitsnachweis unter Einschluss

der EDV-Berechnungen und aller sonstigen technischen Unterlagen ein technisch und rechnerisch geschlossenes Ganzes bildet. Er hat sich mit dem von ihm verwendeten Programm vertraut zu machen. Er muss sich auch vergewissern, ob das von ihm verwendete Programm für seine bautechnische Berechnungsaufgabe geeignet ist.

Dem Standsicherheitsnachweis soll eine kurze Erläuterung vorangestellt werden.

Der zur Prüfung und Dokumentation vorzulegende Standsicherheitsnachweis muss mindestens enthalten:

- Programmkenndaten nach Abschnitt 2.2,
- alle Eingaben nach Abschnitt 2.4,
- die maßgeblichen Ergebnisse nach Abschnitt 2.5.

Der Standsicherheitsnachweis muss alle maßgeblichen Bau- und Endzustände sowie die wesentlichen Wechselwirkungen zwischen Bauwerk, Baugrund und Hinterfüllung erfassen (z.B. Baubeschreibung, statisches Konzept, Lastabtrag, Stabilisierung).

## 2.2 Angaben zu den Programmen

Die Programme sind mit Hilfe von Programmkenndaten oder in vergleichbarer Form entsprechend Abs. 2.2.1 bis 2.2.4 zu erläutern, wenn deren Grundlagen, Annahmen und Anwendungsgrenzen aus der Niederschrift des Standsicherheitsnachweises nicht zweifelsfrei erkennbar sind. Diese Programmkenndaten und ggf. erforderliche ergänzende Erläuterungen zum Programm sind in deutscher Sprache abzufassen und dem Standsicherheitsnachweis beizufügen.

### 2.2.1 Programmbezeichnung

Die Bezeichnung des verwendeten Programms muss eindeutig sein und neben dem Programmnamen auch die Versionsnummer und ggf. die Angabe spezieller verwendeter Zusatzmodule enthalten. Die Dokumentation muss den Änderungsstand der aktuellen Version beschreiben.

### 2.2.2 Anwendungsbereich

Die mit dem Programm zu lösende Aufgabe und die dazu verwendeten Methoden und die zugrunde gelegte Theorie sind in einer Kurzbeschreibung zu erläutern. Die Kurzbeschreibung muss auch ergänzende Informationen zur Ein- und Ausgabe enthalten, sofern diese aus dem Ausdruck nicht eindeutig hervorgehen.

### 2.2.3 Vorschriften, Regelwerke

Die Kurzbeschreibung muss Angaben zu den vom Programm berücksichtigten Gesetzen, Normen, Richtlinien, Erlassen und Vorschriften enthalten. Hierbei sind insbesondere auch Anwendungsgrenzen und Einschränkungen klar darzustellen.

### 2.2.4 Begriffe, Formelzeichen, Einheiten

Alle Ein- und Ausgaben sind eindeutig zu bezeichnen. Weichen Begriffe, Formelzeichen und Einheiten von den eingeführten technischen Baubestimmungen ab, ist eine Erläuterung durch den Aufsteller beizufügen.

## 2.3 Formale Anforderungen

### 2.3.1 Inhaltsverzeichnis

Dem Standsicherheitsnachweis ist ein Gesamtinhaltsverzeichnis voranzustellen. Dieses Gesamtinhaltsverzeichnis kann auf detaillierte Unterverzeichnisse verweisen und muss jeweils den aktuellen Bearbeitungsstand widerspiegeln.

### 2.3.2 Kennzeichnung der Seiten

Alle Seiten der Berechnung sind fortlaufend oder abschnittsweise fortlaufend zu nummerieren und so zu kennzeichnen, dass jede Seite eindeutig der Gesamtberechnung zugeordnet werden kann. Austauschseiten und Einschubseiten sind zusätzlich zu kennzeichnen.

### 2.3.3 Querverweise

Wird in einem Standsicherheitsnachweis auf einen Wert oder eine Darstellung Bezug genommen, die an anderer Stelle steht, so ist auf die betreffende Stelle hinzuweisen.

### 2.3.4 Begriffe, Formelzeichen, Einheiten

Begriffe, Formelzeichen, Einheiten müssen den eingeführten technischen Baubestimmungen entsprechen und eindeutig angegeben werden.

### 2.3.5 Ordnungssysteme

Die gewählten Ordnungssysteme sind eindeutig und an exponierter Stelle darzustellen. Werden mehrere Ordnungssysteme verwendet, so müssen die Ordnungssysteme eindeutig einander zugeordnet sein.

Zu den Ordnungssystemen zählen:

- Koordinatensysteme,
- Vorzeichenkonventionen, z.B. bei Schnitt- und Verschiebungsgrößen, bei Spannungen und Dehnungen,

- Zuordnungen, z.B. bei Positionsnummern, Bauteilen, Knoten-Element-Nummerierungen,
- z.B. bei Lastfällen und Kombinationen aus Lastfällen, Teilsystemen aus einem Gesamtsystem.

Die Zuordnung der in den Ordnungssystemen verwendeten Daten (z.B. Eingaben und Ergebnisse) muss eindeutig erkennbar sein.

## 2.4 Eingaben

### 2.4.1 Allgemeine Anforderungen

Die in dem EDV-unterstützten Standsicherheitsnachweis vorzulegenden Eingaben müssen alle Daten umfassen, die für eine Reproduktion der maßgeblichen Ergebnisse notwendig sind. Die Herkunft der Eingaben muss aus dem Standsicherheitsnachweis erkennbar sein. Erforderliche Zuordnungen, Vereinbarungen, Vereinfachungen und Erläuterungen sind dabei anzugeben.

### 2.4.2 Mechanisches Strukturmodell

Die der Berechnung zugrunde gelegten mechanischen Strukturmodelle (statisches System des Tragwerks, aber auch einfache bis komplexe Modelle für z.B. Lager, Gelenke, Federn, Schraub-, Schweißanschlüsse) sind grafisch darzustellen. Geometrie, Exzentrizitäten und Vereinfachungen sind eindeutig anzugeben und, sofern erforderlich, zu begründen.

### 2.4.3 Materialkennwerte, Querschnittsgrößen, Steifigkeiten

Baustoffe und die benötigten Materialkennwerte sind anzugeben. Die Berechnungsgrundlagen für die gewählten Querschnittsgrößen und Steifigkeiten müssen erkennbar sein. Angaben zu den Querschnittsgrößen sind z.B. Schwerpunktlagen, Abstände von Teilquerschnitten, Trägheitsmomente. Angaben zu den Steifigkeiten sind z.B. Dehn-, Biege-, Torsions-, Federsteifigkeiten, Steifzahlen, Bettungsziffern.

### 2.4.4 Einwirkungen

Einwirkungen auf das mechanische Strukturmodell sind als Eingaben eindeutig darzustellen. Einwirkungen sind z.B. ständige Lasten, Verkehrslasten, Temperatur, Vorspannung, Baugrundbewegungen, Lagerverschiebungen, Imperfektionen, Erdbeben. Die Einteilungen der Einwirkungen in Lastfälle mit den Teilsicherheitsbeiwerten und in Lastkombinationen mit den Kombinationsbeiwerten sind zu be-

schreiben. Auf Vorschriften, Richtlinien und Erlasse ist hinzuweisen.

### 2.4.5 Zusätzliche Eingaben

Werden problem- und programmbezogene Eingaben benötigt, so sind sie darzustellen und ggf. zu erläutern.

Hierzu gehören z.B.:

- Verformungsgrenzen,
- durch die Bemessungsvorschriften standardisierte und variable Rechenwerte wie Querdehnzahl, Elastizitätsmodul,
- Vereinfachungen wie Ausrundung von Stützmomenten, Momentenumlagerungen,
- Auswahl von Programmverzweigungen (z.B. drillweiche bzw. drillsteife Platten).

## 2.5 Ergebnisse

### 2.5.1 Unterteilung der Ergebnisse

Die Ergebnisse sind in maßgebliche und sonstige Ergebnisse zu unterteilen.

### 2.5.2 Maßgebliche Ergebnisse

Maßgebliche Ergebnisse sind alle Daten, die für die Prüfung und Beurteilung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Tragwerks und einzelner Tragwerksteile erforderlich sind.

Hierzu gehören z.B.:

- Maßgebliche Lastfälle und Lastkombinationen,
- Bemessungskräfte mit Querschnittsverformungen und Querschnittsabmessungen,
- Materialgüten,
- Herstellungsvorgaben,
- Nutzungsvorgaben,
- erforderliche Zwischenergebnisse an Schnittstellen der technischen Bearbeitung (z.B. Auflagerkräfte, einschließlich der zugehörigen Sicherheitsbeiwerte).

### 2.5.3 Sonstige Ergebnisse

Sonstige Ergebnisse sind alle übrigen Ergebnisse, z.B. Zustandsgrößen für einzelne Lastfälle und Lastfallkombinationen.

## 2.6 Aufbereitung der Eingaben und Ergebnisse

Die Eingaben und maßgeblichen Ergebnisse sind in den Standsicherheitsnachweis in einer für die Dokumentation geeigneten Form einzu-

arbeiten. Sie sind so darzustellen, dass die Prüfung und Beurteilung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Tragwerks und einzelner Tragwerksteile durch Dritte jederzeit möglich ist.

Die den EDV-Berechnungen zugrunde liegenden Eingaben sind in einer von den Programmen aufbereiteten und ausgedruckten Form im Standsicherheitsnachweis aufzunehmen. Die Ausgabe von Eingabedaten reicht nicht aus.

Die numerischen Ein- und Ausgaben sind in der Regel durch grafische Darstellungen zu ergänzen. Auch bei grafischen Darstellungen sind die verwendeten Einheiten und der Maßstab eindeutig anzugeben

Alle relevanten Daten müssen nachvollziehbar und reproduzierbar sein (z.B. sind maßgebende Beanspruchungen und Widerstände unter Angabe der charakteristischen Werte sowie der zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsfaktoren darzustellen).

Daten sollen übersichtlich in der Regel auf DIN-A4-Blattformat ausgedruckt werden. Die Daten müssen ausreichend erläutert und für sich verständlich sein. Texte sollen in deutscher Sprache ausgedruckt werden.

### 3 Kontrollen

Der Aufsteller muss sich von der Plausibilität der Eingaben und Ergebnisse durch Kontrollen überzeugen. Diese Kontrollen sind im Standsicherheitsnachweis aufzunehmen.

Hierzu gehören z.B.:

- Kontrollen der Eingaben,
- Gleichgewichts- und Verformungskontrollen,
- Plausibilität der Verformungen mit den Einwirkungen,
- Kontrollen mit vereinfachten Strukturmodellen,
- Berechnungen mit veränderter Netzanordnung bei finiten Elementen,
- Referenzbeispiele.

### 4 Unterschrift des Aufstellers

Die Unterschrift des jeweiligen Aufstellers unter dem Standsicherheitsnachweis muss eindeutig erkennen lassen, für welche Teile der Tragwerksplanung seine fachliche Verantwortung gilt.

Die Zuordnung der Unterschriften darf über das Inhaltsverzeichnis geregelt werden.



# Impressum

---

**Herausgeber:**

Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.

Dr.-Ing. Günter Timm,  
Ferdinandstr. 47

20095 Hamburg

E-Mail: info@bvpi.de,

Internet: www.bvpi.de

ISSN 1430-9084

**Redaktion:**

Klaus Werwath, Lahring 36,

53639 Ittenbach

Tel.: 0 22 23/91 23 15,

Fax: 0 22 23/9 09 80 01

E-Mail: Klaus.Werwath@T-Online.de

**Technische Korrespondenten:****Baden-Württemberg**

Dr.-Ing. Peter Hildenbrand, Ludwigsburg

**Bayern:**

Dr.-Ing. Bernd Brandt, Nürnberg

**Berlin:**

Dipl.-Ing. J.-Eberhard Grunenberg, Berlin

**Brandenburg:**

Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn, Herzberg

**Bremen:**

Dipl.-Ing. Uwe Sabotke, Bremen

**Hamburg:**

Dipl.-Ing. Horst-Ulrich Ordemann,  
Hamburg

**Hessen:**

Dr.-Ing. K.-D. Schmidt-Hurtienne,  
Lohfelden/Kassel

**Mecklenburg-Vorpommern:**

Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Krüger,  
Wismar

**Niedersachsen:**

Dr.-Ing. Günter Griebenow, Braunschweig

**Nordrhein-Westfalen:**

Dipl.-Ing. Josef G. Dumsch, Wuppertal

**Rheinland-Pfalz:**

Dipl.-Ing. Günther Freis

**Saarland:**

Dipl.-Ing. Gerhard Schaller, Homburg

**Sachsen:**

Prof. Dr. sc.techn. Lothar Schubert,  
Leipzig

**Sachsen-Anhalt:**

Dipl.-Ing. Dieter Beyer, Magdeburg

**Schleswig-Holstein:**

Dipl.-Ing. Kai Trebes, Kiel

**Thüringen:**

Dipl.-Ing. Volkmr Frank, Zella-Mehlis

**BVPI:**

Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer

**Druck:**

Vogel Druck und Medienservice  
GmbH & Co. KG, 97204 Höchberg

**DTP:**

Satz-Studio Heimerl,  
Scherenbergstraße 12, 97082 Würzburg

Die meisten der in diesem Heft veröffentlichten Fachartikel sind überarbeitete Fassungen der Vorträge, die bei den Arbeitstagen der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik gehalten worden sind.

Der Inhalt der veröffentlichten Artikel stellt die Erkenntnisse und Meinungen der Autoren und nicht die des Herausgebers dar.

„Der Prüfmgenieur“ erscheint mit zwei Ausgaben pro Jahr.

Bestellungen sind an den Herausgeber zu richten.

