

**Zur Bemessung von Hohlprofil – Verbundstützen  
aus hochfesten Stählen und Betonen**

Martin Lippes

Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Bergische Universität Wuppertal

November 2008

Veröffentlicht als Heft 13 in der Schriftenreihe des  
Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau  
Fachbereich D, Abteilung Bauingenieurwesen  
Bergische Universität Wuppertal

### **Herausgeber**

Der Geschäftsführende Direktor  
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Bergische Universität Wuppertal

### **Fachgebiet**

Stahlbau und Verbundkonstruktionen  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille  
Fachbereich D, Abteilung Bauingenieurwesen  
Bergische Universität Wuppertal

### **Organisation und Verwaltung**

Dipl.-Ing. W. Hammer  
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Bergische Universität Wuppertal  
Pauluskirchstraße 7  
42285 Wuppertal  
Telefon: (0202) 439-4209

© **Dr.-Ing. Martin Lippes**  
Wittener Str. 86  
58285 Gevelsberg

ISBN 978-3-940795-12-0

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Mit Genehmigung des Autors ist es gestattet, dieses Heft ganz oder teilweise auf fotomechanischem Wege (Fotokopie, Mikrokopie) zu vervielfältigen.

Diese Dissertation kann wie folgt zitiert werden:

urn:nbn:de:hbz:468-20090022

[<http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn=urn%3Anbn%3Ade%3Ahbz%3A468-20090022>]

## **Vorwort**

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für konstruktiven Ingenieurbau der Bergischen Universität Wuppertal.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Hanswille für die wissenschaftliche Unterstützung sowie die verschiedenen Anregungen und Diskussionen in dieser Zeit.  
Herrn Prof. Kurz und Herrn Prof. Zahlten danke ich für die Übernahme der Koreferate.

Meinen Kollegen, insbesondere Herrn Markus Porsch und Herrn Markus Schäfer möchte ich für die fachliche und kollegiale Unterstützung danken.

Bei Frau Ingeborg Görge möchte ich mich für die ständige Hilfsbereitschaft in dieser Zeit bedanken.

Gevelsberg, im November 2008

Martin Lippes

## Kurzdarstellung

In der vorliegenden Arbeit wird über experimentelle und theoretische Untersuchungen an Hohlprofil-Verbundstützen aus hochfesten Werkstoffen berichtet. Dabei werden insbesondere Stützen betrachtet, bei denen zur Erhöhung der Traglast runde Vollprofile als Einstellprofile verwendet werden. Der Anwendungsbereich für Stahlgüten S355 bis S460 und Betongüten C60/75 bis C100/115 wird rechnerisch untersucht.

Für Rundvollprofile als Stahl werden numerische Untersuchungen zur Entstehung von Eigenspannungen während des Herstellungsprozesses durchgeführt. Basierend auf diesen Berechnungen erfolgen Untersuchungen zur Anwendbarkeit der in DIN 18800-5 implementierten Tragsicherheitsnachweise. Dazu werden für Stützen mit Querschnitten aus unterschiedlich großen Mantelrohren und Einstellprofilen mit Parameteruntersuchungen für unterschiedliche Schlankheiten und Lastausmitten durchgeführt.

Des Weiteren wird die Tragfähigkeit der Stützenquerschnitte untersucht. Von Interesse ist hierbei das Verhältnis zwischen dehnungsbeschränkter und vollplastischer Tragfähigkeit eines Querschnittes, da die in den derzeitigen Regelwerken verankerten Nachweisverfahren näherungsweise von konstanten Verhältnissen zwischen dehnungsbeschränkten und vollplastischen Querschnittstragfähigkeiten ausgehen.

Für den Einfluss des Kriechens und Schwindens auf die Traglast werden zusätzliche Untersuchungen durchgeführt. Mittels einer genauen Berechnung, die die zeitliche Entwicklung der Umlagerungsgrößen aus dem Kriechen und Schwinden berücksichtigt, wird die Traglastabminderung infolge des Kriechens und Schwindens untersucht. Die Anwendbarkeit des in DIN 18800-5 und Eurocode 4-1 angegebenen Ansatzes eines reduzierten E-Moduls für den Beton wird anhand von vergleichenden Berechnungen überprüft.

In EC 4-1-1 und DIN 18800-5 sind vereinfachte Nachweisverfahren angegeben, um aufwändige FE-Berechnungen vermeiden zu können. Zum einen kann ein Nachweis für planmäßig zentrischen Druck nach den europäischen Knickspannungslinien geführt werden. Zum anderen werden unter Ansatz einer konstanten effektiven Biegesteifigkeit und einer geometrischen Ersatzimperfektion die maßgebenden Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung bestimmt und der Grenztragfähigkeit des Stützenquerschnittes gegenübergestellt.

Für die spezifischen Besonderheiten des betrachteten Stützentyps werden Anpassungen angegeben, sodass diese Stützen ebenfalls auf der Grundlage dieser vereinfachten Nachweisverfahren bemessen werden können.

---

## Abstract

In this paper it is reported about experimental and theoretical investigations dealing with composite columns made of high strength steel and high strength concrete. Especially columns with additional massive round steel cores are considered. These cross sections are often used to increase the ultimate load capacities of composite columns. Steel grades S355 to S460 in combination with concrete grades C60/75 to C100/115 are considered in numerical investigations.

Massive round steel cores usually have significant residual stresses which arise while the steel is cooling off during production. Because of actually missing knowledge relating to this topic, numerical investigations are made to calculate the residual stresses. Based on these results proposals are made to prove the applicability of the design-rules given by Eurocode 4-1-1 and the German standard DIN 18800-5. Various cross sections and columns with different load excentricities are analysed with regard to ultimate loads and horizontal deflections.

Furthermore the load bearing capacity of various cross sections is examined. Of special interest is the relation between the ultimate strength of the cross sections determined by limitation of strains and a fully plastic stress distribution. Contrary to the specification in the standards this relations are supposed to vary strongly when using different round steel bars and different material strengths.

For a sufficient prediction of the load bearing capacity during lifetime creep and shrinkage of the concrete has to be considered. With an exact calculation which considers the time dependent developement of creep and shrinkage the reduction of the bearing capacity is determined. With these results the applicability of the implified method with a reduced elastic modulus given in Eurocode 4 and DIN 18800-5 is proved.

A simplified design method for composite columns is given in EN 1994-1-1 and DIN 18800-5 to avoid extensive FE-calculations. The resistance of members in axial compression can be determined according to the European buckling curves. Otherwise the internal forces must be calculated based on second order theory with an effective flexural stiffness and taking into account equivalent geometrical bow imperfections.

For the examined type of composite columns recommendations are given for the use of the simplified design methods in the national and European standards.

**Inhalt**

1	Stand der Technik, Zielsetzung .....	1
2	Bisherige Forschungen auf diesem Gebiet.....	2
3	Versuche mit runden Hohlprofil-Verbundstützen aus hochfesten Materialien .....	4
3.1	Versuchsaufbau, Probekörper.....	4
3.2	Versuchsdurchführung .....	5
3.3	Versuchsauswertungen.....	5
3.3.1	Allgemeines .....	5
3.3.2	Teilschnittgrößen im Kernprofil.....	6
3.3.3	Teilschnittgrößen im Mantelrohr .....	8
3.3.4	Teilschnittgrößen im Beton.....	10
3.3.5	Auflagerexzentrizitäten.....	14
3.4	Versuchsergebnisse, statistische Auswertung.....	15
4	Nichtlineare Berechnung von Stützen mit der Finite – Element – Methode .....	20
4.1	Allgemeines .....	20
4.2	Systemidealisierung und Randbedingungen .....	20
4.2.1	Werkstoffgesetze, Materialmodelle .....	22
4.2.2	Auswertungen, Versuchsnachrechnungen .....	24
5	Eigenspannungen in Rundvollprofilen .....	27
5.1	Einleitung .....	27
5.2	Thermische Eigenschaften von Baustahl .....	27
5.3	Temperaturabhängige mechanische Eigenschaften von Baustahl .....	28
5.4	Zyklische Spannungs-Dehnungsbeziehung .....	29
5.5	Wärmeabgabe an der Oberfläche .....	29
5.5.1	Konvektion .....	30
5.5.2	Strahlung .....	32
5.6	Annahmen für die Berechnung.....	32
5.7	FE – Modell.....	33
5.7.1	Diskretisierung .....	33
5.7.2	Berechnung des Temperaturverlaufs .....	34
5.7.3	Berechnung der Eigenspannungsverteilung .....	36
5.7.4	Zusammenfassung.....	40
5.8	Vereinfachte Ansatzfunktion für die berechneten Eigenspannungen.....	40
5.9	Ansatz der berechneten Eigenspannungen auf ein räumliches System .....	42
5.10	Querschnittsverhalten .....	42
5.11	Systemberechnungen .....	47
5.12	Zusammenfassung.....	48
6	Eigenspannungen in runden Hohlprofilen.....	49
7	Kriechen und Schwinden .....	50
8	Zur Bemessung von Hohlprofil-Verbundstützen .....	56
8.1	Beanspruchbarkeiten der Querschnitte .....	56
8.2	Allgemeines Nachweisverfahren .....	62
8.3	Vereinfachte Nachweisverfahren.....	64
8.3.1	Tragfähigkeitsnachweis bei planmäßig zentrischen Druck .....	64
8.3.2	Zur Frage der Einstufung in die Europäischen Knickspannungskurven - geometrische Ersatzimperfectionen .....	64
8.3.3	Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und Biegung .....	69
8.3.4	Zum Ansatz von Ersatzimperfectionen und effektiven Biegesteifigkeiten nach DIN 18800-5 und Eurocode 4 für Berechnungen nach Theorie II. Ordnung.....	70

---

8.4	Beulen des Mantelrohres .....	79
8.5	Vorschlag für ein vereinfachtes Bemessungsverfahren .....	81
9	Anwendungsbeispiel .....	84
9.1	System, Belastung, Umweltbedingungen .....	84
9.2	Querschnittswerte der Teilquerschnitte .....	84
9.3	Effektiver E-Modul zur Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens .....	84
9.4	Bezogene Schlankheit .....	85
9.5	Bemessungsschnittgrößen .....	85
9.6	Querschnittstragfähigkeiten .....	86
9.6.1	Plastische Nulllinie in Querschnittsmitte .....	87
9.6.2	Plastische Nulllinie am Kernprofilrand (Kernprofil überdrückt) .....	88
9.6.3	Tragfähigkeit bei der gegebenen Belastung .....	89
9.7	Nachweis .....	91
10	Schlussbemerkung .....	92
11	Literatur .....	93



## 1 Stand der Technik, Zielsetzung

Im Geschoss- und Hochhausbau werden heute zur Optimierung der Nutzflächen immer restriktivere Anforderungen an die Abmessungen der Stützen gestellt. Gleichzeitig sollen die Stützen jedoch eine hohe Tragfähigkeit aufweisen. Bei diesen Randbedingungen sind Verbundstützen mit ausbetonierten Stahlhohlprofilen besonders vorteilhaft, wenn hochfeste Werkstoffe verwendet werden. Die Tragfähigkeit der Stützen lässt sich noch erhöhen, wenn zusätzlich Stahlprofile in die Stahlhohlprofile eingestellt werden. Neben der hohen Tragfähigkeit zeichnen sich diese Stützen im Vergleich zu Stahlbetonstützen aus hochfestem Beton zudem durch eine signifikant höhere Duktilität aus.

Das aktuelle Nachweisverfahren für Verbundstützen enthält die EN-Fassung des Eurocode 4-1-1 [1] und die aktuelle deutsche Verbundbaunorm DIN 18800-5 [2]. Bei den in diesen Regelwerken angegebenen Bemessungsverfahren wird der Imperfektionseinfluss in Abhängigkeit vom Querschnittstyp und der Versagensachse durch geometrische Ersatzimperfektionen bei der Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung berücksichtigt.

Für Verbundstützen mit Profilen der Stahlgüten S235 und S355 wurden die geometrischen Ersatzimperfektionen, die den Einfluss der geometrischen und strukturellen Imperfektionen abdecken, in [3] ermittelt. Für die Verwendung von hochfesten Stählen S460 bei Verbundstützen wurde in [4] ein vereinfachtes Bemessungsverfahren entwickelt, das zwischenzeitlich auch in EIN 1994-1-1 eingeflossen ist. Die vereinfachten Nachweisverfahren und insbesondere die geometrischen Ersatzimperfektionen resultieren aus der Rückrechnung von Versuchsergebnissen und genauen Traglastberechnungen. Die effektive Biegesteifigkeit zur Bestimmung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung wurde ebenfalls durch Rückrechnung bestimmt.

Der Nachweis erfolgt durch eine Abgrenzung gegen eine abgeminderte vollplastische Querschnittsinteraktionskurve. Die Abminderung berücksichtigt dabei den Unterschied zwischen der dehnungsbeschränkten und vollplastischen Querschnittstragfähigkeit. Bei den in [2] angegebenen Abminderungen wird zwischen den Materialgüten unterschieden. So wird bei Baustählen bis zu einer Festigkeit von S355 ein Verhältniswert  $\alpha_M = 0,8$  angesetzt, für hochfeste Stähle S460 ein Wert von  $\alpha_M = 0,9$ . Eine Unterscheidung hinsichtlich des Querschnittes erfolgt nicht. Aufgrund der Stahlvollkerne in den hier betrachteten Stützenquerschnitten ist davon auszugehen, dass der Verhältniswert  $\alpha_M$  nicht nur abhängig ist von der Stahlgüte, sondern vielmehr in Abhängigkeit der Querschnittsausbildung und der verwendeten Stahl- und Betongüten angegeben werden muss.

Durch die Eigenspannungen in den Vollkernprofilen wird erwartet, dass eine Abhängigkeit der anzusetzenden Knickspannungslinie vom Kernprofildurchmesser besteht. Diese Differenzierung wird für den Ansatz einer Ersatzausmitte zur Berechnung einer Stütze nach Theorie II. Ordnung ebenfalls als sinnvoll erachtet.

Mittels theoretischer Untersuchungen soll das Tragverhalten von Hohlprofilverbundstützen aus hochfesten Stählen und Betonen mit Rundvollkernen erarbeitet und experimentell abgesichert werden. Auf dieser Grundlage wird die Anwendung der vereinfachten Verfahren nach DIN 18800-5 auf diesen Stütztyp überprüft. Zielsetzung ist, den Nachweis dieser Stützen mit einem gegebenenfalls angepassten vereinfachten Verfahren zu ermöglichen.

## 2 Bisherige Forschungen auf diesem Gebiet

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Verbundstützen aus hochfesten sind bereits in der Vergangenheit verschiedentlich Forschungen durchgeführt worden. So untersuchte Grauers [5] sowohl gedrungene als auch schlanke Hohlprofil-Verbundstützen aus ausbetonierten Rechteck-Hohlprofilen. Die Betonfestigkeiten variierten dabei zwischen  $23 \text{ N/mm}^2$  und  $103 \text{ N/mm}^2$ . Ziel dieser Forschungen war es, mögliche Vorteile der Verwendung von hochfestem Beton zu begründen sowie die Interaktion zwischen Stahlprofil und Beton zu untersuchen. Die Umschnürungswirkung wurde als gering beziffert. Die Stützen versagten global, nicht lokal. Bei der Einleitung der Last nur über den Stahlmantel verhielten sich die Stützen wie ungefüllte Stahlstützen. Anhand vergleichender Tests konnte nicht festgestellt werden, dass bei dem Erreichen der Traglast eine Umschnürung des Betons vorhanden bzw. von Einfluss war.

Neben dem Systemtragverhalten, welches auch in der vorliegenden Arbeit vorrangig betrachtet wird, befassten sich weitere Forschungen mit lokalen Mechanismen, die bei der Lasteinleitung in eine Stütze von Bedeutung sind. Für das Zusammenwirken von Bauteilen eines Bauwerkes ist eine zuverlässige Weiterleitung der auftretenden Lasten zwischen den Bauteilen erforderlich. Hierbei sind für die Wirtschaftlichkeit einer Bauweise insbesondere die Möglichkeiten der Ausführung von Anschlüssen von Bedeutung. So kann der Anschluss von Bauteilen an Hohlprofil-Verbundstützen ohne großen konstruktiven Aufwand z.B. mit durch das Hohlprofil durchgesteckten Knotenblechen realisiert werden. Die Tragwirkung dieser Schneidenlagerung wurde von Roik und Schwalbenhofer [6] untersucht, wobei ebenfalls von Versuchen zur Haftreibung des Betons am Mantelrohr berichtet wird. Hanswille und Porsch berichteten 2003 über Versuche zur Lasteinleitung in Hohlprofilverbundstützen [7]. Ausschlaggebend für diese Versuche waren fehlende detaillierte Regelungen aufgrund der bis dahin unzureichend untersuchten Lasteinleitung an den Stützenenden von Verbundstützen. Mit den Untersuchungen wurde das lokale Tragverhalten von Lasteinleitungsbereichen sowohl der Hohlprofil-Verbundstützen als auch des teilflächenbeanspruchten Deckenbetons untersucht. Die Lasteinleitung ausschließlich über den Betonquerschnitt erfolgt demnach über Haftreibung am Mantelrohr infolge radialer Pressungen aus der seitlichen Ausdehnung des Betons. Die stark vergrößerte Querdehnung stellt sich mit einer Schädigung des Betongefüges im grenzspannungsnahen Bereich ein.

Das Zusammenwirken von Stahlmantel und Füllbeton vor dem Hintergrund der maximal übertragbaren Normalkraft war Gegenstand experimenteller Untersuchungen, über die von O'Shea und Bridge in [8] berichtet wird. Die Laststeigerung infolge der Umschnürung ist demnach am größten, wenn die Last nur über den Beton eingeleitet wird. Bei hochfesten Betonen ist der Effekt der Umschnürung jedoch gering, weil durch die nahezu bis zur Bruchdehnung linear-elastische Spannungs-Dehnungslinie des Betons und wegen des nur geringen Querdehnungszuwachses keine Umschnürung des Stahlmantels aktiviert werden kann.

Johansson [9] prüfte und rechnete runde Hohlprofil-Verbundstützen ohne Einstellprofil nach. Er untersuchte die Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Lasteinleitung über den Beton, den Stahlmantel oder den ganzen Querschnitt und stellte fest, dass mit der Einleitung der Lasten nur über den Beton die gleiche Tragfähigkeit erzielt wurde wie bei der Lasteinleitung über den ganzen Querschnitt.

Zusätzlich zu einer zutreffend ausgebildeten Lasteinleitung ist für die Tragfähigkeit von Hohlprofil-Verbundstützen entscheidend, dass kein lokales Versagen im Querschnitt auftritt. Wenn von unplanmäßigen Fehlstellen abgesehen wird, ist als lokales Versagen nur das Ausbeulen des Mantelrohres vor dem Erreichen der Traglast von Bedeutung. Hierzu wird in [12] über experi-

mentelle und theoretische Untersuchungen, die das Beulen von betongefüllten Rohren betreffen, berichtet. Basierend auf umfangreichen Auswertungen und theoretischen Untersuchungen wird ein Grenzwert für das Verhältnis von Rohrdurchmesser zu Wandstärke angegeben werden, der den in der DIN 18800-5 angegebenen Grenzwert konservativ erscheinen lässt (s. Kap. 8.4).

Für die Verwendbarkeit von Hohlprofilverbundstützen ist neben der erzielbaren Traglast auch das Verformungsverhalten von Bedeutung. So ist es in statisch unbestimmten Systemen sinnvoll, wenn ein einmal erreichtes Lastniveau auch über große Rotationen gehalten werden kann. Diese Eigenschaft von Verbundstützen wurde in [13] untersucht. Das duktile Verhalten, welches bei Verbundstützen bei dem Erreichen der Traglast zu beobachten ist, ist eine unter Sicherheitsaspekten durchaus gewünschte Eigenschaft.

Weitere für den hier betrachteten Stützentyp wesentliche Arbeiten sind die Forschungen, die die Eigenspannungen in Rundvollprofilen zum Gegenstand haben. So stellte Matting 1970 ein Verfahren vor, welches mit gewissen Vereinfachungen die Berechnung von Eigenspannungen aus dem Abkühlen durch Abschrecken mit einfachen Mitteln erlaubte [14]. Roik und Schaumann nahmen Eigenspannungsmessungen an runden und quadratischen Vollkernprofilen vor [15]. Der aktuell verwendete Eigenspannungsansatz beruht auf diesen Messungen. Sennah und Wahba [16] berichteten von Versuchen mit Stützen aus Rundvollprofilen  $\varnothing$  110mm und einer Schlankheit von  $\bar{\lambda}_k \cong 0,4$ , wobei sie bei einem nicht spannungsfreiem Querschnitt eine Verringerung der Traglast von etwa 10% gegenüber einem spannungsarm geglühten Querschnitt feststellten. Dieses führten sie auf das Vorhandensein bzw. nicht Vorhandensein von Eigenspannungen zurück.

Neben den bereits genannten Einflüssen wurde das für Verbundstützen ebenfalls bedeutende Langzeitverhalten des Betons betrachtet. So wurden in [17] und [18] das Kriechen und Schwinden bei Verbundstützen untersucht und festgestellt, dass ein Einfluss auf die Tragfähigkeit erst bei größeren Schlankheiten berücksichtigt werden muss. Bei Langzeitversuchen, über die in [19] berichtet wird, konnte anhand von Vergleichen mit Referenzstützen eine Verringerung des Kriechinflusses bei Hohlprofilverbundstützen beobachtet werden.

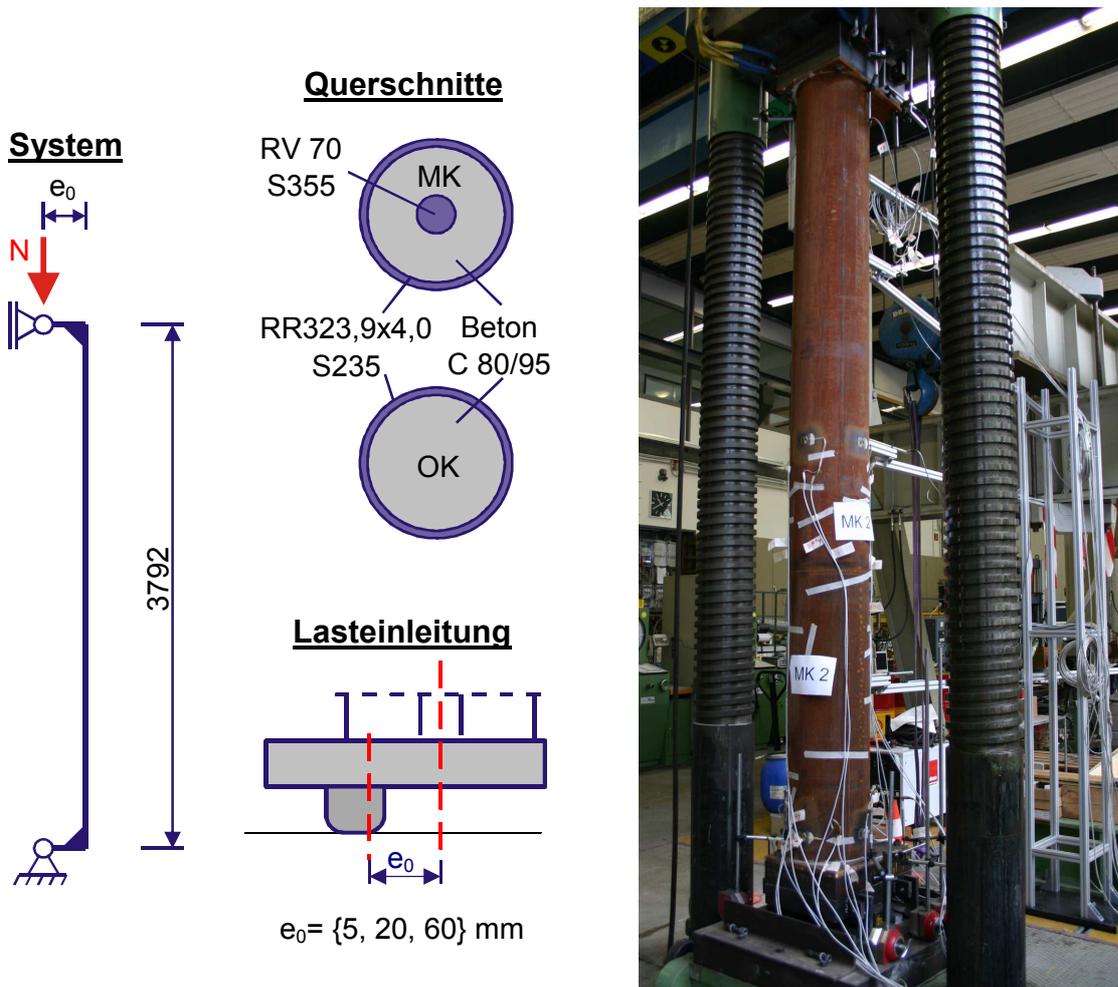
Ergänzend zur experimentellen Bestimmung der Tragfähigkeit von Verbundstützen war es erforderlich, für die Entwicklung von Bemessungskonzepten parametrische Berechnungen durchführen zu können. Bergmann [20] entwickelte dazu ein inkrementelles Berechnungsverfahren, um die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung der Rissbildung im Beton und von Eigenspannungen und Plastizierungen im Stahlquerschnitt berechnen zu können.

### 3 Versuche mit runden Hohlprofil-Verbundstützen aus hochfesten Materialien

Im Rahmen des AiF – Forschungsprojektes „Einsatz von hochfesten Stählen und Betonen bei Hohlprofil-Verbundstützen“ [21] wurden entsprechende Versuche an Hohlprofil-Verbundstützen durchgeführt. Nachfolgend werden die Versuche einschließlich der Auswertungen und Ergebnisse zusammenfassend beschrieben. Einzelne Details der Versuchsauswertungen werden erläutert.

#### 3.1 Versuchsaufbau, Probekörper

Die Versuche wurden durchgeführt, um experimentell abgesicherte Erkenntnisse zum Tragverhalten dieser Stützen zu erhalten. Es wurden Stützen mit und ohne Kernprofile geprüft. Mittels spezieller Lasteinleitungskonstruktionen wurden die Stützen mit verschiedenen großen Randexzentrizitäten untersucht (Abb. 1).

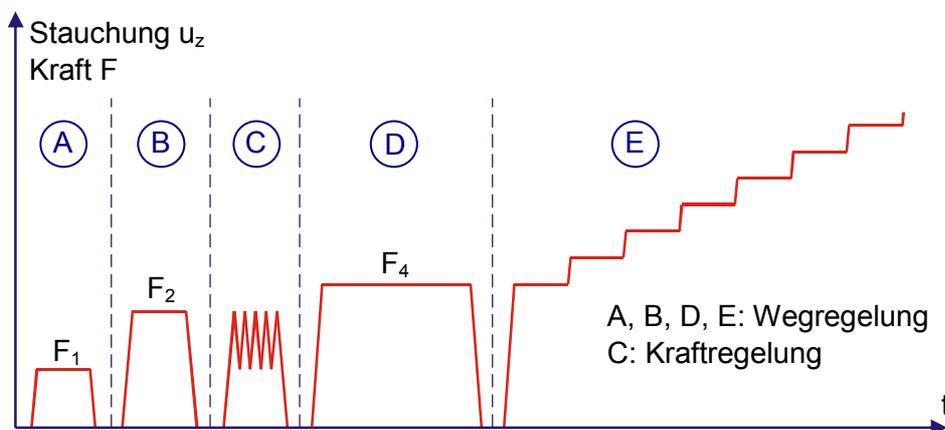


**Abb. 1** Versuche: System und Querschnitte, Stütze in der Prüfmaschine

Die Lasteinleitungskonstruktionen bestanden aus 80 mm dicken Blechen, unter die exzentrisch zur Prüfkörperachse Zentrierleisten geschweißt waren. Bezüglich der Ausbildung der Lasteinleitungskonstruktionen wurde der Zusammenhang zwischen Lasteinleitungen über Teilquerschnitte und den aufnehmbaren Lasten einer Stütze bereits in [7] untersucht. Unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus diesen Forschungen wurde die Lasteinleitung bei den geprüften Stützen vollflächig ausgebildet, da ausschließlich das globale Tragverhalten Gegenstand der Versuche war. Die genauen Versuchskörperdaten und Versuchsergebnisse jedes einzelnen Versuches sind bei den Auswertungen in Kap. 3.4 angegeben.

## 3.2 Versuchsdurchführung

Zielsetzung jedes Versuches war es, die bei den eingestellten Randbedingungen maximal aufnehmbare Last zu bestimmen. Um Einflüsse aus einem anfänglich nicht vollständigen Kontakt von Versuchskörper, Lasteinleitungsstruktur und Aufstandsfläche auf die Versuchsergebnisse beziffern bzw. ausschließen zu können und den Versuch damit reproduzierbar zu machen, wurden vor der eigentlichen Traglastbestimmung Vorbelastungen aufgebracht. Grundlage der Vorbelastungen waren Vorgaben aus dem Anhang B des EC 4-1-1 [1], die für die Belastungszyklen bei der Prüfung von Verbundmitteln und Verbunddecken gemacht werden. Mit den Belastungszyklen sollten auch die zeitlichen Einflüsse aus der realen Belastungsgeschichte näherungsweise erfasst werden. Nach ersten Phasen mit mittlerer Belastung wurde dazu eine zyklische Vorbelastung aufgebracht, bevor im Anschluss daran die Last bis zum Versagen stetig gesteigert wurde (Abb. 2). Langzeiteinflüsse aus dem Kriechen und Schwinden, die ebenfalls zu einer „realen“ Belastung gehören, konnten in dem kurzen Zeitraum der Versuchsdurchführung jedoch nicht gemessen werden.



**Abb. 2** Belastungsphasen bei der Versuchsdurchführung

Für eine Beurteilung der Nachrechnungen der Versuche wurden neben der aus der aufgetragenen Stauchung resultierenden Belastung auch die Verformungen und Dehnungen an den wesentlichen Stellen des Versuchskörpers gemessen.

## 3.3 Versuchsauswertungen

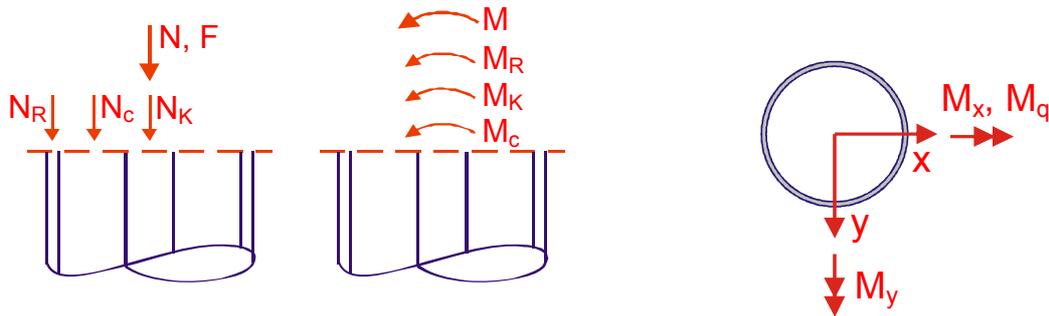
### 3.3.1 Allgemeines

Anhand der aufgezeichneten Versuchsdaten wurden zahlreiche Detailauswertungen durchgeführt. Diese beinhalteten zunächst einige Plausibilitätskontrollen. So wurde unter der Voraussetzung, dass der Stützenquerschnitt in Stützenmitte aus Symmetriegründen eben bleiben muss, der ebene Querschnitt als Referenzwert verwendet, um Abweichungen der Messwerte davon bewerten zu können. Die sich in den Haltephasen ergebende Kurzzeitrelaxation wurde ebenfalls untersucht (Kap. 3.3.4.2).

Die sich mit der FE-Berechnung maximal ergebende Last sollte mit der maximal im Versuch erreichten Last übereinstimmen. Bedingt dadurch müssen dann auch die horizontalen Verformungen in Stützenmitte, die die Momentenbeanspruchung des Querschnittes an dieser Stelle bestimmen, übereinstimmen.

Eine wesentliche Aufgabe bei der Auswertung war die Bestimmung der exakten Lastausmitte. Eine ideal gelenkige Lagerung mit definierter Drehachse und entsprechender Ablesbarkeit der Lastausmitte setzt eine äußerst kleine, in ihrer Lage unveränderliche Auflagerfläche oder eine gelenkig

ausgebildete Konstruktion voraus. Letzteres wäre nur mit großem Aufwand zu realisieren gewesen. Stattdessen wurde eine Zentrierleiste mit einer endlichen Aufstandsfläche und einer definierten Abrollkante verwendet. Die Lage der Lastresultierenden wurde schließlich durch Rückrechnung aus den in Stützenmitte bestimmten Teilschnittgrößen berechnet (Kap. 3.3.5). Durch Materialprüfungen des Betons und von Zugversuchen mit Proben aus den Stahlquerschnitten lagen gesicherte Angaben über die Werkstoffeigenschaften für die Nachrechnung vor. Aus Dehnungsmessungen an Mantelrohr und Kernprofil in Stützenmitte konnten so die von den Stahlteilquerschnitten aufgenommenen Teilschnittgrößen an dieser Stelle ermittelt werden (Kap. 3.3.2, 3.3.3). Auch die Teilschnittgrößen des Betons konnten damit unter Ansatz sinnvoller Annahmen bestimmt werden (Kap. 3.3.4). Die Plausibilität der getroffenen Annahmen ergibt sich aus der Übereinstimmung von Versuch und Nachrechnung (Kap. 3.4). Folgende Bezeichnungen werden bei den Auswertungen verwendet:



N, F	auf den Gesamtquerschnitt einwirkende Normalkraft	$N_u, F_u$	Traglast der Stütze
M	auf den Gesamtquerschnitt einwirkendes Moment	$M_u$	zur Traglast $F_u$ zugehöriges Moment
$M_q$	Biegemoment um die x-Achse	$N_K, M_K$	Teilschnittgrößen des Kernprofils
		$N_c, M_c$	Teilschnittgrößen des Betonquerschnitts
		$N_R, M_R$	Teilschnittgrößen des Mantelrohres

Abb. 3 Bezeichnung der Teilschnittgrößen und Traglasten

### 3.3.2 Teilschnittgrößen im Kernprofil

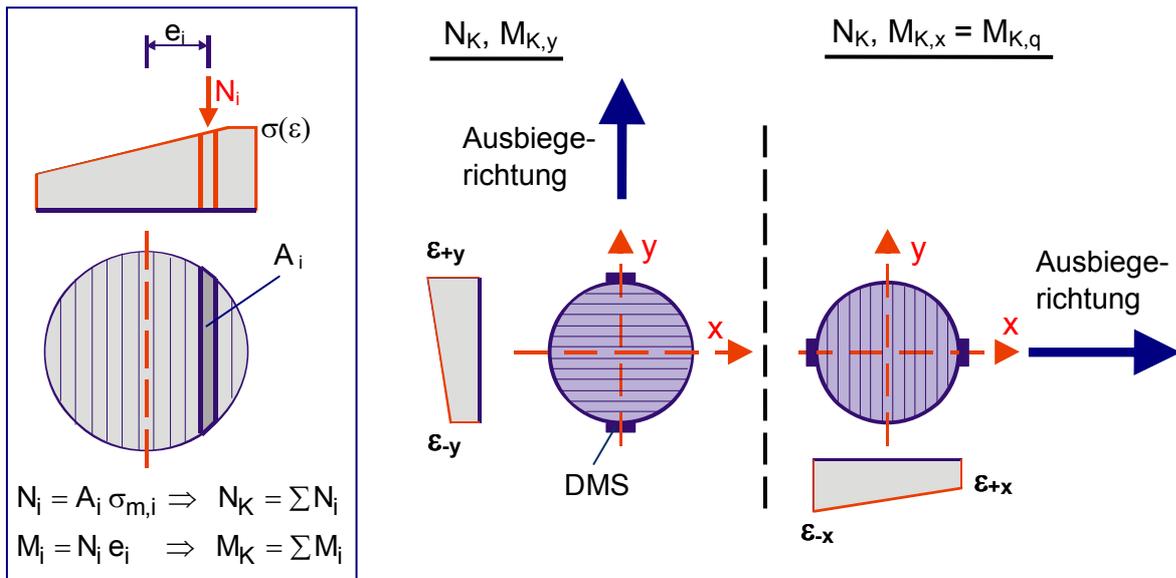
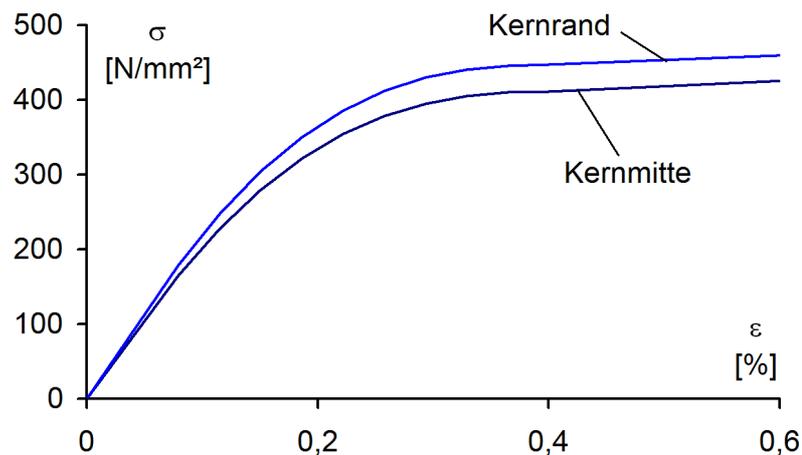


Abb. 4 Ermittlung der Teilschnittgrößen am Kernprofil

Die Dehnungen am Kernprofil wurden in den Viertelpunkten der Systemlänge L in Stützenlängsrichtung gemessen. Dazu wurden jeweils vier DMS, wie aus Abb. 4 ersichtlich, in Umfangsrichtung

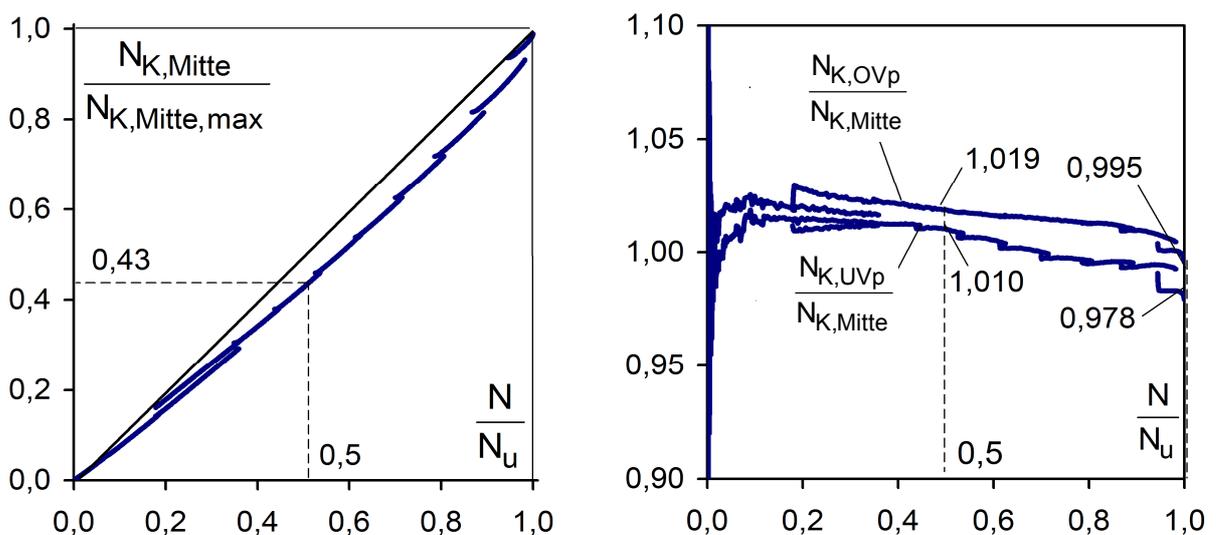
angeordnet. Zur Bestimmung der Teilschnittgrößen wird der Querschnitt, wie in Abb. 4 dargestellt, in Segmente eingeteilt. Für diese wird dann aus den am Profilrand in der betrachteten Ausweichrichtung gemessenen Dehnungen der Dehnungs- und Spannungszustand bestimmt. Ein Aufsummieren über die Fläche und Multiplizieren mit dem inneren Hebelarm zur Stützenachse führt zu den Teilschnittgrößen  $M_K$  und  $N_K$ .

Für die Berechnungen wird eine mittlere biaxiale Spannungs-Dehnungslinie für den Baustahl in Anlehnung an die experimentell bestimmte Spannungs-Dehnungslinie angesetzt (Abb. 5). Da aufgrund der gedrungenen Querschnittsform relativ geringe Dehnungsunterschiede zwischen den Rändern auftraten und auch wegen der zentrischen Lage im Querschnitt überwiegend Normalkräfte übertragen wurden, erübrigte sich eine Differenzierung der anzusetzenden Spannungs-Dehnungslinie nach dem Innen- und Außenbereich.



**Abb. 5** Spannungs-Dehnungslinien aus Zugversuchen an Kernprofilproben

In Abb. 6 ist exemplarisch für eine Versuchsstütze die Entwicklung der Normalkraft in Kernprofilmitte  $N_{K,Mitte}$  in Relation zu der bei maximaler Stützenlast auftretenden Normalkraft im Kern an dieser Stelle  $N_{K,Mitte,max}$  aufgetragen. Zusätzlich wird die Entwicklung der Normalkräfte im oberen und unteren Viertelpunkt der Knicklänge ( $N_{K,OVp}$  und  $N_{K,UVp}$ ) mit der Normalkraft in Stützenmitte dargestellt.



**Abb. 6** Versuch MK1: Entwicklung der Normalkraft in Kernmitte, Relation der Normalkräfte in den Viertelpunkten zu der Normalkraft in Stützenmitte (aufgetragen jeweils über der Normalkraft des gesamten Querschnitts)

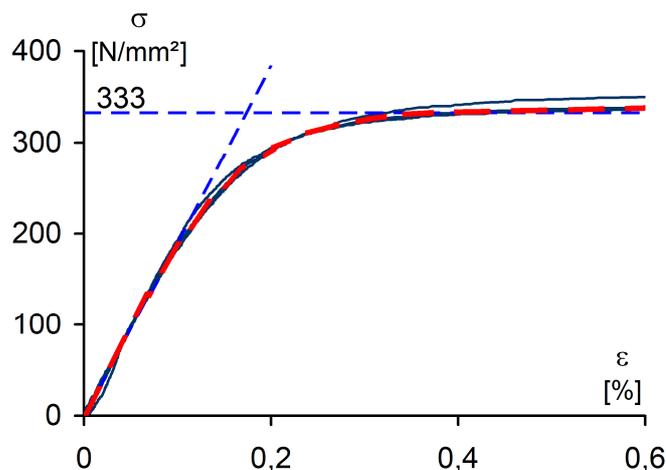
[kN, kNm]	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6
<b>Auswertung bei maximal erreichter Last <math>N_u</math></b>						
$N_u$	<b>5560</b>	<b>5322</b>	<b>3392</b>	<b>3277</b>	<b>6150</b>	<b>7359</b>
$N_K$	1136	1134	450	477	1087	1393
$M_{K,y}$	3,63	3,98	4,78	4,40	1,54	2,1
$M_y$	224,3	248,7	282,5	306,5	169,1	195,2
$M_{K,x}$	-0,24	0,26	0,11	0,33	0,44	0,3
$N_{K,OVp}/N_{K,Mitte}$	0,99	0,91	1,17	1,08	0,98	0,97
$N_{K,UVp}/N_{K,Mitte}$	0,98	0,98	1,20	1,20	1,43	1,02
<b>Auswertung bei <math>0,5 N_u</math></b>						
$N_u / 2$	<b>2780</b>	<b>2666</b>	<b>1696</b>	<b>1639</b>	<b>3075</b>	<b>3680</b>
$N_K$	482	486	239	256	509	703
$M_{K,y}$	1,00	1,16	1,22	1,20	0,52	0,98
$M_y$	116,5	137,0	123,9	138,2	91,5	71,0
$M_{K,x}$	0,05	0,16	0,55	0,54	-0,22	0,20
$N_{K,OVp}/N_{K,Mitte}$	1,02	0,95	1,06	1,04	1,00	0,99
$N_{K,UVp}/N_{K,Mitte}$	1,01	0,96	1,08	1,05	1,00	1,02

**Tab. 1** Auswertung der DMS-Messungen am Kern

Aus der tabellarischen Zusammenstellung der Ergebnisse in Tab. 1 ist zu erkennen, dass die Mitwirkung des Kernprofils an der Aufnahme der Biegemomente der Stütze von untergeordneter Bedeutung ist. Bei einer großen planmäßigen Ausmitte (Stützen MK3, MK4) an den Stützenenden verringert sich jedoch die Normalkraft im Kern in Stützenmitte gegenüber der Normalkraft in den Viertelpunkten signifikant beim Erreichen der Traglast.

### 3.3.3 Teilschnittgrößen im Mantelrohr

Aus den gemessenen Dehnungen werden unter der Voraussetzung des Ebenbleibens des Querschnittes die Teilschnittgrößen  $M$  und  $N$  des Mantelrohres in Stützenmitte bestimmt. Der nachfolgend vorgestellte und angewendete Algorithmus setzt dabei eine ideale bilineare Spannungs-Dehnungslinie des Stahles voraus. Er wird hier näherungsweise verwendet, da das Mantelrohr eher das typische Verhalten eines kaltverformten Stahles aufweist, wie aus Abb. 7 ersichtlich ist.



**Abb. 7** Spannungs-Dehnungslinie des Mantelrohres aus Zugversuchen

Es wird angenommen, dass die Dehnungen zwischen den Messpunkten jeweils linear veränderlich sind. Der betrachtete Querschnitt wird in kleine Segmente unterteilt. Für diese Segmente werden die vorhandenen Spannungen bestimmt. Aus diesen können dann mit Kenntnis der Teilflächen und zugehörigen Hebelarme die Normalkraftanteile und die Momentenanteile ermittelt werden. Die Teilschnittgrößen erhält man durch Addition der einzelnen Anteile. Die gemessenen Dehnungen werden unter Berücksichtigung von Längs- und Querdehnung für den zweiaxialen Spannungszustand nach dem folgenden Algorithmus ausgewertet [22].

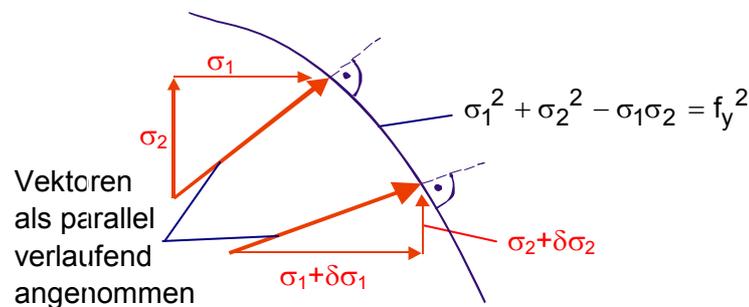
Die elastischen Spannungen bei einem zweiaxialen Spannungszustand berechnen sich zu

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_1 + \nu\varepsilon_2) \\ \sigma_2 &= \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_2 + \nu\varepsilon_1)\end{aligned}\quad (3-1)$$

Erreichen die Spannungen die Fließgrenze, so gilt:

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 = f_y^2 \quad (3-2)$$

Unter der Annahme ideal elastisch – ideal plastischen Materialverhaltens ändert jeder weitere Dehnungszuwachs nur das Verhältnis der Spannungen; die Bedingung (3-2) bleibt dabei immer erfüllt. Um die Spannungsänderungen berechnen zu können, wird angenommen, dass bei kleinen Schritten die Resultierende der geänderten Spannungen sowohl parallel zur Ausgangsresultierenden als auch senkrecht zur Fließfläche verläuft, also die partiellen Ableitungen von Gleichung (3-2) nach den Spannungen linear sind. Da die Fließfläche gekrümmt ist, ist der darauf gründende Rechenansatz nur bei kleinen Spannungsänderungen gültig. Die zulässige Größe der inkrementellen Änderungen der Spannungen wurde daher in den Auswertungsalgorithmen begrenzt und durch vergleichende Rechnungen abgesichert.



**Abb. 8** Änderung der Spannungen auf der Fließfläche

Mit Bedingung (3-2) und

$$\frac{\delta f_y^2}{\delta\sigma_1} = 2\sigma_1 - \sigma_2 = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\delta f_y^2}{\delta\sigma_2} = 2\sigma_2 - \sigma_1 = 0 \quad (3-3)$$

ergibt sich folgende Bedingung für die Spannungsänderung:

$$2\sigma_1\delta\sigma_1 - \sigma_2\delta\sigma_1 + 2\sigma_2\delta\sigma_2 - \sigma_1\delta\sigma_2 = 0 \quad (3-4)$$

Diese Addition der partiellen Steigungen multipliziert mit den Spannungsänderungen für jede Richtung stellt eine Näherung zur exakten Lösung dar. Die ergänzende Bestimmungsgleichung zu Bedingung (3-2) für die exakte Lösung lautet:

$$(\sigma_1 + \delta\sigma_1)^2 + (\sigma_2 + \delta\sigma_2)^2 - (\sigma_1 + \delta\sigma_1)(\sigma_2 + \delta\sigma_2) = f_y^2 \quad (3-5)$$

Nach Gleichsetzen mit Bedingung (3-2) erhält man

$$2\sigma_1\delta\sigma_1 - \sigma_2\delta\sigma_1 + 2\sigma_2\delta\sigma_2 - \sigma_1\delta\sigma_2 + \delta\sigma_1^2 + \delta\sigma_2^2 - \delta\sigma_1\delta\sigma_2 = 0 \quad (3-6)$$

Durch Vergleich mit Gleichung (3-4) ist zu erkennen, welcher Teil der Gleichung (3-6) bei der Näherungslösung vernachlässigt wird. Dies führt jedoch zu einem verwendbaren Algorithmus zur Berechnung der Spannungsänderungen auf der Fließfläche. Mit den Gleichungen (3-7) bis (3-12) können dann auf der Grundlage von Gleichung (3-4) die Spannungen bei dem Auftreten von Plastizierungen berechnet werden.

$$\gamma = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1}{2\sigma_1 - \sigma_2} \quad (3-7)$$

$$\alpha = \frac{1}{\gamma} \quad (3-8)$$

$$\delta\sigma_1 = \frac{E_a(\delta\varepsilon_2 - \gamma\delta\varepsilon_1)}{\alpha - 2\nu_a - \gamma} \quad (3-9)$$

$$\delta\sigma_2 = \alpha \delta\sigma_1 \quad (3-10)$$

$$\sigma_1 = \sigma_1 + \delta\sigma_1 \quad (3-11)$$

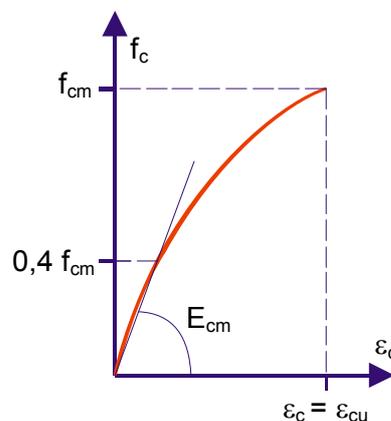
$$\sigma_2 = \sigma_2 + \delta\sigma_2 \quad (3-12)$$

Die hier getroffene Annahme, dass es sich um einen ebenen, zweiachsialen Spannungszustand handelt, wird bei der Auswertung der auftretenden Ringzugspannungen und dem dabei möglichen Innendruck auf das Mantelrohr bestätigt (Kap. 3.3.4.3).

### 3.3.4 Teilschnittgrößen im Beton

#### 3.3.4.1 Mechanische Eigenschaften

Zur Bestimmung der zugrunde zu legenden Werkstoffeigenschaften wurden beim Betonieren der Versuchskörper Probezylinder gefertigt, die nach 28 tägiger Wasserlagerung teils an der Luft und teils luftdicht verpackt gelagert wurden. Die Zylinder wurden zu Anfang, etwa in der Mitte und am Ende der Versuchsreihe geprüft, um Aufschluss über die Festigkeitsentwicklung zu erhalten (Tab. 2). Der gemessene E-Modul korrespondierte dabei gut mit den in DIN 1045-1 für die erzielte Druckfestigkeit angegebenen Wert, sodass die maßgeblichen Grenzdehnungen entsprechend den normativ festgelegten Werten angenommen wurden (s.a. Abb. 9).



**Abb. 9** Spannungs-Dehnungslinie des Betons für nichtlineare Berechnungen

Probenalter [Tage]	Normlagerung				Lagerung in Plastiktüten			
	$f_{cm}$	min. $f_{ci}$	$f_{ck}$	$E_{cm}$	$f_{cm}$	min. $f_{ci}$	$f_{ck}$	$E_{cm}$
57	94,9	93,9	89,9	43155	88,8	86,9	83,8	42787
169	101,2	100,9	96,2	45464	85,4	80,8	80,4	45210
307	98,3	97,9	94,3	42262	73,7	70,1	68,7	42763
$f_{ck}$ nach DIN 1045-2, 8.2.1.3 [39]								

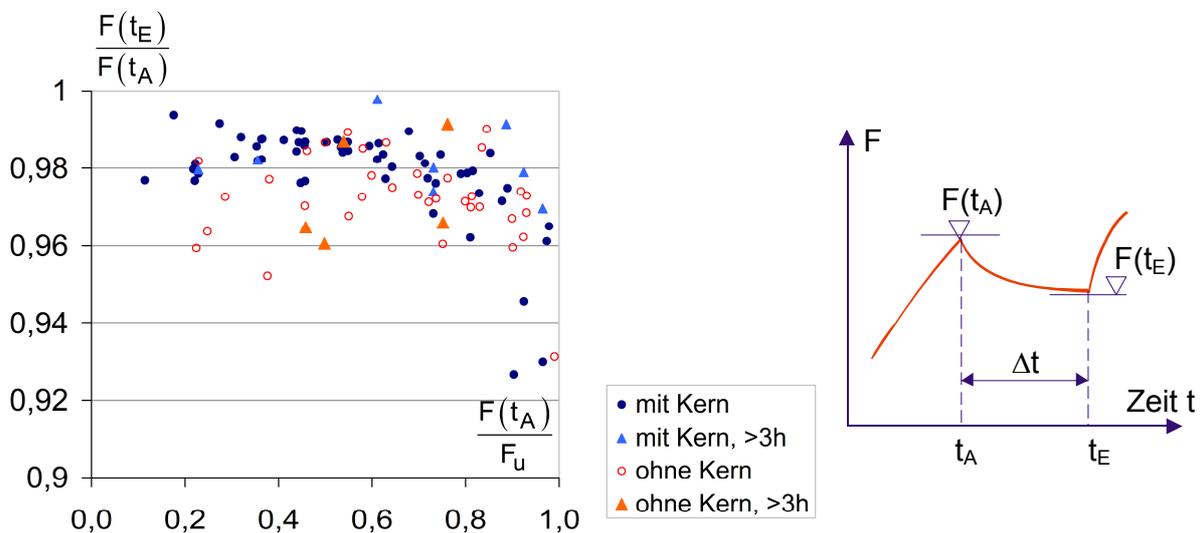
**Tab. 2** Ergebnisse der Betonzylinderprüfungen [N/mm<sup>2</sup>]

### 3.3.4.2 Einflüsse aus der Kurzzeitrelaxation

Während der Haltephasen der Stauchung im Versuchsverlauf trat ein Abfall der gemessenen Normalkraft auf. Diese Kurzzeitrelaxation war zu Beginn einer Haltephase am stärksten und nahm mit der Zeit ab.

Bei einer darauf folgenden Erhöhung der Stauchung wurde der vorherige Last-Verformungspfad in der Regel wieder erreicht, so dass die Haltephasen auf die Maximallast und die zugehörige Verformung nur einen untergeordneten Einfluss hatten. Die bei der Versuchsdurchführung angesetzten Haltephasen riefen nur einen geringen temporären Lastabfall hervor.

Für die numerische Erfassung dieser Kurzzeitrelaxation werden für die Phasen mit gehaltener Stauchung jeweils zu Beginn und am Ende die Lasten und Verformungen ausgewertet. Dabei ist zu erkennen, dass der Lastabfall bei einer höheren Haltelast zunimmt (Abb. 10). Die Streuung der Werte ist dabei bei den Stützen ohne Kernprofil größer als bei den Stützen mit Kernprofil. Bei Haltezeiten von drei oder mehr Stunden stieg die Last bei konstanter Stauchung wahrscheinlich infolge von Temperaturschwankungen wieder an, sodass sich am Ende der Haltephase ein geringerer Lastabfall ergibt.



**Abb. 10** Lastabfall durch Kurzzeitrelaxation

### 3.3.4.3 Ringzugspannungen im Mantelrohr

Die Umschnürungswirkung des Rohres führt bei einbetonierten Rohren zu einer Vergrößerung der Normalkrafttragfähigkeit. Für gedrungene Stützen mit einem Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}_K$  nicht größer als 0,5 kann bei einer Lastausmitte  $e = M_{Ed}/N_{Ed}$  kleiner als 0,1 nach [2] die Umschnürungswirkung des Mantelrohres berücksichtigt werden.

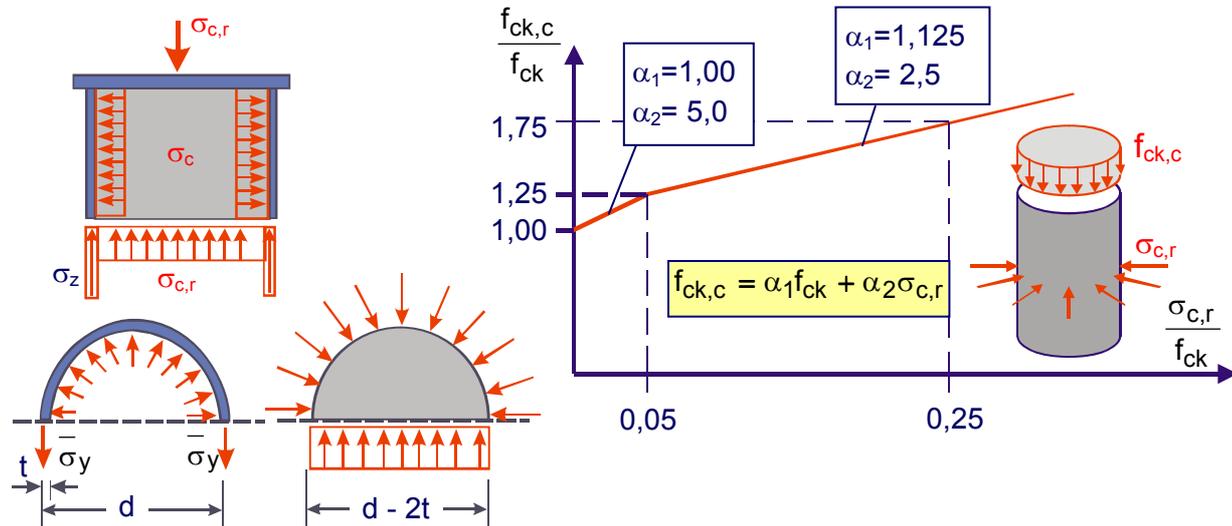


Abb. 11 Klemmwirkung bei dreiaxialer Beanspruchung des Betons [28]

Nachfolgend wird überprüft, ob bei den hier untersuchten schlanken Stützen mit hochfesten Betonen ein nennenswerter Einfluss der Umschnürungswirkung noch vorhanden ist. In Tab. 3 sind die im Rohr auftretenden Mittelwerte der Ringzugspannungen für zwei Laststufen zusammengestellt.

Unterstellt man, dass die Spannung  $\bar{\sigma}_y$  vollständig mit den radialen Betondruckspannungen im Gleichgewicht steht, so kann folgende Beziehung zwischen den stets senkrecht auf den Mantel wirkenden Betondruckspannungen  $\sigma_{cr}$  und der Ringzugspannung  $\sigma_y$  im Mantelrohr angenommen werden.

$$\sigma_y \cdot t = \frac{d_c}{2} \cdot \sigma_{cr} \tag{3-13}$$

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	OK1	OK2	OK3	OK4	OK5	OK6
0,8 N <sub>u</sub>												
$\bar{\sigma}_y$	3,23	3,86	-0,38	8,16	-3,52	4,21	-15,5	13,8	5,86	8,86	5,53	3,23
N <sub>u</sub>												
$\bar{\sigma}_y$	16,4	29,1	15,6	10,8	2,01	4,70	-48,6	32,6	8,21	25,8	17,0	29,5
$\sigma_{cr}$	0,42	0,74	0,40	0,27	0,05	0,12	0	0,83	0,21	0,65	0,43	0,75

Tab. 3 Gemittelte Ringzugspannungen  $\bar{\sigma}_y$  und zugehörige rechnerische Radialspannungen  $\sigma_{cr}$  im Beton und im Mantelrohr in Stützenmitte [N/mm<sup>2</sup>]

Die Druckspannungen  $\sigma_{cr}$  (Tab. 3) verdeutlichen, dass der Einfluss der Umschnürungswirkung auf die Tragfähigkeit des Betonquerschnitts und die Verteilung der Teilschnittgrößen im Querschnitt von untergeordneter Bedeutung ist.

### 3.3.4.4 Auswertung

Die Teilschnittgrößen des Betons werden indirekt aus den Dehnungs- und Verformungsmessungen am Stahlmantel und Kernprofil berechnet. Die Summe der Teilschnittgrößen aus Mantelrohr, Kernprofil und Beton entspricht dabei der Normalkraft und dem zugehörigen Biegemoment, welches aus der Lastausmitte und der Verformung  $u_x$  resultiert. Die Teilschnittgrößen und die zugehörige Lastausmitte sind abhängig von dem angenommenen Spannungszustand und möglichen Einflüssen aus der dreiaxialen Beanspruchung des Betons. Daher werden vorab die Kurzzeitrelaxation des Betons und die Umschnürungswirkung des Mantelrohres hinsichtlich einer Beeinflussung des Betontragverhaltens untersucht.

Zur Bestimmung der Teilschnittgrößen im Beton wurde von folgenden Annahmen ausgegangen:

- Aufgrund der monolithischen Struktur der Stütze und der vollflächigen Lasteinleitung wurde davon ausgegangen, dass die Randdehnungen im Beton den am Stahlmantel gemessenen Dehnungen entsprach.
- Die maximale Betonfestigkeit wurde bei einer Dehnung erreicht, die dem dieser Festigkeit entsprechenden, in DIN 1045-1 [23] angegebenen Wert entsprach.
- Die Lastgeschichte bis zum Erreichen der Traglast beeinflusste die anzusetzenden Betonkennwerte nicht.

Anhand der Auswertungen war deutlich zu erkennen, dass die Betondehnungen, bei der die Stützen ihre Maximallast erreichten, etwa dem in DIN 1045-1 [23] für diese Betonfestigkeit tabellierten Wert entsprachen.

Bei der Rückrechnung der Lastausmitte aus den bei einer Last auftretenden Dehnungen zeigte sich eine deutliche Konvergenz hin zu dem sich bei Maximallast einstellenden Wert. Insofern konnte erkannt werden, ab wann die Dehnung im Stahlmantel infolge der Volumenzunahme des Betons nicht mehr der Dehnung im Beton entsprach. Bezeichnenderweise stellte sich dieser Effekt mit dem Erreichen der Traglast ein, als sich aufgrund der Zerstörung eine Volumenzunahme im Beton ergab.

Zur Bestimmung der Teilschnittgrößen im Beton wird die Spannungs-Dehnungslinie für nichtlineare Berechnungen nach [23] angesetzt. Die Zugtragfähigkeit wird vernachlässigt. Dabei wird angenommen, dass die Randdehnungen des Betons im Allgemeinen gleich den am Mantelrohr gemessenen Dehnungen sind. Die Dehnungsänderungen über die Dicke des Mantelrohres werden vernachlässigt. Das Versagen des Betons beim Erreichen der Traglast äußert sich in überproportionalen Dehnungszuwächsen im Mantelrohr. Verdeutlicht wird dies, wenn die Dehnungen beim Erreichen der Traglast mit den Dehnungen verglichen werden, die bei einem Lastniveau von 80% der erreichten Last am Stahlmantel auftreten (Tab. 4).

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	OK1	OK2	OK3	OK4	OK5	OK6
0,8 $N_u$												
$\varepsilon_{L,+x}$	0,2	0,3	0,9	1,1	-0,5	-0,4	-0,1	-0,1	0,9	0,9	-0,2	0,2
$\varepsilon_{L,+x}$	-2,3	-2,3	-2,1	-2,2	-1,7	-2,3	-2,2	-2,1	-2,1	-2,0	-1,9	-2,3
$N_u$												
$\varepsilon_{L,+x}$	0,6	0,9	2,4	2,1	-0,3	-0,3	0,2	-0,1	1,6	1,7	0	-0,3
$\varepsilon_{L,+x}$	-3,5	-3,4	-3,7	-3,4	-2,5	-3,2	-5,1	-3,0	-3,4	-3,0	-2,9	-3,9

**Tab. 4** Randdehnungen in Stützenlängsrichtung im Beton in Stützenmitte in [%o]

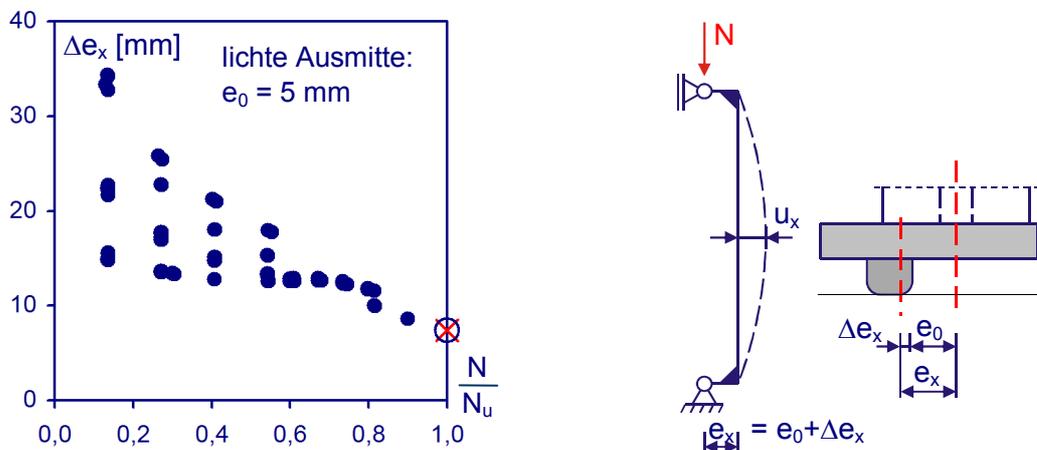
Der Dehnungsanstieg erfolgt unmittelbar vor dem Erreichen der Traglast, wobei die erreichten Dehnungen teilweise über der kritischen Dehnung des Betons liegen. Die Teilschnittgrößen des Betons werden deshalb für die auftretenden Dehnungen und vergleichsweise auch für eine mit 3 ‰ angenommene kritische Dehnung ausgewertet (Kap. 3.3.5). Eine Umschnürungswirkung des Mantelrohres ist nicht vorhanden (Kap. 3.3.4.3).

Die Teilschnittgrößen werden segmentweise für die auftretenden Randdehnungen berechnet. Mit den Teilschnittgrößen des Betons können die tatsächlich vorhandenen Lastausmitten bestimmt werden (Kap. 3.3.5).

### 3.3.5 Auflagerexzentrizitäten

Für die Planung und Durchführung der Versuche wurde das lichte Maß  $e_0$  zwischen der Abrollkante des Auflagerblockes und der Stützenachse als Auflagerexzentrizität zugrunde gelegt. Die Auswertung der Versuche zeigt, dass es sich bei der Drehachse nicht um eine ideale Schneidenebene an der Abrollkante handelt. Die tatsächlich planmäßige Lastexzentrizität ist größer als der theoretische Wert  $e_0$ . Die Exzentrizität muss daher aus der tatsächlichen Lastaufstandsfläche zurückgerechnet werden. Die Ausdehnung dieser Fläche in Ausweichrichtung ist abhängig von der Belastung und der Verdrehung der Stütze und von der Ebenheit der Aufstandsfläche. Für die Berechnung der zusätzlichen Randexzentrizität aus der Verdrehung der Stützenendkonstruktion wird wie folgt vorgegangen:

- Die Teilschnittgrößen aus dem Mantelrohr und dem Kernprofil sind bekannt. Unter Ansatz der Spannungs-Dehnungslinie für nichtlineare Berechnungen für den Beton werden unter Zugrundelegung des gegebenen Dehnungszustands am Mantelrohr die Teilschnittgrößen des Betons bestimmt.
- Aus der Summe der Teilschnittgrößen (Normalkräfte, Biegemomente) kann die tatsächliche Lastausmitte in Stützenmitte bestimmt werden zu  $e_x = M/N$ . Mit Kenntnis der lichten Ausmitte und der horizontalen Verformung  $u_x$  in Stützenmitte kann dann auf die Aufstandsfläche und den Abstand der Drehachse vom Auflagerrand  $\Delta e_x$  geschlossen werden.
- Aus Kap. 3.3.4.3 ist bekannt, dass keine signifikanten Ringzugspannungen im Mantelrohr auftreten, die einen (lasterhöhenden) mehraxialen Spannungszustand im Beton hervorrufen.
- Das zu einer Druckkraft gehörige Moment korrespondiert mit der Ausmitte der betrachteten Stelle und dem (gemessenen) Dehnungszustand an dieser Stelle. Die Übereinstimmung von Normalkraft und Biegemoment aus Versuchsauswertung und Nachrechnung bestätigt die Annahmen.



**Abb. 12** Stütze MK6: Lastabhängige, zusätzliche Randexzentrizität

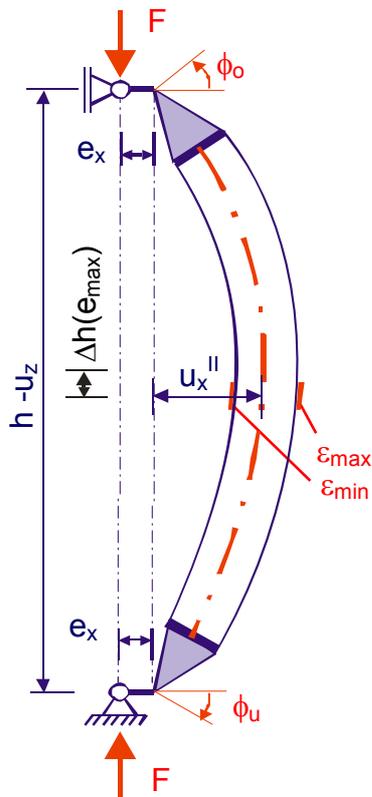
Die Stütze folgt bei einer Wiederbelastung nach einem Entlasten einem anderen Last-Verformungspfad als bei Erstbelastung. Dadurch können gerade bei niedrigen Lastniveaus rechnerisch unterschiedliche Lastausmitten auftreten. Mit zunehmender Last werden die Streuungen jedoch geringer, sodass bei dem Erreichen der Traglast eine eindeutige Ausmitte angegeben werden kann. Abb. 12 zeigt die so ermittelten Exzentrizitäten  $e_x$  für die Stütze MK6. In Tab. 5 sind die Lastexzentrizitäten bei Erreichen der Traglast, die den bei der Nachrechnung angesetzten Ausmitten  $e_{x,FEM}$  der Versuche entsprechen, zusammengestellt.

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	OK1	OK2	OK3	OK4	OK5	OK6
$e_0$	20	20	60	60	5	5	20	20	60	60	5	5
$\Delta e_x$	10	17	10	11	7	7	10	0	14	15	13	15
$e_x$	<b>30</b>	<b>37</b>	<b>70</b>	<b>71</b>	<b>12</b>	<b>12</b>	<b>30</b>	<b>20</b>	<b>74</b>	<b>75</b>	<b>18</b>	<b>20</b>

Tab. 5 Rechnerisch ermittelte Lastausmitten beim Erreichen der Traglast [mm]

### 3.4 Versuchsergebnisse, statistische Auswertung

Aus der Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse in Tab. 6 ist ersichtlich, dass bei den Versuchen MK5 und OK2 die erwartete Traglast nicht erreicht wurde. Bei der Stütze MK5 mit Kernprofil und kleiner Lastausmitte trat ein vorzeitiges Versagen des Auflagerbereichs ein, weil sich ein Hohlraum zwischen den Distanzblechen des Kernprofils gebildet hatte.



Versuch:		MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6
$N_u$	[kN]	5560	5322	3392	3277	6150	7359
$e_x$	[mm]	30	37	70	71	12	12
$u_x''$	[mm]	16,0	16,1	23,8	23,2	15,0	16,0
$\Delta h/h$	[-]	0,0	-0,04	0,0	-0,05	-	-0,06
$u_z$	[mm]	k.A.	6,9	8,0	12,0	k.A.	9,0
$\phi_o$	[‰]	15,1	19,2	24,1	24,4	11,8	16,5
$\phi_u$	[‰]	15,1	17,7	25,9	33,4	14,4	14,1
$\epsilon_{min}$	[‰]	-3,46	-3,43	-3,68	-3,44	-2,51	-3,15
$\epsilon_{max}$	[‰]	0,56	0,86	2,40	2,06	-0,34	-0,29

Versuch:		OK1	OK2	OK3	OK4	OK5	OK6
$N_u$	[kN]	5439	4275	3192	2986	5980	5903
$e_R$	[mm]	30	20	74	75	20	20
$u_x''$	[mm]	12,4	20,2	19,6	15,1	11,6	12,4
$\Delta h/h$	[-]	0,03	0,05	0,03	-0,11	0,0	-0,08
$u_z$	[mm]	8,7	7,3	8,0	8,1	10,4	8,5
$\phi_o$	[‰]	13,5	17,2	23,3	21,5	27,7	14,5
$\phi_u$	[‰]	24,8	14,6	20,9	23,5	10,8	9,7
$\epsilon_{min}$	[‰]	-5,09	-2,98	-3,36	-2,99	-2,85	-3,91
$\epsilon_{max}$	[‰]	0,21	-0,11	1,58	1,70	-0,30	-0,33

Tab. 6 Verformungen unter Maximallast

Dies äußerte sich in einem lokalen Ausbeulen des Mantelrohres. Bei der Stütze OK2 zeigte sich nach dem Entfernen des Mantelrohres und dem Aufschneiden des Betons, dass der Beton im mittleren Drittel der Stütze unzureichend verdichtet war (Abb. 13). Diese Stützen bleiben bei der Nachrechnung und der folgenden statistischen Auswertung unberücksichtigt, da diese unplanmäßigen Ausführungsfehler durch das Sicherheitskonzept nicht erfasst werden.



**Abb. 13** Stütze OK2: Lufteinschlüsse in der Betonfüllung

Versuch			MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6
$N_u$		[kN]	5560	5322	3392	3277	6150	7359
Auswertung der gemessenen Dehnungen	$N_{R,\varepsilon}$	[kN]	742	628	170	368	960	967
	$N_{C,\varepsilon}$	[kN]	3721	3405	2286	2500	4293	4734
	$N_{K,\varepsilon}$	[kN]	1135	1134	443	451	1087	1393
	$\Sigma N_\varepsilon$	[kN]	5598	5167	2899	3319	6340	7094
	$M_{R,\varepsilon}$	[kNm]	116	98	144	115	53	55
	$M_{C,\varepsilon}$	[kNm]	134	147	144	178	169	138
	$M_{K,\varepsilon}$	[kNm]	4	4	5	3	2	2
	$\Sigma M_\varepsilon$	[kNm]	224	249	293	296	224	195
Vergleich	$\Sigma N_{i,\varepsilon} / N_u$	[-]	1,01	0,97	0,85	1,01	1,03	0,96

**Tab. 7** Stützen mit Kernprofil: Teilschnittgrößen aus Dehnungsauswertung bei  $N_u$

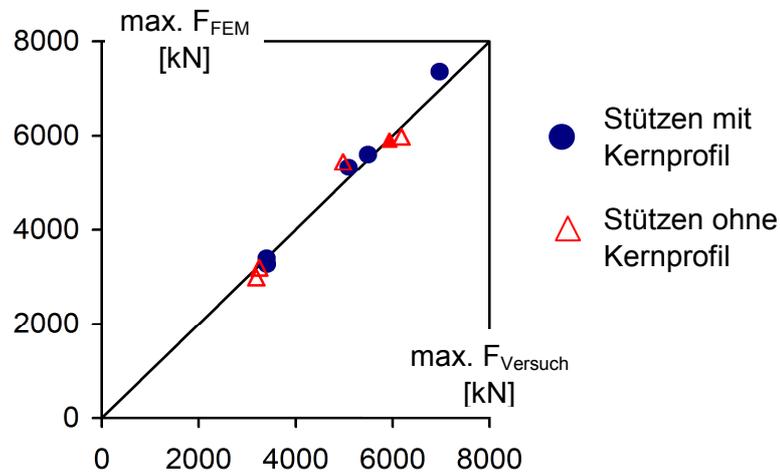
Versuch			OK1	OK2	OK3	OK4	OK5	OK6
$N_u$		[kN]	5439	4275	3192	2986	5980	5903
Auswertung der gemessenen Dehnungen	$N_{R,\varepsilon}$	[kN]	1014	948	381	262	849	1046
	$N_{C,\varepsilon}$	[kN]	4284	4802	2851	2528	5059	5047
	$\Sigma N_\varepsilon$	[kN]	5298	5750	3232	2790	5908	6093
	$M_{R,\varepsilon}$	[kNm]	67	62	124	129	67	53
	$M_{C,\varepsilon}$	[kNm]	171	151	203	168	123	137
	$\Sigma M_\varepsilon$	[kNm]	238	213	327	297	190	190
Vergleich	$\Sigma N_{i,\varepsilon} / N_u$	[-]	0,97	1,35	1,01	0,93	0,99	1,03

**Tab. 8** Stützen ohne Kernprofil: Teilschnittgrößen aus Dehnungsauswertung bei  $F_u$

In Tab. 9 sind die beim Versuch gemessenen maximalen Lasten mit den horizontalen Auslenkungen in Stützenmitte den zugehörigen, aus der Nachrechnung ermittelten Werten gegenübergestellt (s.a. Abb. 14). Dabei ist eine gute Übereinstimmung der Lasten  $F_u$  und der zugehörigen Gesamtausmitten  $u_{ges}(F_u)$  zu erkennen.

	OK1	OK3	OK4	OK5	OK6	MK1	MK2	MK3	MK4	MK6
<b>Versuch</b>										
$F_u$	5439	3192	2986	5980	5903	5560	5322	3392	3277	7359
$e_0$	20	60	60	5	5	20	20	60	60	5
$\Delta e_x(F_u)$	10	14	15	13	15	10	17	10	11	7
$u_x(F_u)$	12,4	20,2	19,6	15,1	11,6	16,0	16,1	23,8	23,2	15,0
$e_x + u_x(F_u)$	42,4	94,2	94,6	33,1	30,6	46,0	53,1	93,8	94,2	27,0
<b>FEM - Nachrechnung</b>										
$e_{0,FEM}$	30	74	75	18	20	30	37	70	71	12
$F_u$	4981	3247	3188	6182	5938	5493	5094	3401	3409	6969
$u_x(F_u)$	17,5	26,5	25,4	17,4	17,9	20,5	22,2	28,4	29,6	14,3
$e_x + u_z(F_u)$	47,5	100,5	100,4	35,4	37,9	50,5	59,2	98,4	100,6	26,3

**Tab. 9** Gegenüberstellung von Versuchen und Nachrechnungen



**Abb. 14** Gegenüberstellung der experimentellen und theoretischen Stützentragslasten

Zur Ermittlung der charakteristischen Werte der Tragfähigkeit und zur Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte wird das in EN 1990 [25] angegebene Auswerteverfahren verwendet. Berücksichtigt werden in der Auswertung neben den Versuchsergebnissen und den Ergebnissen der Traglastberechnungen auch mögliche Streuungen in den Materialeigenschaften oder der Versuchskonfiguration. Die Streuungen in den Materialeigenschaften werden durch den Variationskoeffizienten ausgedrückt. Diese Werte werden wie nachfolgend angegeben bestimmt.

Nach [26] und [27] ist  $f_{ck}$  der charakteristische Wert (5%-Fraktile) der Betondruckfestigkeit. Die mittlere Betondruckfestigkeit ergibt sich zu  $f_{cm} = f_{ck} + 8$ . Daraus lässt sich der Variationskoeffizient für den Beton ableiten.

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 = f_{cm} - 1,645 \sigma_{fc} \text{ [N/mm}^2\text{]} \tag{3-14}$$

$$V_{fc} = \frac{\sigma_{fc}}{f_{cm}} = \frac{8}{1,645 f_{cm}} \tag{3-15}$$

Für  $f_{cm}$  wird der aus den Zylinderprüfungen gemessene Wert von etwa  $100 \text{ N/mm}^2$  angesetzt. Damit ergibt sich  $V_{fc}$  zu 5%. Dieser Wert ist geringer als bei Betonen von geringerer Festigkeit. So vergrößert sich dieser Wert bei einer Druckfestigkeit von  $60 \text{ N/mm}^2$  z.B. auf  $V_{fc} = 8,1 \%$ . Der Einfluss der Streuungen des E-Moduls von Beton wird in der gleichen Größenordnung angesetzt. Für den Baustahl wird ein Variationskoeffizient von 6% angenommen [38]. Diesem Wert liegen Auswertungen von Baustählen der Güten S235 und S355 sowie S460 zugrunde.

Abweichungen bei der Querschnittsgeometrie, die sich aus der Fertigung ergeben können, wenn in ein Mantelrohr zusätzlich ein Kernprofil eingestellt wird, werden ebenfalls berücksichtigt. Die Größe des Spielraums zwischen den an das Kernprofil angeschweißten Distanzblechen und dem Mantelrohr wird zu maximal 10 mm angenommen. Für die statistische Auswertung wird eine mögliche Kernaussmitte von 5 mm in jede Richtung als Variationskoeffizient für die 95%-Fraktile angenommen und die Querschnittsausbildung dahingehend variiert.

Der Variationskoeffizient  $V_{rt}$  der Widerstandsfunktion  $g_{rt}(X_i)$  berechnet sich mit

$$V_{rt}^2 = \frac{1}{g_{rt}^2(X_m)} \cdot \sum_{i=1}^j \left( \frac{\delta g_{rt}}{\delta X_i} \cdot \sigma_i \right)^2 \quad (3-16)$$

Die Ableitung der Widerstandsfunktion  $g_{rt}$  nach den Basisvariablen  $X_i$  wird dabei reduziert auf eine einfache Differenzbildung, indem für eine diskrete Abminderung von  $X_i$  der zugehörige Wert von  $g_{rt}$  bestimmt wird. Der Bezug auf die angenommene Streubreite geschieht durch Multiplikation mit der jeweiligen Standardabweichung der variierten Basisvariablen.  $V_{rt}$  wird dabei für die maximal und minimal auftretenden Auflagerexzentrizitäten beider Stützenquerschnitte ausgewertet. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Tab. 10 zusammengestellt.

Versuch		MK4	MK6	OK6	OK3
Exzentrizität	[mm]	71	12	20	74
$g_{rt}(X_m)$	[kN]	3407	6968	5786	3247
Variationen $g_{rt}(X_i)$					
$\Rightarrow 0,9 \times f_c$	[kN]	3189	6442	5370	3012
$\Rightarrow 0,9 \times f_{y,Kern}$	[kN]	3346	6941	—	—
$\Rightarrow$ Kernaussmitte 5 mm	[kN]	3372	6908	—	—
$\Rightarrow 0,9 \times f_{y,Mantel}$	[kN]	3310	6829	5738	3082
$\Rightarrow V_{rt}$		0,0371	0,0387	0,0353	0,0419

**Tab. 10** Ermittlung von  $V_{rt}$

Für die weiteren Auswertungen wird  $V_{rt}$  konstant mit 0,05 angenommen.

Mit der Auswertung ergibt sich der charakteristische Wert der Widerstandsfunktion schließlich zu:

$$r_k = 0,900 \cdot g_R(X_m) \quad (3-17)$$

Dabei ist  $g_R(X_m)$  die mit der Nachrechnung ermittelte Traglast einer Stütze. Der Bemessungswert der Widerstandsfunktion bestimmt sich mit

$$r_d = 0,789 \cdot g_R(X_m) \quad (3-18)$$

Somit berechnet sich der Teilsicherheitsbeiwert zu

$$\gamma_R = \frac{r_k}{r_d} = \frac{0,900}{0,789} = 1,14 \quad (3-19)$$

Nach dem allgemeinen Nachweisverfahren gemäß [2] bestimmt sich der Bemessungswert des Tragwiderstands einer Stütze, indem für die gegebene äußere Belastung aus der Normalkraft und dem zugehörigen Moment das Verhältnis aus den Tragfähigkeiten der Interaktionskurven mit Bemessungs- und Mittelwerten gebildet wird (Kap. 8.2). Der sich aus der statistischen Auswertung ergebende Sicherheitsbeiwert gegenüber dem auf die Mittelwerte der Festigkeit bezogenen Sicherheitsbeiwert  $\gamma_r$  der nichtlinearen Berechnung ergibt sich zu

$$\frac{F_u(\text{Versuch})}{F_{ud}(\text{Bemessungswert})} = \frac{g_R(X_m)}{r_d} = 1,27 \quad (3-20)$$

In Tab. 11 sind die Bemessungswerte und Teilsicherheitsbeiwerte auf der Grundlage des allgemeinen Nachweisverfahrens in [2] gegenübergestellt, siehe hierzu auch Kap. 8.2.

	OK1	OK3	OK4	OK5	OK6	MK1	MK2	MK3	MK4	MK6
$\frac{F_u(\text{Versuch})}{F_{ud}(\text{Bemessungswert})}$	1,27					1,27				
$\frac{F_u(\text{FEM})}{F_{ud}(\text{FEM})}$	1,52	1,46	1,46	1,54	1,53	1,42	1,43	1,41	1,42	1,44

**Tab. 11** Teilsicherheitsbeiwerte aus nichtlinearem Nachweis und statistischer Auswertung

## 4 Nichtlineare Berechnung von Stützen mit der Finite – Element – Methode

### 4.1 Allgemeines

Stützen sind stabförmige Bauteile, die hauptsächlich durch eine Druckkraft in Längsrichtung beansprucht werden. Aufgrund von Imperfektionen und planmäßiger Querbelastung krümmt sich die Stütze, wodurch ein zusätzliches Biegemoment aus der sich vergrößernden Ausmitte der Normalkraft entsteht.

Unter der Annahme linearer Spannungs-Dehnungsbeziehungen sowie über die Stützenlänge konstanter Biegesteifigkeiten können die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung direkt berechnet werden. Bei Verbundstützen sind die Voraussetzungen für eine direkte Berechnung der Schnittgrößen im Allgemeinen nicht gegeben:

- Mit zunehmender Druckbeanspruchung nimmt die Steifigkeit des Betons ab.
- Auftretende Zugbeanspruchungen können vom Beton nur in geringem Maße aufgenommen werden.
- Die verwendeten Stahlquerschnitte sind üblicherweise nicht frei von Eigenspannungen. Daher kann das Verhalten eines Stahlprofils bei einer Belastung nicht alleine über eine Spannungs-Dehnungslinie bzw. über eine konstante Biegesteifigkeit erfasst werden.
- Steifigkeitsabminderungen infolge von Plastizierungen können ebenfalls nicht bei dem Ansatz einer konstanten Biegesteifigkeit zur direkten Schnittgrößenermittlung berücksichtigt werden.

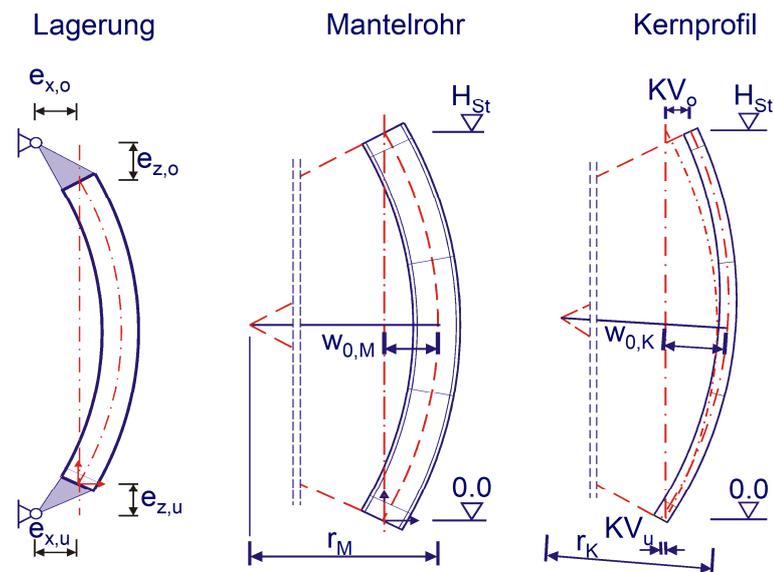
Um einen praktikablen Lösungsansatz zu finden, muss die für eine geschlossene Lösung anzusetzende Biegesteifigkeit anhand von genauen FE-Berechnungen bestimmt werden. Nachfolgend wird das verwendete FE-Modell beschrieben und die wesentlichen Eingangsgrößen für die Schnittgrößenberechnung nach Theorie II. Ordnung werden erläutert.

### 4.2 Systemidealisierung und Randbedingungen

Die Versuchsnachrechnung sowie die Parameterstudien wurden mit einem dreidimensionalen FE-Modell durchgeführt, welches mit Ansys erstellt wurde und die Berücksichtigung der folgenden Eingangsgrößen erlaubt:

- Querschnittsgeometrie, Systemlänge, Lagerungsbedingungen und Belastung
- Geometrische Imperfektionen und unplanmäßige Fertigungstoleranzen
- Werkstoffeigenschaften von Stahl und Beton, darin eingeschlossen Steifigkeitsabminderungen im Bereich von plastischen Zonen und das Reißen von Beton in der Zugzone
- Herstellungsbedingte Eigenspannungen in den Einstellprofilen

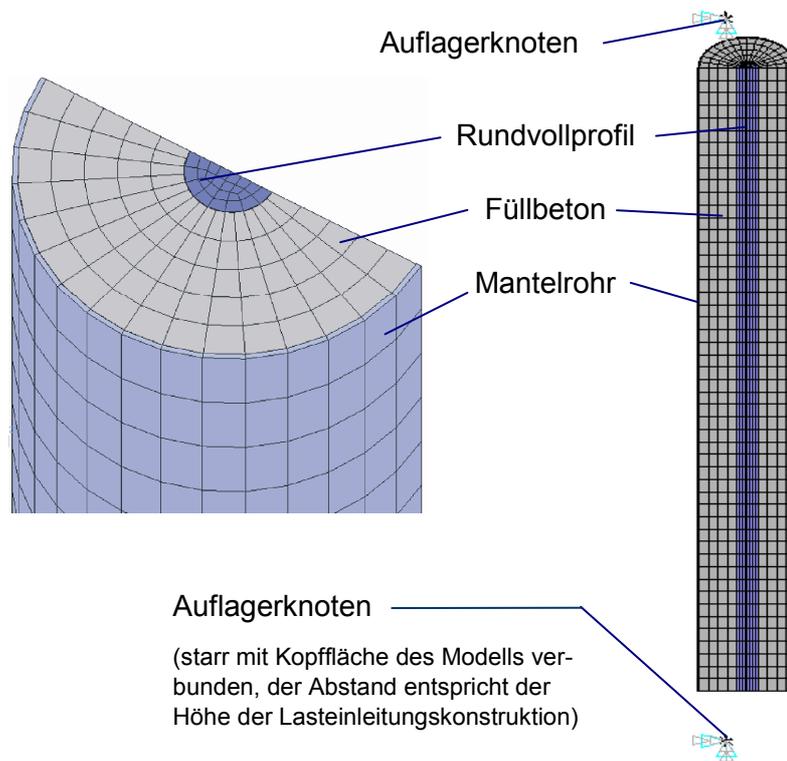
Der Nachrechnung wird unter Ausnutzung der Querschnittssymmetrie eine „halbe“ Stütze zugrunde gelegt, die in der geschnittenen Symmetrieachse in der Ebene verschieblich gelagert ist. Zu einer festgelegten Höhe  $H_{St}$  der Stütze können fünf Abschnitte definiert werden, wodurch die Elemententeilung und ggf. Materialeigenschaften über die Höhe variiert werden können. Der Stich  $w_0$  der Vorkrümmung und seine Ausrichtung in oder entgegen der Ausweichrichtung kann für das Kernprofil und das Mantelrohr separat eingestellt werden. Unter Ansatz einer quadratischen Parabel mit dem Radius  $r_M$  bzw.  $r_K$  wird die vorverformte Stütze generiert. Die Kernprofilenden können gegenüber dem Mantelrohr aus der ideal zentrischen Lage um  $KV_o$  bzw.  $KV_u$  verschoben sein.



**Abb. 15** FE-System, Geometrie und Randbedingungen

Die Kopfseiten der Stütze sind über Auflagerflächen (Rigid Constraint Surface) mit den Auflagerknoten verbunden. Dadurch ist die Abbildung von starren Auflagerbereichen mit den Höhen  $e_{z,o}$  und  $e_{z,u}$  und die Eingabe von Exzentrizitäten  $e_{x,o}$  und  $e_{x,u}$  möglich. Die Auflagerknoten und damit die Auflagerflächen können somit auch biegesteif ausgebildet werden.

Die Vernetzung des Geometriemodells erfolgte mit 8 Knoten – Volumenelementen. Dies war wegen der Anwendung der Materialgesetze für den Beton sowie aus Konvergenzgründen erforderlich. Da ausschließlich das globale Tragverhalten Gegenstand der Berechnungen war, wurde von der Verwendung von Schalenelementen für den Stahlmantel abgesehen und dieser stattdessen ebenfalls mit Volumenelementen abgebildet.



**Abb. 16** Vernetzung einer Stütze mit Kernprofil

## 4.2.1 Werkstoffgesetze, Materialmodelle

### 4.2.1.1 Baustahl

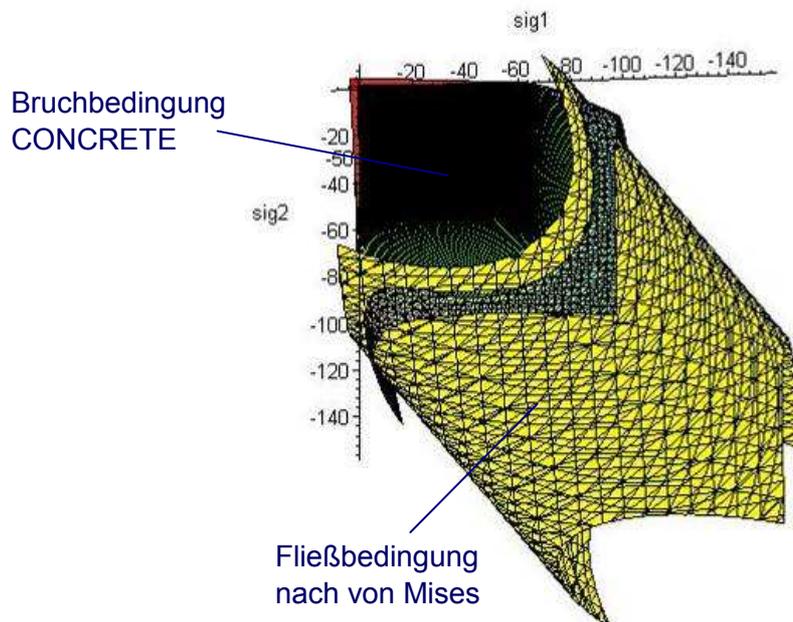
Im Rahmen der nachfolgend beschriebenen Untersuchungen werden Baustähle bis zu einer Güte S460 berücksichtigt. Diese Begrenzung begründet sich mit den bisher fehlenden experimentellen Untersuchungen an Hohlprofil-Verbundstützen aus höherfesten Stählen. Dies betrifft insbesondere das Beulverhalten der Rohre. In Kap. 8.4 sind diesbezüglich aus Forschungen veröffentlichte Erkenntnisse aufgeführt. Angelehnt daran wird der Bereich der betrachteten Materialfestigkeiten eingegrenzt.

Sowohl für die FE-Berechnungen als auch für die Berechnung der Querschnittsinteraktionskurven wird eine linearelastisch-idealplastische Spannungs-Dehnungslinie angenommen. Die maximal bei dem Erreichen der Traglast auftretende Dehnung ist durch die maximale Betondehnung begrenzt. Eine Verfestigung des Stahles tritt erst bei größeren Dehnungen auf, die Angabe eines entsprechenden Bereiches erübrigt sich somit.

Der bei den Rohren der Versuchsstützen beobachtete Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie für einen kaltverformten Stahl (Abb. 7) wird bei der Nachrechnung der Versuche berücksichtigt, für die weiteren Berechnungen zu den Parameterstudien wird eine bilineare Spannungs-Dehnungslinie zugrunde gelegt.

### 4.2.1.2 Beton

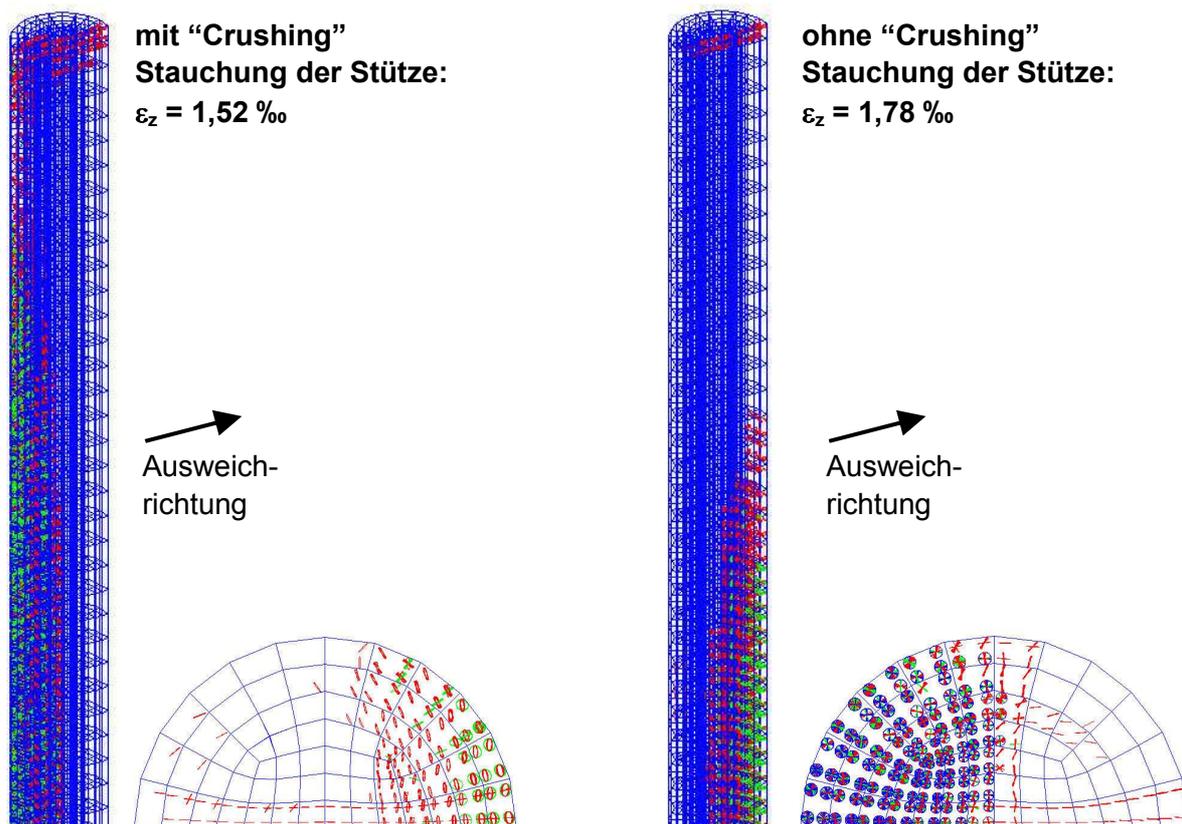
Die für den Beton maßgeblichen Spannungs-Dehnungsbeziehungen sind in DIN 1045-1 [23] festgelegt. Aufgrund des starken Abfalls der aufnehmbaren Spannung nach dem Erreichen der maximalen Spannung wird die Grenzdehnung für hochfeste Betone ab C55/67 reduziert, welches sich in unterschiedlichen Spannungs-Dehnungslinien zeigt.



**Abb. 17** Fließbedingung nach von Mises kombiniert mit der Versagensbedingung „Concrete“ im Hauptspannungsraum (Schema, [24])

Für die Berechnung wird wie eine multilinear elastisch-plastische Spannungs-Dehnungsbeziehung verwendet. Dabei wird für den räumlichen Spannungszustand die Fließbedingung nach von Mises ausgewertet. Zur Begrenzung der Zugtragfähigkeit des Betons wird dieses Materialmodell mit einer Bruchbedingung kombiniert (Abb. 17). Diese Bruchbedingung wertet die mit dem elasto-

plastischen Materialgesetz nach von Mises berechneten Spannungen aus und grenzt die aufnehmbaren Zugspannungen abhängig von der Kombination der auftretenden Hauptspannungen ab. Wird dabei die aufnehmbare Zugspannung überschritten, so wird die übertragbare Zugkraft auf einen kleinen Wert gesetzt. Dieser angenommene Wert ist unabhängig von der Lage der zuvor vorhandenen Spannungen im Hauptspannungsraum. Eine Berechnung mit diesem Modell ist für Beton besser geeignet, als ein Materialmodell mit einer im Zugbereich abgerundeten Fließfläche, da bei dieser der Spannungspunkt auf der Fließfläche verbleibt und die bis dahin erreichte Spannung beibehalten wird. Für die Bruchbedingung zur Abbildung des Zugtragverhaltens von Beton wird das Versagensmodell „Concrete“ des FE-Programmes verwendet. Der Teil der die Bruchbedingung „Concrete“ beschreibenden Fläche, der die Fließbedingung nach von Mises gegen Zugspannungen abgrenzt, ist in Abb. 17 zu erkennen. Dabei ist diese Grenzbedingung abhängig vom Vorzeichen der drei Hauptspannungskomponenten aus verschiedenen definierten Versagensflächen, sogenannten „Oktanten“ zusammengesetzt. Die in dem Programm Ansys implementierten Beschreibungen dieser Flächen führen jedoch zu unstetigen Übergängen. Hinzu kommt, dass diese Flächen derart definiert sind, dass schon bei geringen Querdruckspannungen die aufnehmbare Zugspannung sehr stark abfällt. Ohne damit diese Implementierung zu bewerten, wurde festgestellt, dass die Berechnung bereits bei einem sehr geringen aufgebrachten Beanspruchungsniveau nicht mehr konvergierte. Mit der Korrektur des Materialmodells [24] wurde eine ausreichende Konvergenz erreicht, die eine Berechnung und Abbildung des Traglastzustandes erlaubte.



**Abb. 18** Rissbildung in der Aufsicht einer Stütze Materialmodellkombination: Concrete / von Mises

Mit einer weiteren zur Verfügung stehenden Option konnte erreicht werden, dass ein Versagen bei einer Druckbeanspruchung nicht auftreten konnte und die Zugbeanspruchung unabhängig von den auftretenden Querdruckspannungen bei einem als konstant angegebenen Wert auftrat. Vergleiche Berechnungen ergaben, dass aufgrund dieser Vereinfachung ein nicht zutreffender Versagenszustand auftrat, wie der Vergleich der Rissbilder von vergleichenden Rechnungen belegte (Abb. 18).

#### 4.2.2 Auswertungen, Versuchsnachrechnungen

Die Nachrechnungen erfolgten unter Berücksichtigung der Einflüsse nach Theorie II. Ordnung. Dazu wurde auf das Modell eine Stauchung aufgebracht, bis bei einem Absinken der dabei aufgenommenen Normalkraft der Maximalwert der erreichten Last eindeutig festgestellt werden konnte. Die wesentlichen Ergebnisse der Nachrechnung sind die Entwicklung der Traglast, die zugehörige Stauchung und die dabei auftretende horizontale Auslenkung. Zur Bewertung des Rechenergebnisses wurden zusätzlich Spannungsverläufe und Plastizierungen sowie das berechnete Rissbild betrachtet. Bei den Nachrechnungen waren die folgenden Aspekte von Bedeutung:

- Risse, die die Zugtragfähigkeit in eine Richtung vermindern, können in den Integrationspunkten der Betonelemente auftreten. Bei den durchgeführten Berechnungen wurde festgestellt, dass der Einfluss der Diskretisierung auf das Ergebnis der Berechnung von untergeordneter Bedeutung ist.
- Die Zugtragfähigkeit senkrecht zu einem Riss fällt auf einen geringen Anteil der Zugfestigkeit des Betons ab und verringert sich mit zunehmender Rissöffnung. Dieser experimentell festgestellte und z.B. in [28] erwähnte Effekt ist im FE-Programm implementiert. Dabei kann die Größe der Restzugtragfähigkeit nach einem Riss angegeben werden. Die Einstellungen hierzu dienen der Verbesserung der Konvergenz des Modells, haben auf das Endergebnis jedoch nur einen vernachlässigbaren Einfluss.
- Der Beton versagt beim Erreichen der Druckfestigkeit. Durch den Bruch des Betons kommt es zu einer (scheinbaren) lokalen Volumenvergrößerung. Das Versagen des Betons kennzeichnet die Stelle der maximalen Belastung und betrifft den abfallenden Ast der Last-Verformungskurve. Ausschlaggebend für die erreichbare Tragfähigkeit ist die mögliche aufnehmbare Spannung des Betons. Die beim Brechen entstehende Volumenvergrößerung kann mit dem verwendeten Materialmodell nicht abgebildet werden. Bei der Eingabe der Werkstoffkennlinie ist lediglich die Angabe geringerer Spannungen nach dem Überschreiten der maximalen Dehnung möglich. Zur Bestimmung des Lastmaximums ist dies ausreichend.

Abb. 19 zeigt die Nachrechnung eines in [29] veröffentlichten Versuches.

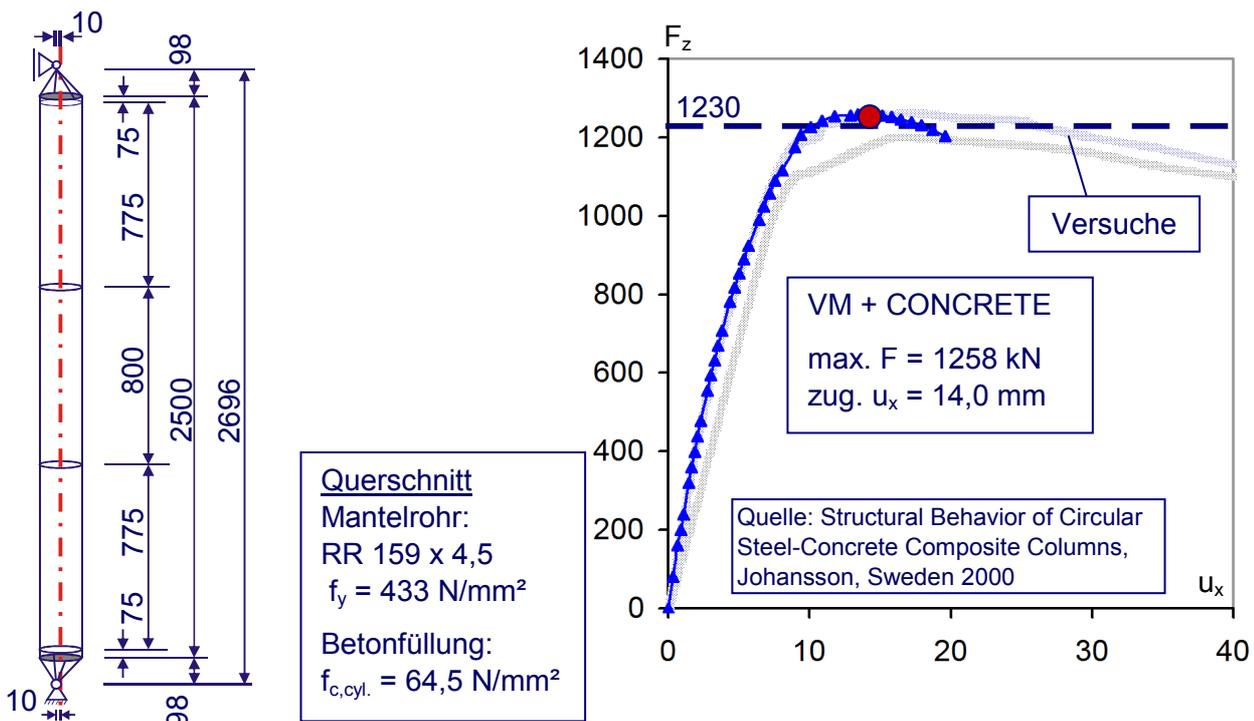
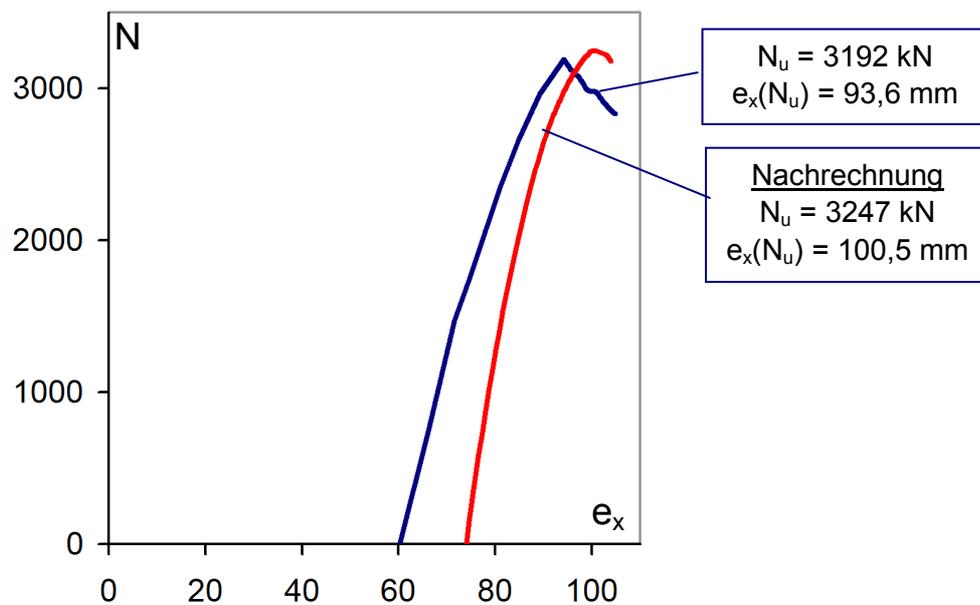
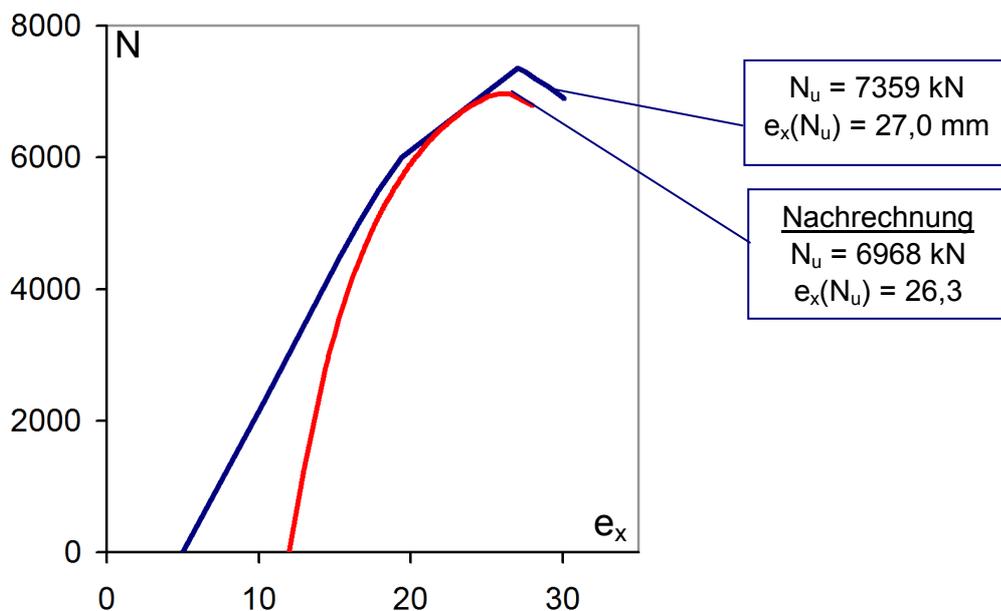


Abb. 19 Nachrechnung eines in [29] veröffentlichten Versuches

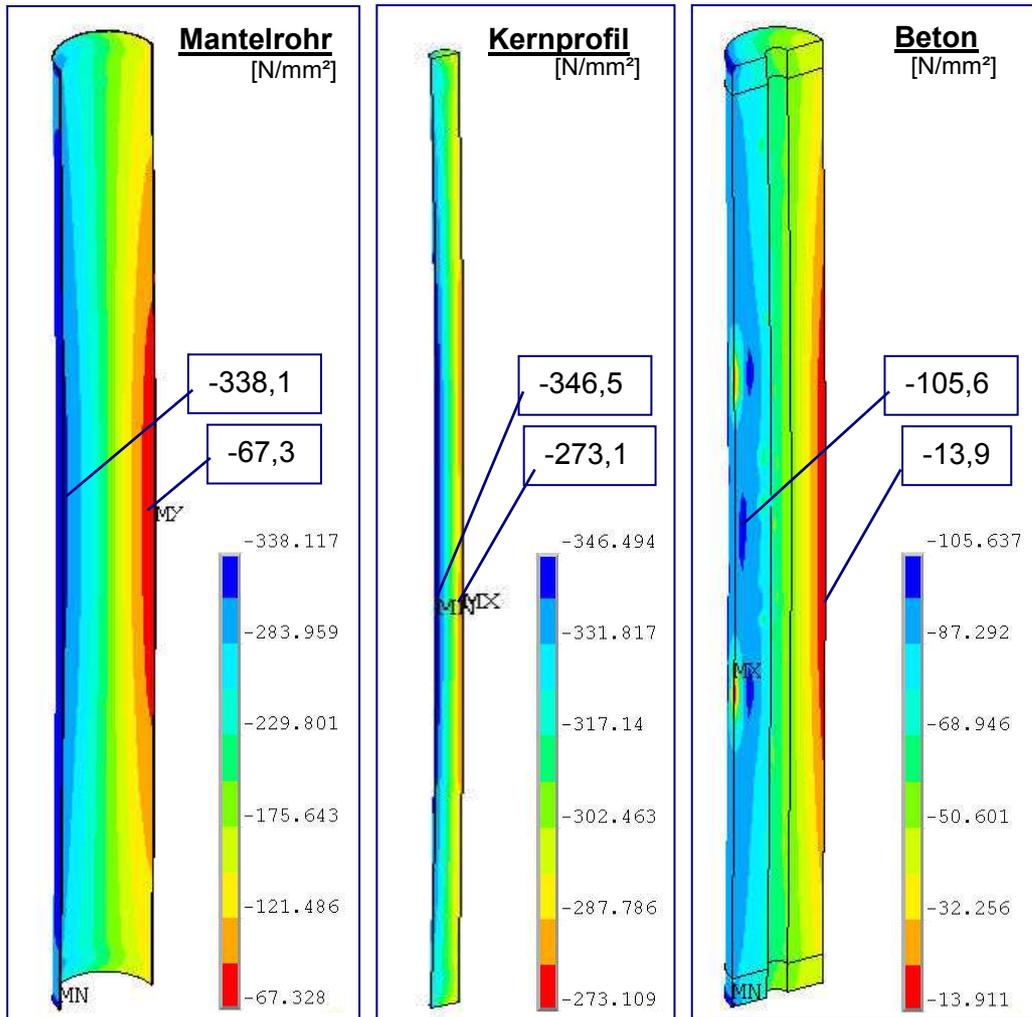
Nachfolgend sind exemplarisch die Last-Verformungskurven zweier Versuche den Nachrechnungen gegenübergestellt. Die Abb. 20 bis Abb. 22 verdeutlichen, dass mit dem Programmsystem und den gewählten Materialgesetzen eine realistische Nachrechnung der Stützen ermöglicht wird. Es ist zu berücksichtigen, dass die mit steigender Last abnehmende Auflagerexzentrizität wurde bei der Nachrechnung als konstant mit dem bei  $N_u$  auftretenden Wert angenommen wurde. Insofern nähern sich die Kurven aus Versuchen und Nachrechnungen erst mit dem Erreichen der Traglast an.



**Abb. 20** Versuch OK3: Last-Verformungskurve



**Abb. 21** Versuch MK6: Last-Verformungskurve



**Abb. 22** Versuch MK6: Spannungen in Stützenlängsrichtung bei Maximallast

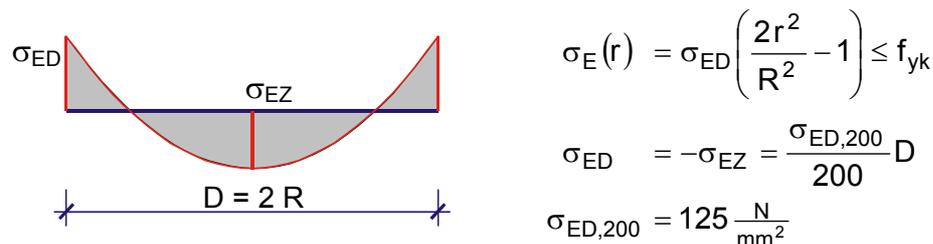
## 5 Eigenspannungen in Rundvollprofilen

### 5.1 Einleitung

Bei der Bemessung von druckkraftbeanspruchten (Stahl-) Bauteilen müssen im Allgemeinen geometrische und strukturelle Imperfektionen berücksichtigt werden. Den strukturellen Imperfektionen sind auch die Eigenspannungszustände zuzuordnen, die in Stahlprofilen aus dem Herstellungsprozess eingeprägt sind. Diese stellen für das betrachtete Profil Vorbelastungen dar und werden bei der Zuordnung eines Stahlprofils zu einer Knickspannungslinie berücksichtigt.

Verbundstützen werden abhängig von ihrer Querschnittsausbildung ebenfalls Knickspannungslinien zugeordnet [2]. Diese Zuordnung konnte jedoch bei Verbundstützen, die aus einem ausbetonierten Hohlprofil mit einem Rundvollkern als Einstellprofil bestehen, bislang nicht vorgenommen werden, da abgesicherte Erkenntnisse zum Einfluss der Eigenspannungen fehlten.

Bisher liegen nur wenige Untersuchungen bezüglich der Eigenspannungen in den Rundvollprofilen vor. Zur Berücksichtigung von Eigenspannungen bei einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung wird bislang ein Ansatz verwendet, der auf Eigenspannungsmessungen basiert [15]. Dabei wird mit den angegebenen Randeigenspannungen eine Spannungsverteilung mit quadratischem Verlauf postuliert, bei der die Summe der inneren Kräfte sich zu Null ergibt. Die Größe der Randeigenspannungen ist dabei am Durchmesser skaliert, der Grundwert  $\sigma_{ED} = 125 \text{ N/mm}^2$  gilt für einen Durchmesser von  $D = 200 \text{ mm}$ .



**Abb. 23** Ansatz der Eigenspannungen nach [15]

Die Größe und der Verlauf der Eigenspannungen im Querschnitt sind für eine Zuordnung dieses Stützentyps zu einer Knickspannungslinie ausschlaggebend. Um Kenntnisse auch über die Abhängigkeit der Eigenspannungen von der Materialgüte und dem Durchmesser des Vollprofils zu erhalten, werden daher nachfolgend rechnerische Untersuchungen unter grenzwertigen Annahmen durchgeführt.

### 5.2 Thermische Eigenschaften von Baustahl

In DIN EN 1993-1-2 [30] sind Werkstoffkennwerte für Baustahl unter erhöhten Temperaturen bis  $1200 \text{ °C}$  angegeben. Diese Angaben dienen der Bestimmung der Tragfähigkeit im Brandfall und der Bestimmung des Zeitraums, über den ein Tragwerk einem Brand widerstehen kann. Die Prozesse im Stahl bei einer bestimmten Temperatur werden als weitgehend unabhängig davon erachtet, ob es sich um einen Abkühlungsprozess oder ein Erhitzen handelt. Daher werden hier die in [30] angegebenen Werkstoffgesetze auch für die Simulation des Abkühlens nach dem Gießen und Walzen verwendet.

Die Abbildungen Abb. 24 und Abb. 25 zeigen die spezifische Wärmekapazität, die thermische Dehnung und die Wärmeleitfähigkeit von Baustahl, wie sie in [30] ausgewiesen werden.

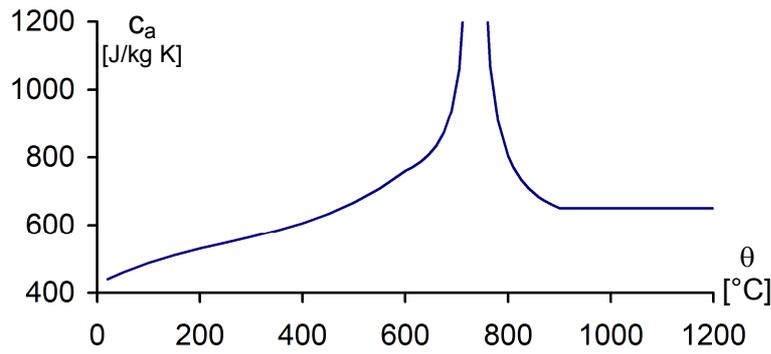


Abb. 24 Wärmekapazität von Baustahl

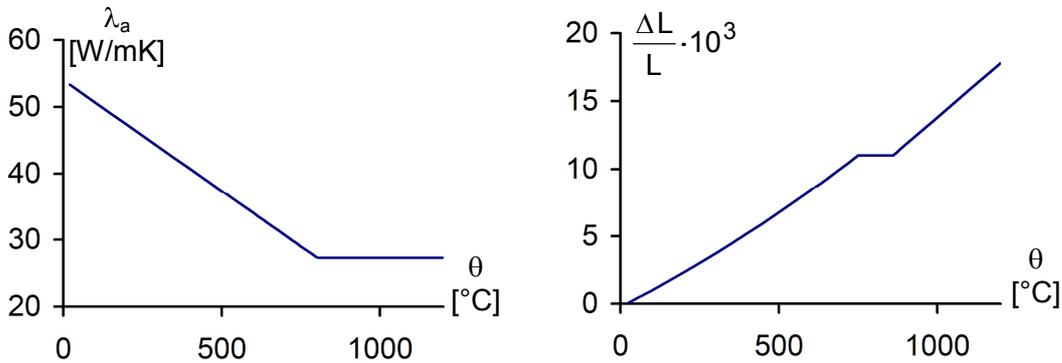


Abb. 25 Wärmeleitfähigkeit und thermische Dehnung von Baustahl

### 5.3 Temperaturabhängige mechanische Eigenschaften von Baustahl

In [30] sind die mechanischen Eigenschaften von Baustahl unter erhöhten Temperaturen angegeben. Dies wird bei der Berechnung durch unterschiedliche Spannungs-Dehnungs-Linien für entsprechende Temperaturen berücksichtigt. Die Temperaturen sind derart bestimmt, dass neben einer gleichmäßigen Abstufung auch jede Unstetigkeitsstelle bei den temperaturabhängigen Eigenschaften von Stahl und Beton als Temperaturpunkt herangezogen wird. Es ergeben sich achtzehn temperaturspezifische Spannungs-Dehnungs-Linien, wie auszugsweise in Abb. 26 dargestellt.

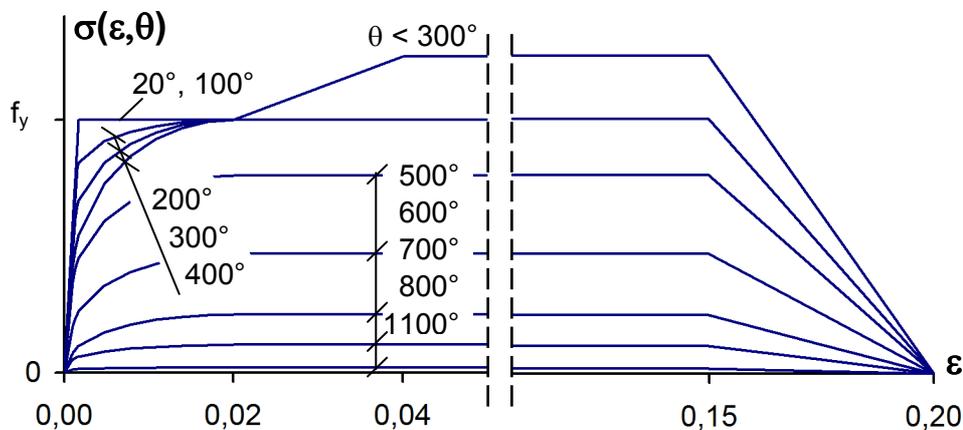
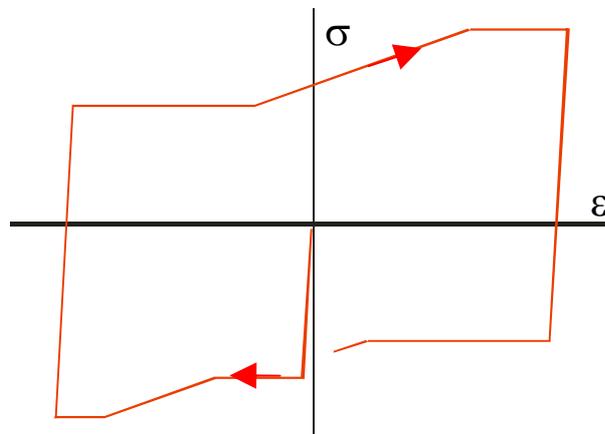


Abb. 26 Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Linien für einen Kohlenstoffstahl

Diese Festigkeits- und Verformungseigenschaften gelten für (Aufheiz-) Geschwindigkeiten zwischen 2 und 50 K/min. Die Abkühlgeschwindigkeiten bleiben bei den hier betrachteten Vorgängen in diesem Bereich. Aus Abb. 32 ist zu erkennen, dass nur bei Beginn des Abkühlvorgangs die Abkühlgeschwindigkeit diese Werte überschreitet.

#### 5.4 Zyklische Spannungs-Dehnungsbeziehung

Der Stahlkörper kühlt zuerst an der Oberfläche ab und die Festigkeit und Steifigkeit nimmt im oberflächennahen Bereich zu. Das spätere Abkühlen der innenliegenden Bereiche führt dazu, dass dem oberflächennahen Stahl Druckspannungen eingeprägt werden, während der Stahl im Inneren aufgrund der Dehnungsbehinderung Zugbeanspruchungen erfährt. Nach dem Abkühlen ist dieser Zustand eingeprägt und verbleibt, sofern keine Nachbehandlung erfolgt. Den Berechnungen wird die in Abb. 27 dargestellte zyklische Spannungs-Dehnungsbeziehung zugrunde gelegt (s.a. [31]).



**Abb. 27** Zyklische Spannungs-Dehnungsbeziehung

#### 5.5 Wärmeabgabe an der Oberfläche

Hat ein Körper eine höhere oder geringere Temperatur als seine Umgebung, so erfolgt ein Wärmeausgleich. Die Wärmeübertragung an der Begrenzungsfläche erfolgt mittels Konvektion und Strahlung. Der Netto-Wärmestrom  $\dot{h}_{\text{net}}$ , der die Wärmeübertragung durch Konvektion und Strahlung beinhaltet, ist durch die folgenden Gleichungen definiert [32]:

$$\dot{h}_{\text{net}} = \dot{h}_{\text{net,c}} + \dot{h}_{\text{net,r}} \quad (5-1)$$

$$\dot{h}_{\text{net,c}} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad (5-2)$$

$$\dot{h}_{\text{net,r}} = \phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma \left[ (\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right] \quad (5-3)$$

- mit  $\alpha_c$  konvektiver Wärmeübergangskoeffizient  
 $\theta_g$  Gastemperatur in der Umgebung des beanspruchten Bauteils in °C  
 $\theta_m$  Oberflächentemperatur des Bauteils in °C  
 $\phi$  Konfigurationsfaktor  
 $\varepsilon_m, \varepsilon_f$  Emissivität der Bauteiloberfläche; Emissivität des Feuers  
 $\sigma$  Stephan-Boltzmann-Konstante ( $5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ )  
 $\theta_r$  Wirksame Strahlungstemperatur des Brandes, hier:  $\Theta_r = \Theta_g$

Die Bildung von Eigenspannungen wird durch das Temperaturgefälle innerhalb des Stahlkörpers hervorgerufen, welches durch die Wärmeabgabe an der Oberfläche beeinflusst wird. Im Folgenden wird der Einfluss der maßgebenden Parameter für Konvektion und Strahlung untersucht.

## 5.5.1 Konvektion

In Bezug auf die hier vorliegende Fragestellung werden die konvektiven Wärmeübergangskoeffizienten für die freie und erzwungene Konvektion rechnerisch ermittelt. Die Berechnungen werden gemäß VDI-Wärmeatlas [33] mit den nachfolgend angegebenen Randbedingungen durchgeführt.

### 5.5.1.1 Freie Konvektion

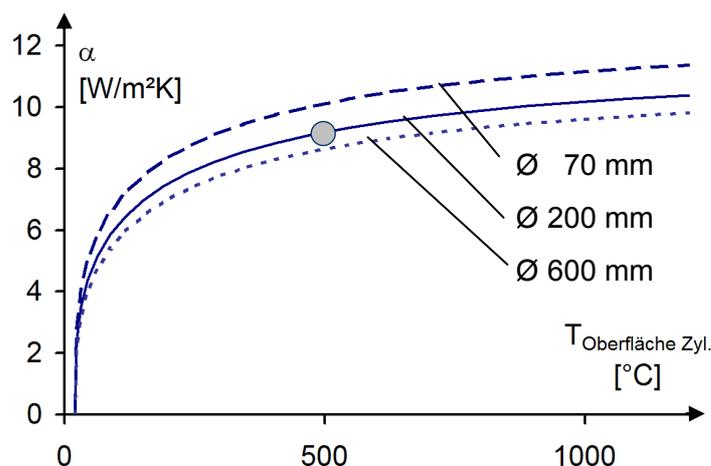
Freie Konvektion entsteht infolge von Dichteunterschieden, die meist aus Temperaturunterschieden resultieren. Für den hier vorliegenden Fall des horizontalen Zylinders berechnet sich der konvektive Wärmeübergangskoeffizient wie angegeben.

Die Nußelt-Zahl  $Nu$ , ein dimensionsloser Wärmeübergangskoeffizient, ergibt sich zu

$$Nu = \frac{\alpha l}{\lambda} = \left[ 0,752 + 0,387 \cdot (Ra \cdot f_3(Pr))^{\frac{1}{6}} \right]^2 \quad (5-4)$$

Dabei ist	$\alpha$	(gesuchter) konvektiver Wärmeübergangskoeffizient
	$l = \frac{\pi}{2} \cdot d$	die Anströmlänge
	$d$	Durchmesser des Zylinders
	$Pr$	Prandtl – Zahl (Stoffwert-Verhältnis)
	$Ra$	Raleigh-Zahl
	$f_3(Pr)$	Funktion zur Berücksichtigung der Prandtl-Zahl

So ergibt sich für einen liegenden Zylinder  $\varnothing 200$  mit einer Oberflächentemperatur von  $T = 500 \text{ }^\circ\text{C}$  und einer Umgebungstemperatur von  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  ein Wert von  $\alpha = 9,2 \text{ W/m}^2\text{K}$ . Die Entwicklung des Wärmeübergangskoeffizienten mit der Temperatur des Zylinders zeigt für verschiedene Durchmesser Abb. 28.



**Abb. 28** Freie Konvektion an einem liegenden Zylinder

### 5.5.1.2 Erzwungene Konvektion

Für die Ermittlung der maßgeblich anzusetzenden Eigenspannungen wird in Betracht gezogen, dass der Abkühlvorgang nach dem Gießen und der Formgebung beschleunigt wird, so dass von einer erzwungenen Konvektion auszugehen ist. Die auftretende Wärmeabgabe ist dann abhängig von der Geschwindigkeit der umströmenden Luft.

Der Wärmeübergangskoeffizient infolge Queranströmung eines Zylinders berechnet sich nach [33] wie im Folgenden dargestellt. Als dimensionsloser Wärmeübergangskoeffizient wird zunächst die Nußelt-Zahl  $Nu$  bestimmt. Die mittlere Nußelt-Zahl, d.h. ein Mittelwert bei teilweise laminarer und teilweise turbulenter Umströmung, bestimmt sich zu:

$$Nu_{l,0} = 0,3 + \sqrt{Nu_{l,lam}^2 + Nu_{l,turb}^2} \quad (5-5)$$

$$Nu_{l,lam} = 0,664 \sqrt{Re_l} \sqrt[3]{Pr} \quad (5-6)$$

$$Nu_{l,turb} = \frac{0,037 Re_l^{0,8} Pr}{1 + 2,443 Re_l^{-0,1} (Pr^{2/3} - 1)} \quad (5-7)$$

dabei ist:  $Re = w l / \nu$  Reynolds-Zahl mit  $w$  Umströmungsgeschwindigkeit [m/s]  
 $l$  Überströmlänge,  $\pi/2 \cdot d$  [m]  
 $d$  Durchmesser des RV-Profiles  
 $\nu$  kinematische Viskosität der Luft [m<sup>2</sup>/s]

$Pr$  Prandtl – Zahl, für Luft: 0,715 bei 0 °C und 0,746 bei 1000 °C

Bei temperaturabhängigen Stoffwerten (hier z.B. die Wärmeleitfähigkeit) wird der Wärmeübergang durch die auftretenden Temperaturen beeinflusst. Für Gase gilt:

$$Nu_l = Nu_{l,0} \cdot K \quad \text{mit } K = (T_m/T_w)^{0,12} \quad (5-8)$$

Dabei ist  $T_m$  die Temperatur des Gases in [K] und  $T_w$  die Temperatur des Zylinders.

Aus dem dimensionslosen Wärmeübergangskoeffizienten kann über folgenden Zusammenhang der Wärmeübergangskoeffizient bestimmt werden:

$$Nu_l = \frac{\alpha l}{\lambda} \quad \text{mit } \alpha \text{ konvektiver Wärmeübergangskoeffizient } \left[ \frac{W}{m^2 K} \right] \quad (5-9)$$

$$\lambda \text{ Wärmeleitfähigkeit der umgebenden Luft } \left[ \frac{W}{mK} \right]$$

Mit diesen Gleichungen kann für die angenommenen Umgebungsbedingungen der Wärmeübergangskoeffizient bestimmt werden. Die für eine konstante Umgebungstemperatur bestimmten Werte sind für die betrachteten Umströmgeschwindigkeiten in Abb. 29 angegeben. Es ist zu erkennen, dass der Wärmeübergangskoeffizient (pro Kelvin) mit zunehmender Temperaturdifferenz sinkt. Für ein Rundvollprofil Ø600 ist dabei der konvektive Wärmeübergangskoeffizient nur etwa halb so groß wie der Wert für ein Rundvollprofil Ø70.

Zum Vergleich: Beim Ansatz der Einheitstemperaturkurve nach [32] wird für beflamnte Bauteile ein konvektiver Wärmeübergangskoeffizient von 25 W/m<sup>2</sup>K angenommen.

### 5.5.2 Strahlung

Beim Abkühlen aus hohen Temperaturen reagiert der Stahl an seiner Oberfläche mit der Luft in seiner Umgebung. Die sich daraus ergebende Beschaffenheit, Temperatur und Farbe der Oberfläche beeinflusst die Abstrahlung von Wärme an die Umgebung. Um diese Abstrahlung zu quantifizieren, muss für jede Oberfläche der Emissionskoeffizient bestimmt werden.

Das Emissionsvermögen eines Körpers bzw. einer Oberfläche wird im Verhältnis zu einem schwarzen Strahler angegeben. Für den schwarzen Strahler gilt:  $\varepsilon_m = 1$ . In EN 1991-1-2 [32] ist der Emissionskoeffizient mit  $\varepsilon_m = 0,8$  angegeben. Dieser Wert stellt eine obere Grenze der bei Baustählen vorkommenden Emissionskoeffizienten dar. In [34] konnte für die dort untersuchten Walzprofile ein von der Oberflächentemperatur  $T_o$  des Bauteiles abhängiger Emissionskoeffizient angegeben werden, (Gl.(5-10)). Die angegebene Beziehung wurde durch den Abgleich einer Berechnung mit Messergebnissen erzielt und sei hier nur beispielhaft erwähnt; eine Allgemeingültigkeit kann daraus jedoch nicht abgeleitet werden.

$$\varepsilon_r = 0,3 + \frac{0,5}{900}(1000 - T_o) < 0,8 \quad (5-10)$$

### 5.6 Annahmen für die Berechnung

Die nachfolgenden Berechnungen bilden die Grundlage für einen vereinfachten Ansatz der Eigenspannungen für die Verwendung in statischen Berechnungen von Stützen. Zunächst werden dazu die Temperaturentwicklungen beim Abkühlen berechnet. Die Randbedingungen werden dabei mit den in Kap. 5.5 erläuterten Ansätzen beschrieben.

Für die Randbedingungen sind verschiedene Eingangsgrößen anzunehmen. Zunächst sind dies die Temperaturen des Stahls zu Beginn der Abkühlung und die Temperaturen der umgebenden Luft. Wird in der Umgebung, in der die Stahlprofile lagern, ein Luftstrom aufrechterhalten, der eine schnellere Abkühlung herbeiführt, so geht die freie Konvektion über in eine erzwungene Konvektion, welches über die anzusetzenden Wärmeübergangskoeffizienten ausgedrückt wird. Die Lage der Stahlprofile zueinander kann zu einer gegenseitigen Beeinflussung und damit zu einer verzögerten Abkühlung führen.

Nachfolgend werden zwei verschiedene Randbedingungen untersucht. Dabei wird jeweils davon ausgegangen, dass das Abkühlen nicht ausschließlich durch freie Konvektion stattfindet. Es wird zum einen ein Luftstrom angesetzt, mit dem sich Wärmeübergangskoeffizienten etwa in der Größenordnung derjenigen Werte unter Ansatz der freien Konvektion ergeben. Wesentlicher Unterschied sind die nicht gegen Null gehenden Werte bei niedrigen Temperaturunterschieden. Zum anderen wird als grenzwertige Annahme ein Luftstrom angesetzt, der zwei- bis dreimal höhere Wärmeübergangskoeffizienten liefert. Der Emissionskoeffizient wird, auch mangels genauerer Informationen, konstant mit 0,8 angesetzt, die gegenseitige Beeinflussung von Konvektion und Strahlung bleibt unberücksichtigt. Die Temperatur der umgebenden Luft wird konstant mit 20 °C angenommen.

Für die Betrachtung moderater Randbedingungen wird eine gleichmäßige Ausgangstemperatur von 1000 °C, wie sie in etwa beim Walzen des Stahles vorherrscht, für ein ungestörtes Abkühlen angenommen. Bei den ungünstigen Randbedingungen wird eine Ausgangstemperatur von 1200 °C angesetzt, die die Temperatur kurz nach dem Gießen rechnerisch abbilden soll.

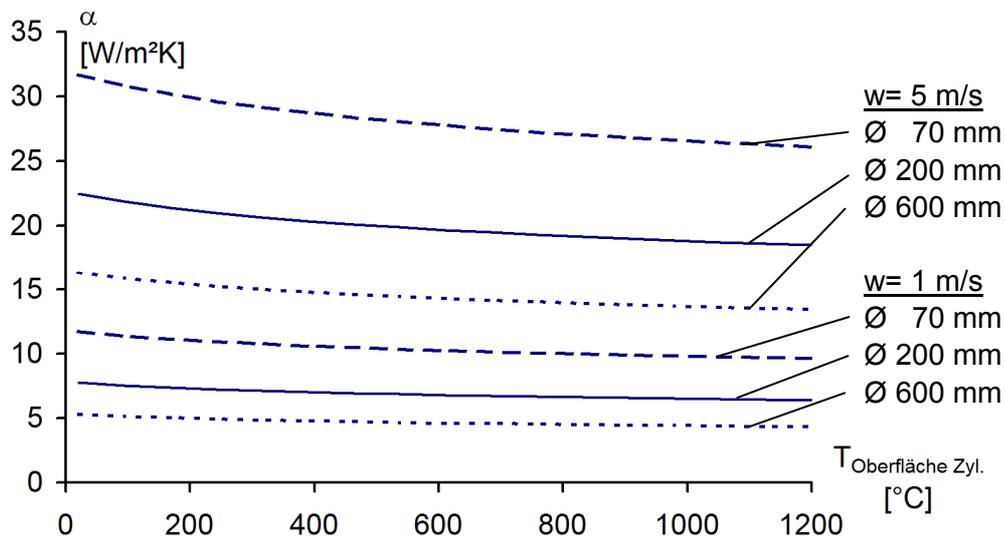
Mit den getroffenen Annahmen werden Randbedingungen angesetzt, die weit auf der sicheren Seite liegen dürften. So sollte Stahl eher geregelt und langsam abkühlen, um die Bildung von Eigenspannungen und eine Krümmung infolge ungleichmäßigen Abkühlens zu vermeiden. Entsprechende Standardisierungen des Produktionsprozesses, auf die Bezug genommen werden könnte, sind nicht bekannt. Die gewählten Randbedingungen sollen gewährleisten, dass

insbesondere die am Rand auftretenden Druckeigenspannungen nicht unterschätzt werden. Für die rechnerische Berücksichtigung der Einflüsse aus Nachbehandlungen oder dem Walzen liegen keine gesicherten Angaben vor. Die Ergebnisse der nachfolgenden Berechnungen werden aufgrund der Annahmen als auf der sicheren Seite liegend erachtet.

		Randbedingung 1 (moderates Abkühlen)	Randbedingung 2 (schnelleres Abkühlen)
(gleichmäßige) Ausgangstemperatur	$T_i$ [°C]	1000	1200
angenommene Umgebungstemperatur	$T_a$ [°C]	20	
konvektiver Wärmeübergangskoeffizient	$\alpha_c$ [W/m <sup>2</sup> K]	(für $w = 1$ m/s)	(für $w = 5$ m/s)
radiativer Wärmeübergangskoeffizient	$\varepsilon_M$	0,8	0,8

**Tab. 12** Randbedingungen für die Abkühlsimulationen

Es werden für jede betrachtete Kerngröße und Materialfestigkeit zwei Eigenspannungsberechnungen mit jeweils den gewählten oberen und unteren Grenzwerten der Parameter für den konvektiven und den radiativen Wärmeübergang durchgeführt. Der zu bestimmende vereinfachte Ansatz wird auf der Grundlage dieser Berechnungen angegeben.



**Abb. 29** Konvektive Wärmeübergangskoeffizienten

## 5.7 FE – Modell

### 5.7.1 Diskretisierung

Die zeitabhängigen Temperaturverteilungen und die sich daraus ergebenden Spannungen werden mit dem FE-Programm Ansys berechnet. Unter Ausnutzung der Symmetrien wird der Rundvollstahl dabei als Kreissegment mit einer Elementreihe idealisiert (Abb. 30). Um die ideal unendliche Länge des Stahlstranges für die statischen Berechnungen (Spannungen aus Temperaturentwicklung bzw. Spannungen aus aufgebrachten Dehnungen) abbilden zu können, ist der Sektor an der Unterseite an allen Knoten zwängungsfrei gelagert. Die (zwängungsfreie) Lagerung der Oberseite wird durch eine ebene Auflagerfläche abgebildet, deren Drehpunkt („Führungsknoten“) als in der Mittelachse des Querschnitts liegend definiert wird. An diesem Knoten werden dann die zu einer Stauchung gehörigen Schnittgrößen abgelesen. Um für ein Rundvollprofil eine Krümmung auswerten zu können, wird ein Halbkreis generiert, der einer Vielzahl dieser Kreisabschnitte entspricht (kleines Bild).

Bei den hier betrachteten, massiven Stahlkörpern sind beim Abkühlen größere Temperaturgradienten in Oberflächennähe als in der Mitte vorhanden. Daher werden am Außenrand kleinere Elemente angeordnet als in der Mitte.

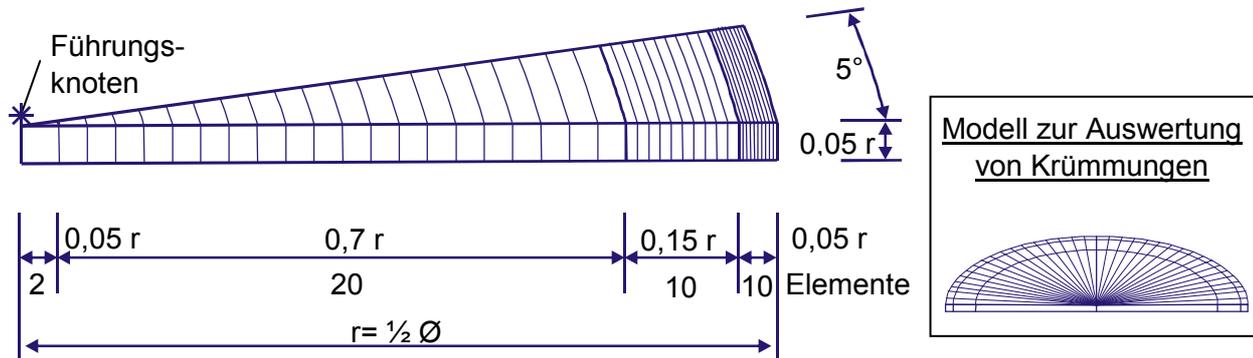


Abb. 30 Systeme zur Bestimmung der Eigenspannungen

### 5.7.2 Berechnung des Temperaturverlaufs

#### 5.7.2.1 Temperaturverläufe

In Abb. 31 sind Temperaturverläufe sowie die daraus resultierenden Temperaturunterschiede angegeben, die sich bei dem Ansatz der Randbedingungen 1 und 2 aus der Berechnung ergeben. Die Berechnung erfolgt dabei bis zu dem Zeitpunkt, an dem die Temperatur an jeder Stelle im Querschnitt unter 100°C gesunken ist. Da sich die anzusetzenden thermischen und mechanischen Eigenschaften von Stahl erst oberhalb von 100 °C verändern, ist der weitere Abkühlungsverlauf von 100 °C auf Raumtemperatur für die Verteilung der Eigenspannungen nicht relevant. Bei der Berechnung der Eigenspannungen wird nach dem Erreichen des Abkühlniveaus von 100 °C die noch verbleibende Abkühlung linear auf den Querschnitt aufgetragen.

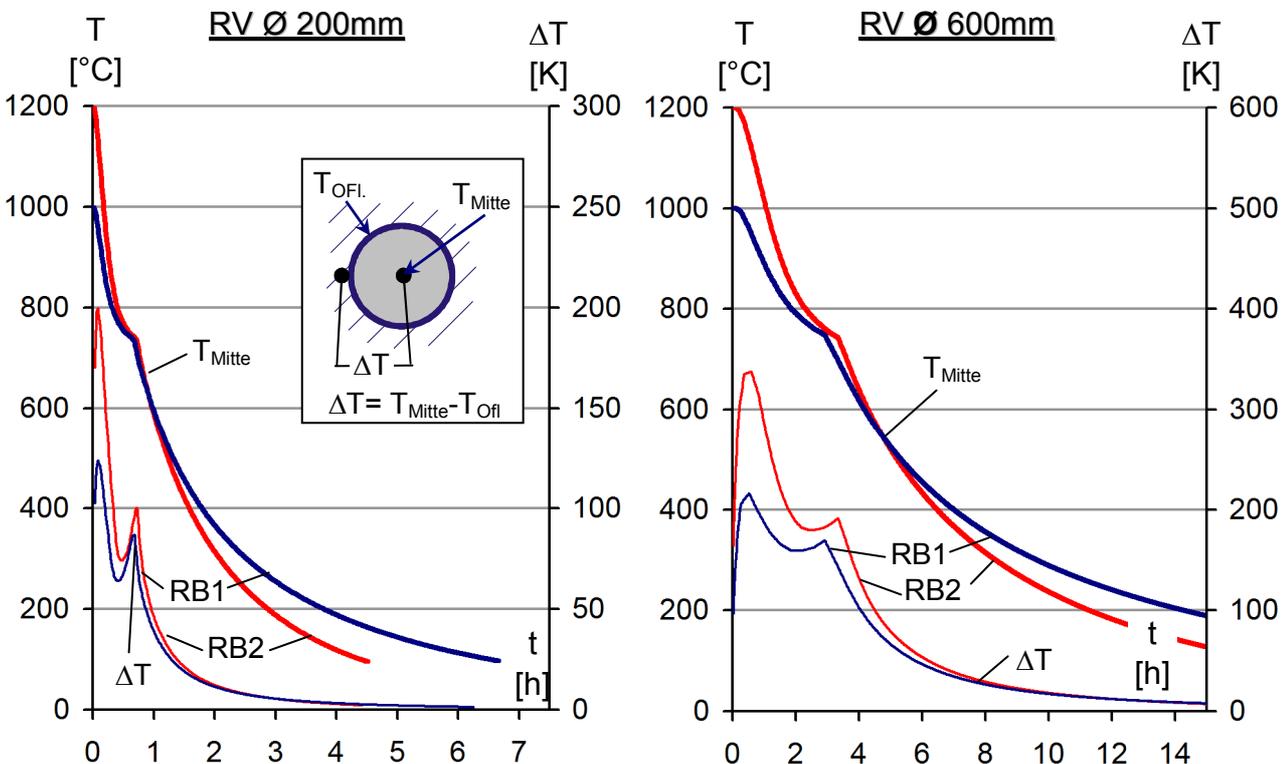
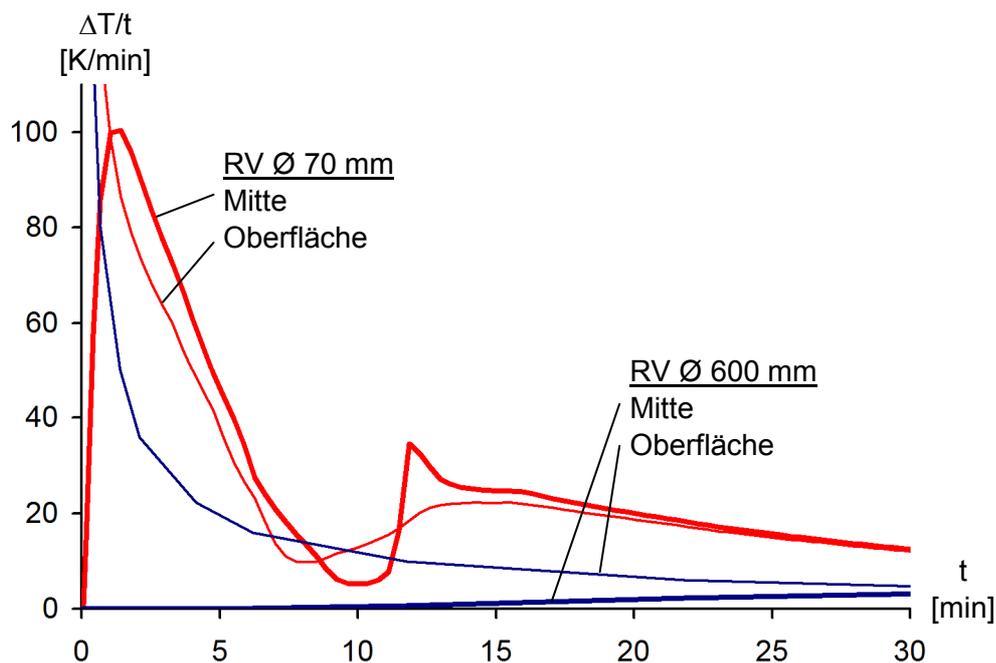


Abb. 31 Temperaturverläufe und Temperaturunterschiede beim Abkühlen von Rundvollprofilen  $\varnothing$  200 mm und  $\varnothing$  600 mm

### 5.7.2.2 Abkühlgeschwindigkeiten

Die in [30] angegebenen mechanischen Eigenschaften des Baustahls sind angegeben für Aufwärmvorgänge, wobei als Obergrenze für die Geschwindigkeit der Temperaturänderung 50 K/min angegeben sind.

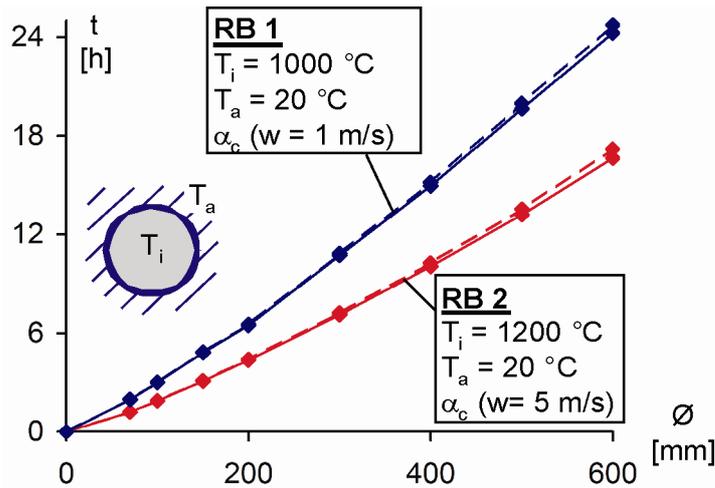
Die zeitlichen Temperaturgradienten in den ersten Minuten des unter der Randbedingung 2 berechneten Abkühlprozesses sind in Abb. 32 ausgewertet. Hohe Abkühlgeschwindigkeiten treten nur zu Beginn der Abkühlung an der Oberfläche der Profile auf; auch aufgrund der getroffenen Annahmen sicherlich ein theoretischer Wert. Wie in den nachfolgenden Kapiteln gezeigt wird, bilden sich ausgehend von den mit Beginn des Abkühlprozesses entstehenden Temperaturgradienten nennenswerte Eigenspannungen erst bei niedrigeren Temperaturen und geringeren zeitlichen Temperaturänderungen. Die Stahlfestigkeit bei hohen Temperaturen ist vernachlässigbar gering.



**Abb. 32** Abkühlgeschwindigkeiten in Profilmitte und an der Oberfläche bei Vollprofilen  $\varnothing$  70 mm und  $\varnothing$  600 mm in Abhängigkeit von der Abkühlzeit  $t$ , ausgewertet für RB 2

### 5.7.2.3 Abkühldauer

Die Simulation des Abkühlvorganges erfolgt bis zu dem Zeitpunkt, ab dem an jeder Stelle im Querschnitt kein temperaturbedingter Unterschied einer Materialeigenschaft, verglichen mit Raumtemperatur, vorhanden ist. Diese Bedingung ist erfüllt, wenn die Materialtemperatur an keiner Stelle höher als 100 °C ist. Abb. 33 gibt die berechneten Zeiten bis zum Abkühlen auf 100 °C in der Querschnittsmitte und an der Oberfläche an.



**Abb. 33** Abkühldauer von RV-Profilen unter den Randbedingungen RB1 und RB2 in der Profilmitte und an der Oberfläche

### 5.7.3 Berechnung der Eigenspannungsverteilung

Mit den Berechnungen wird der Zuwachs an Eigenspannungen während des Abkühlens ermittelt. Die Eigenspannungen entstehen durch Verzerrungen infolge sich ändernder gegenseitiger Dehnungen und Festigkeiten. Durch das Abkühlen und Aushärten an der Oberfläche bilden sich beim anschließenden Abkühlen und den damit verbundenen Schrumpfungen Zugspannungen im Querschnittsinneren, die mit Druckbeanspruchungen in den äußeren zuvor abgekühlten Bereichen des Rundvollprofils im Gleichgewicht stehen.

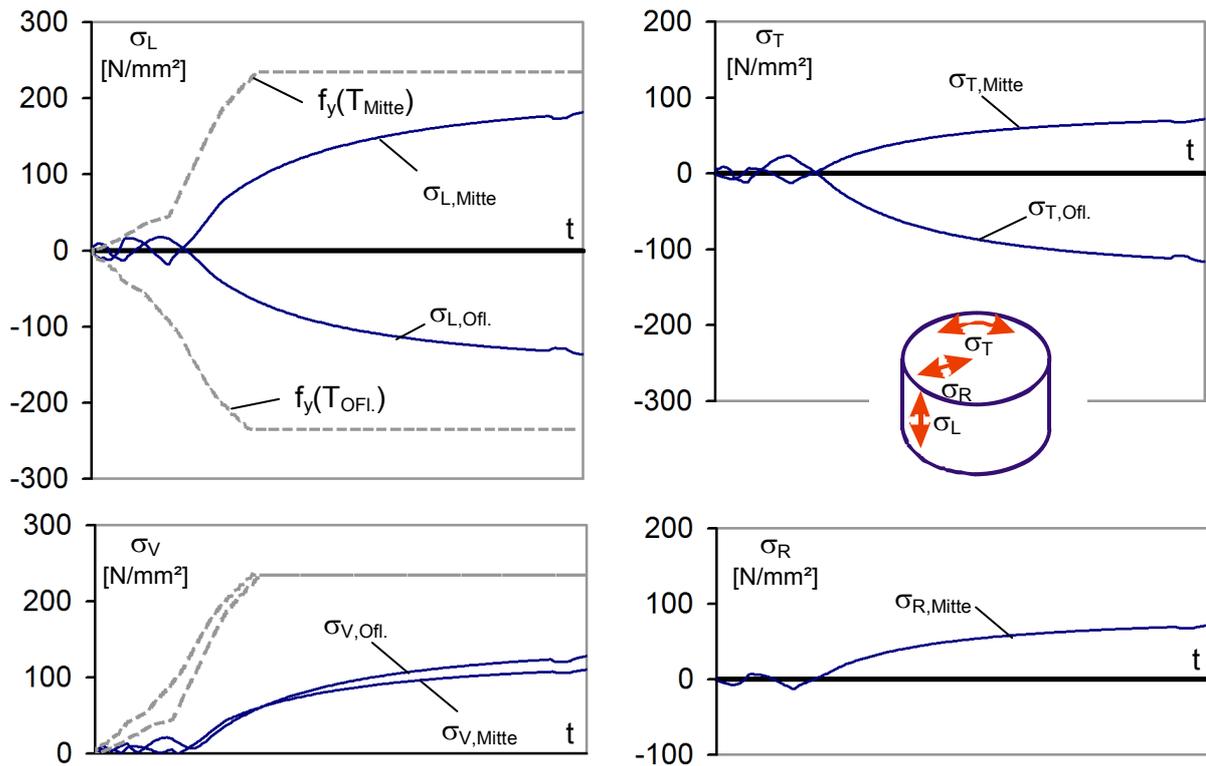
Grundlage der Spannungsberechnungen sind die Zeitschritte und Temperaturabstufungen der vorausgegangenen Abkühlungsberechnungen. Nachfolgende Abbildungen zeigen typische Spannungsentwicklungen für Rundvollprofile.

Die Eigenspannungsverteilungen werden für Rundvollprofile mit verschiedenen Durchmessern berechnet und für unterschiedliche Streckgrenzen in den in Kapitel 5.7.2.3 beschriebenen Grenzen ausgewertet. Eine Übersicht zeigt Tab. 13. Die auszugsweise dargestellten Auswertungen in Diagrammform für die verschiedenen Durchmesser verdeutlichen die Abhängigkeit der auftretenden Eigenspannungen von der Stahlgüte. In Kap. 5.9 wird mit Hilfe dieser Ergebnisse eine Regel für das Aufbringen von Eigenspannungen auf ein räumliches System aufgestellt.

Durchmesser [mm]	70, 200, 400, 600
Kaltstreckgrenzen [N/mm <sup>2</sup> ]	235, 355, 460
Randbedingungen für die Wärmeabgabe an der Oberfläche	RB1, RB2 (nach Kap. 5.6)

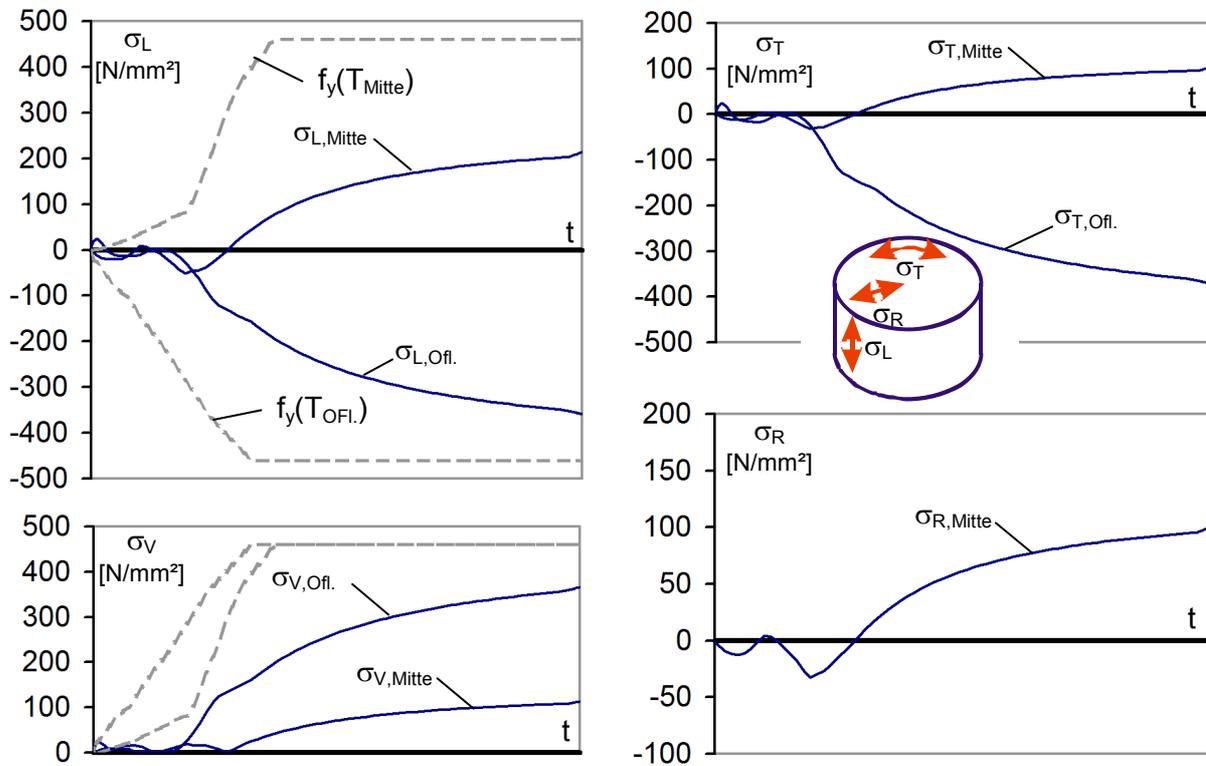
**Tab. 13** Variierte Eingangsgrößen bei der Berechnung der Eigenspannungsverteilungen

Rundvollprofil  $\varnothing 200\text{mm}$ , S235: Spannungsentwicklung beim Abkühlen unter RB2

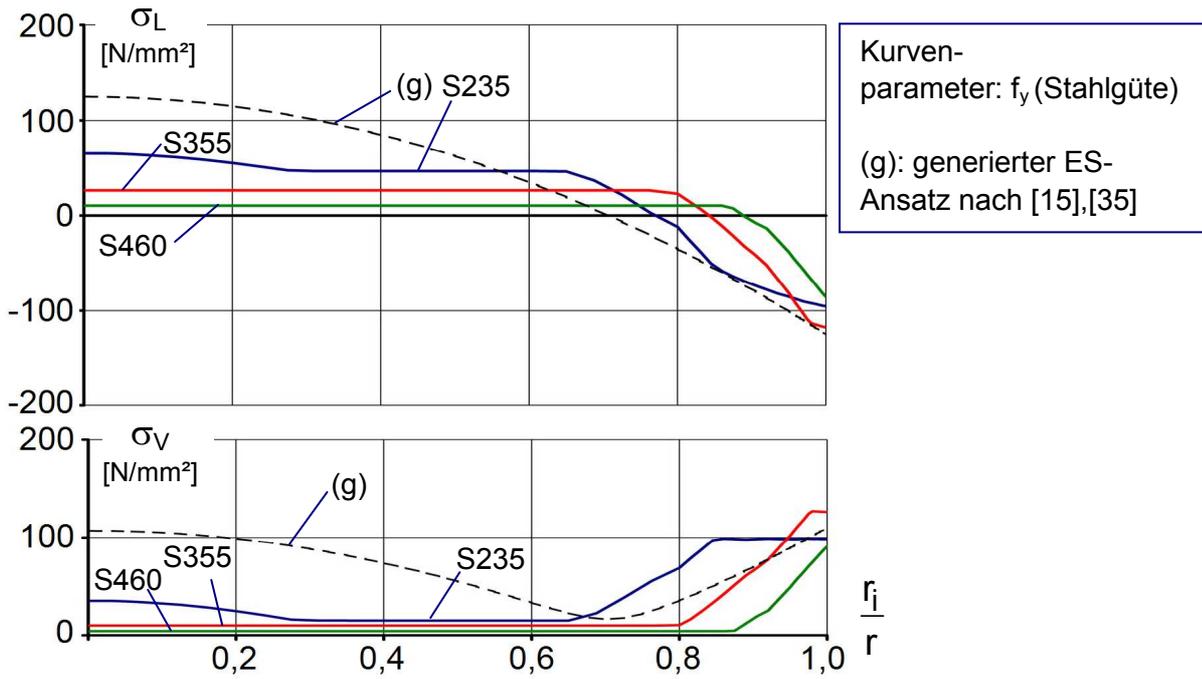


**Abb. 34** Eigenspannungsentwicklung während des Abkühlens

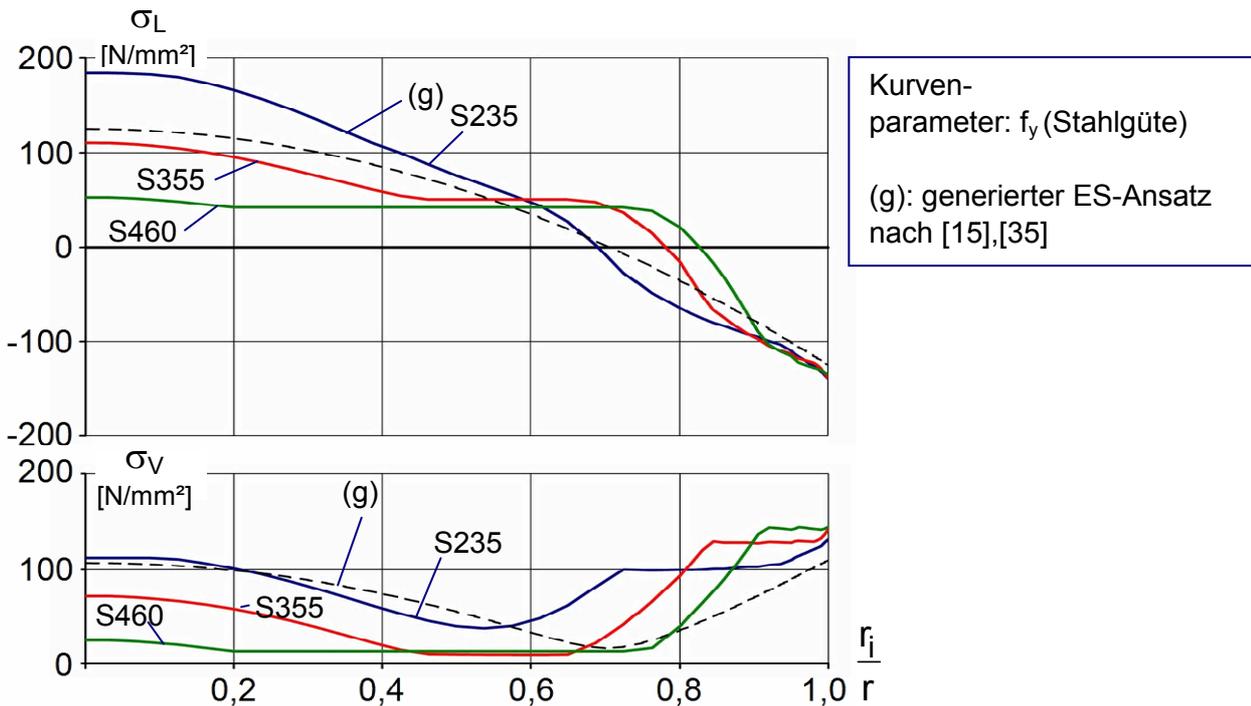
Rundvollprofil  $\varnothing 600\text{mm}$ , S460: Spannungsentwicklung beim Abkühlen unter RB2



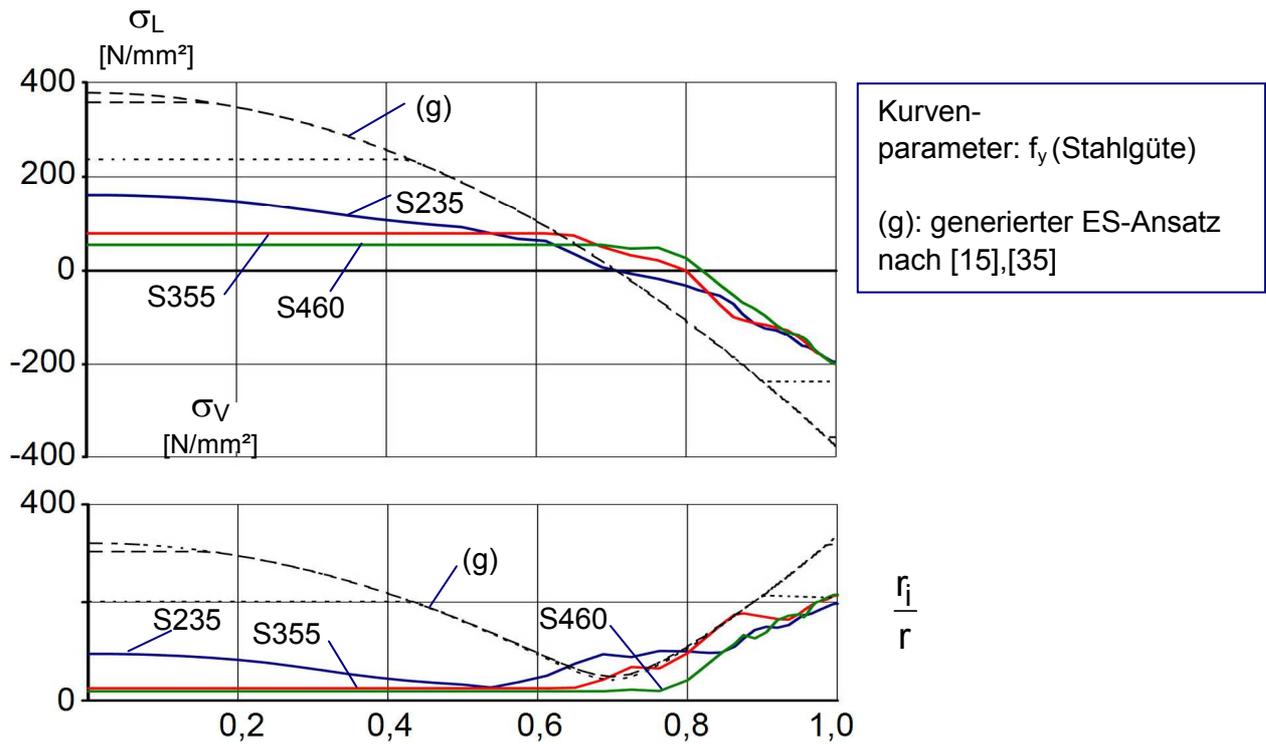
**Abb. 35** Eigenspannungsentwicklung während des Abkühlens



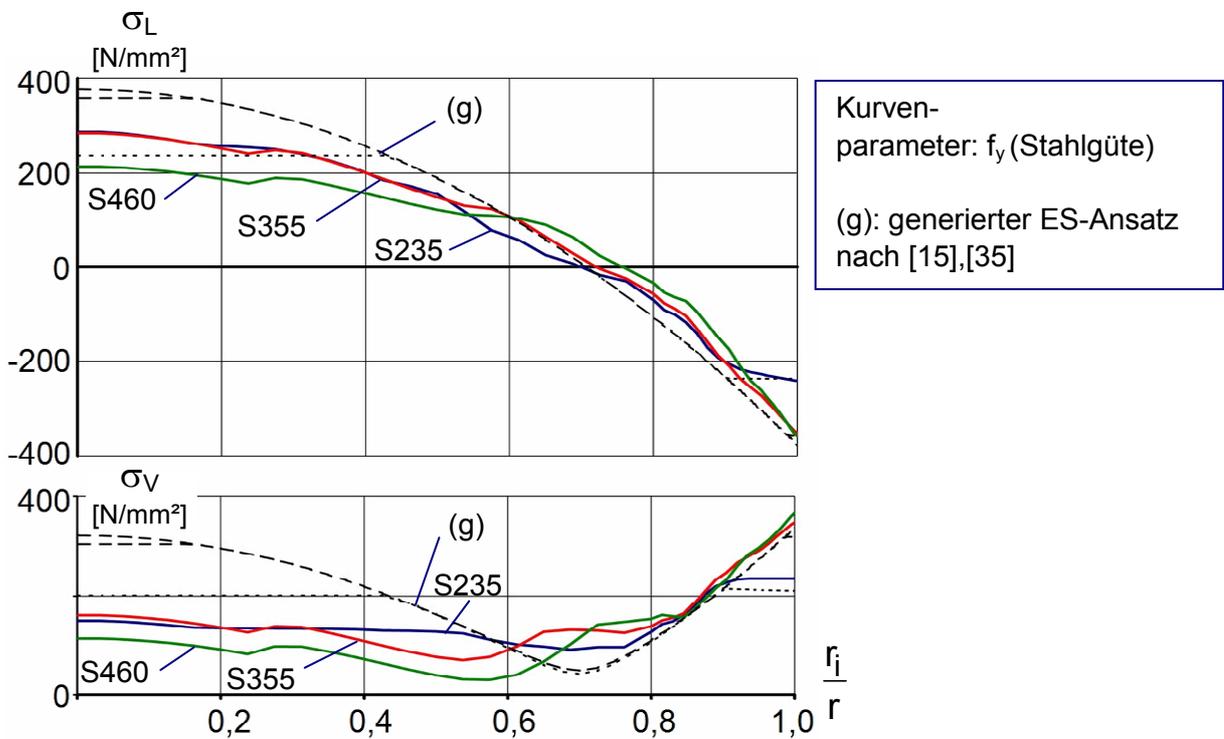
**Abb. 36** RV 200: Längs- und Vergleichseigenstressungen bei Ansatz von RB1 für verschiedene Stahlgüten



**Abb. 37** RV 200: Längs- und Vergleichseigenstressungen bei Ansatz von RB2 für verschiedene Stahlgüten



**Abb. 38** RV 600: Längs- und Vergleichseigenspannungen bei Ansatz von RB1 für verschiedene Stahlgüten



**Abb. 39** RV 600: Längs- und Vergleichseigenspannungen bei Ansatz von RB2 für verschiedene Stahlgüten

### 5.7.4 Zusammenfassung

Mit den durchgeführten Berechnungen konnte ein Überblick in die Eigenspannungsentwicklung und Verteilung gewonnen werden. Die grenzwertig angesetzten Randbedingungen dienten dazu, eine Obergrenze für die zu erwartenden Eigenspannungen zu bestimmen. Es zeigte sich, dass eine höhere Materialfestigkeit zu geringeren Eigenspannungen führt, wobei der für den oberflächennahen Bereich berechnete Wert relativ unbeeinflusst bleibt. Bei moderater Abkühlgeschwindigkeit und größeren Durchmessern bildet sich in Querschnittsmitte ein Bereich niedriger und relativ konstanter Zugeigenspannungen aus, der mit verhältnismäßig hohen Druckeigenspannungen am Querschnittsrand im Gleichgewicht steht. Ein schnelles Abkühlen bedingt dagegen eher einen Eigenspannungszustand mit einem sich einer quadratischen Parabel annähernden Spannungsverlauf. Verglichen mit dem z. Z. üblichen Ansatz [15] wird in Querschnittsmitte ein geringeres und am Querschnittsrand ein höheres Vergleichsspannungsniveau erreicht.

Die Spannungen in Querschnittslängsrichtung können dabei Werte oberhalb der Streckgrenze annehmen. Für einen entsprechenden Ansatz der Eigenspannungen in zweidimensionalen Systemen kann dann anhand der auftretenden Vergleichsspannung festgestellt werden, ob eine weitere Aufnahme von Lasten in Querschnittslängsrichtung möglich ist.

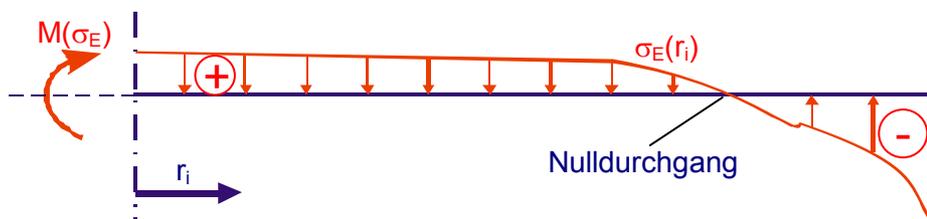
Der Ausgangswert des bisher verwendeten Ansatzes nach [15] für die oberflächennahen Längseigenspannungen von  $125 \text{ N/mm}^2$  bei einem Rundvollprofil  $\varnothing 200 \text{ mm}$  stimmt gut mit den Rechenergebnissen überein. Die davon ausgehend aus Gleichgewichtsbetrachtungen gefolgerte Eigenspannungsverteilung stellt sich bei schnellem Abkühlen ein.

Im Rahmen des Forschungsprojektes [21] wurden von Rundvollprofilen  $\varnothing 70 \text{ mm}$  und  $\varnothing 200 \text{ mm}$  Zugproben genommen und geprüft. Dabei wurde festgestellt, dass bei dem Profil mit  $\varnothing 200 \text{ mm}$  die Zugproben aus dem Randbereich des Profils keine ausgeprägte Streckgrenze aufwiesen. Bei dem Profil  $\varnothing 70 \text{ mm}$  wurde dies an allen gefertigten Zugproben beobachtet, was auf eine Nachbearbeitung hindeutet. Die auftretenden Eigenspannungen insbesondere bei kleinen Querschnitten sind somit nicht ausschließlich auf das Abkühlen zurückzuführen.

### 5.8 Vereinfachte Ansatzfunktion für die berechneten Eigenspannungen

Für eine Ersatzfunktion zum Ansatz der Eigenspannungen auf ein Rundvollprofil ist folgendes zu berücksichtigen:

- Die Eigenspannungen müssen eine rotationssymmetrische Verteilung aufweisen.
- Die an den Spannungsverlauf angelegte Tangente im Mittelpunkt des Querschnitts sollte horizontal verlaufen.
- Das Gleichgewicht der inneren Kräfte muss erfüllt sein.



**Abb. 40** Berechnung eines fiktiven Momentes unter Berücksichtigung der Einflussflächen der Spannungen zur Bewertung der Spannungsverteilung

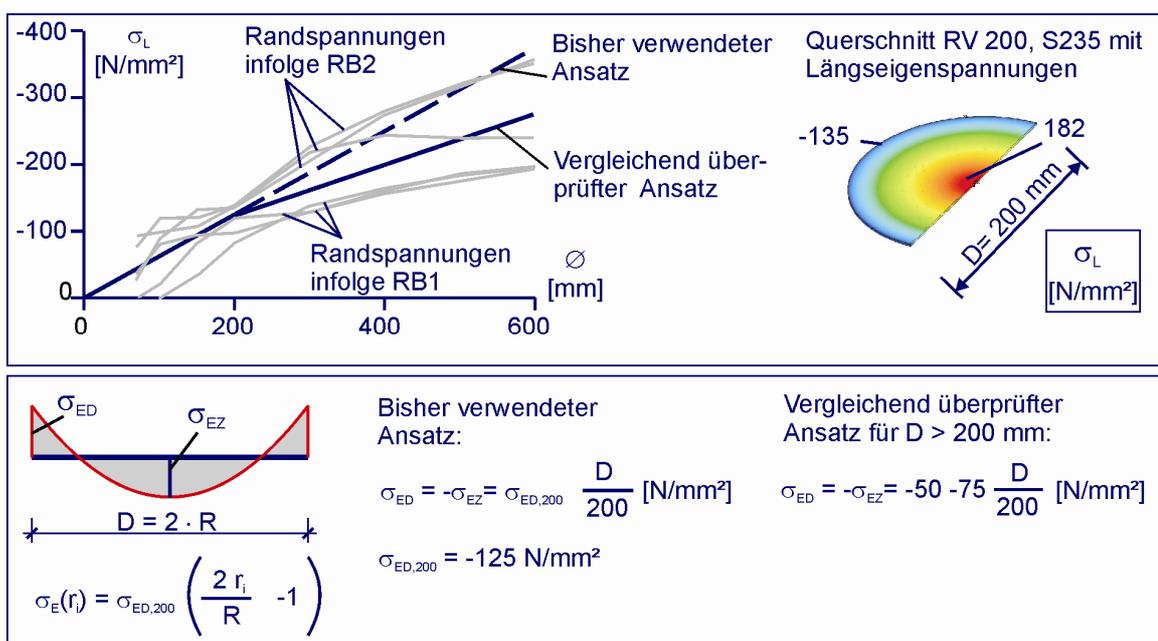
Um die Spannungsverteilung zu bewerten, wurden für die berechneten Eigenspannungsverteilungen zunächst die Rand- und Mittelpunktseigenspannungen sowie die Stelle des Spannungsnulldurchganges bestimmt. Ein den berechneten Eigenspannungen gleichwertiger Ansatz sollte da-

durch bestimmt werden, dass das Biegemoment aus den angesetzten Spannungen eines halben Querschnitts gleich dem Biegemoment der berechneten Spannungen ist (Abb. 40).

Die gestellten Bedingungen können bei der Betrachtung der Längseigenspannungen gut durch ein Polynom 4. Grades berücksichtigt werden. Bei der Verwendung des Spannungsnulldurchgangs aus der FE-Berechnung ergeben sich jedoch teilweise Spannungsverläufe, die zwar mathematisch richtig jedoch physikalisch nicht mehr plausibel sind. Des Weiteren werden durch die idealisierte Berechnung der Eigenspannungen nicht die Einflüsse aus der „Kaltbearbeitung“ berücksichtigt, sodass ein zu detaillierter Ansatz eine Genauigkeit suggeriert, die durch die Berechnung nicht ausreichend abgesichert werden kann. Eine Ansatzfunktion sollte daher folgenden Ansprüchen genügen:

- Es muss eine Abhängigkeit vom Durchmesser bestehen.
- Der Einfluss der Materialgüte muss erfasst werden können.
- Es muss ein Mindestwert definiert werden, um die Tragfähigkeit von kleinen Profilen, bei denen der Einfluss des Walzens bezogen auf die Bauteildicke am größten ist, nicht zu unterschätzen.
- Die Eigenspannungen sollten als Längseigenspannungen bzw. Dehnungen aufgebracht werden können (idealisiert als Temperaturlastfall)

Bei einem zweidimensionalen System werden Eigenspannungen als Längsspannungen aufgetragen. Hingegen ist bei einem räumlichen System die aufnehmbare Spannung durch die auftretende Vergleichsspannung begrenzt. Der Einfachheit halber und aufgrund der erreichbaren Genauigkeit wird ein von der Dimension des Modells unabhängiger Ansatz gewählt. Ein Einstellprofil einer Stütze wird durch Druck und Biegung belastet, wobei der Querschnitt im Regelfall überdrückt ist. Die Traglastabminderung ergibt sich durch eine verringerte Druckspannungsaufnahme am Querschnittsrand. Daher ist eine zutreffende Abbildung der Druckeigenspannungen wichtiger als die Abbildung der zugehörigen Zugspannung. Abb. 41 zeigt die rechnerischen Randspannungen in Abhängigkeit vom Durchmesser. Es ist zu erkennen, dass der bisher verwendete Randspannungsansatz mit den berechneten Randeigenspannungen bei kleinen Durchmessern in guter Übereinstimmung steht. Für größere Durchmesser wird ein Ansatz mit einem abgeminderten Randwert vergleichend berechnet.



**Abb. 41** Randeigenspannungen in Abhängigkeit von der Stahlgüte und vom Durchmesser

## 5.9 Ansatz der berechneten Eigenspannungen auf ein räumliches System

Der direkte Ansatz der Temperaturen, welche die zu den Eigenspannungen gehörigen Längsdehnungen hervorrufen, ist nicht zutreffend. Vielmehr muss berücksichtigt werden, dass das Aufbringen von Temperaturen Dehnungen hervorruft, die sich dann einem räumlichen Gleichgewicht anpassen. Die Größe der Längseigenspannung ist abhängig vom Abstand eines Knotens zum Mittelpunkt. Für einen Knoten an der Stelle  $r_i$  berechnet sich die aufzubringende Temperatur nach Gl. (5-11). Dabei ist die Temperaturdehnung in der Querschnittsebene zu Null zu setzen.

$$T(r_i) = \frac{\sigma_L(r_i)}{E \alpha_{T,L} (1 + \mu^2)} \quad (5-11)$$

## 5.10 Querschnittsverhalten

Die Berechnung der Temperaturgradienten erforderte eine sehr feine Elemententeilung im Modell. Dabei wurde ein dreidimensionales Modell verwendet, um den räumlichen Spannungszustand abbilden zu können.

Die Verwendung eines dreidimensionalen Ansatzes ist jedoch in vielen Fällen nicht zweckmäßig. Des Weiteren ist eine Vereinfachung nötig, um die idealisierte Eigenspannungsverteilung auch mit wenigen Elementen in Dickenrichtung abbilden zu können. Um einen in der praktischen Anwendung nutzbaren Ansatz anzugeben, wird auf die bisher schon verwendete quadratische Längseigenspannungsverteilung über den Querschnitt zurückgegriffen. Dieser Ansatz soll gleichermaßen bei der zweidimensionalen Abbildung einer Stütze, bei der nur Spannungen in Längsrichtung berücksichtigt werden, wie auch bei räumlicher Modellierung verwendet werden können.

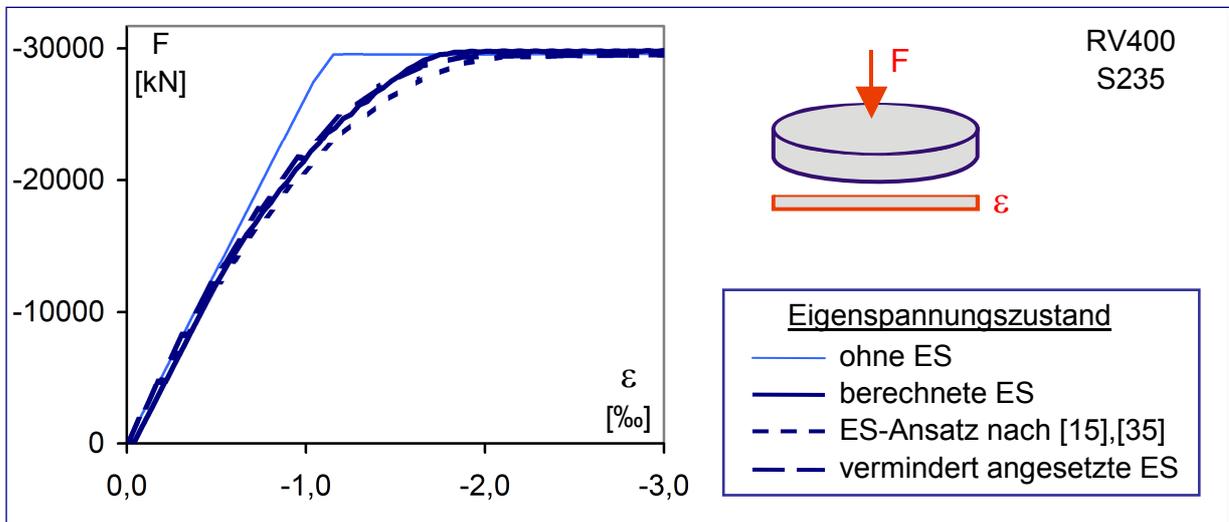
Ausschlaggebend für den traglastmindernden Einfluss sind die Druckeigenspannungen am Querschnittsrand. Dabei ist eine in etwa lineare Abhängigkeit der auftretenden Randlängseigenspannung vom Durchmesser festzustellen, die in dem vereinfachten Ansatz berücksichtigt werden kann. Durch die verwendete quadratische Verteilung der Spannungen ist eine weitere Anpassung an den Spannungsverlauf nicht möglich, so dass vergleichende Berechnungen notwendig sind, um den auf die Randeigenspannungen bezogenen Ansatz mit den rechnerisch ermittelten Eigenspannungen vergleichen zu können.

Der direkte Vergleich mit den ermittelten Eigenspannungen ist aufgrund der sehr großen Anzahl benötigter Elemente im FE-Modell nicht durchführbar. Daher erfolgt der Vergleich an einem kleinen Modell geführt. Dazu werden die bei einer aufgebrachten Stauchung bzw. Krümmung entstehenden Kräfte bzw. Momente ausgewertet. Für die Auswertung von gleichmäßigen Stauchungen wird dabei das in Abb. 30 abgebildete System verwendet. Die durch die durchgeführte Simulation gerechtfertigte Abminderung der Eigenspannungen wird erst bei Querschnitten mit einem Durchmesser größer als 200 mm maßgebend. Daher wird ein Traglastvergleich an einem RV-Profil Ø 400 mm durchgeführt.

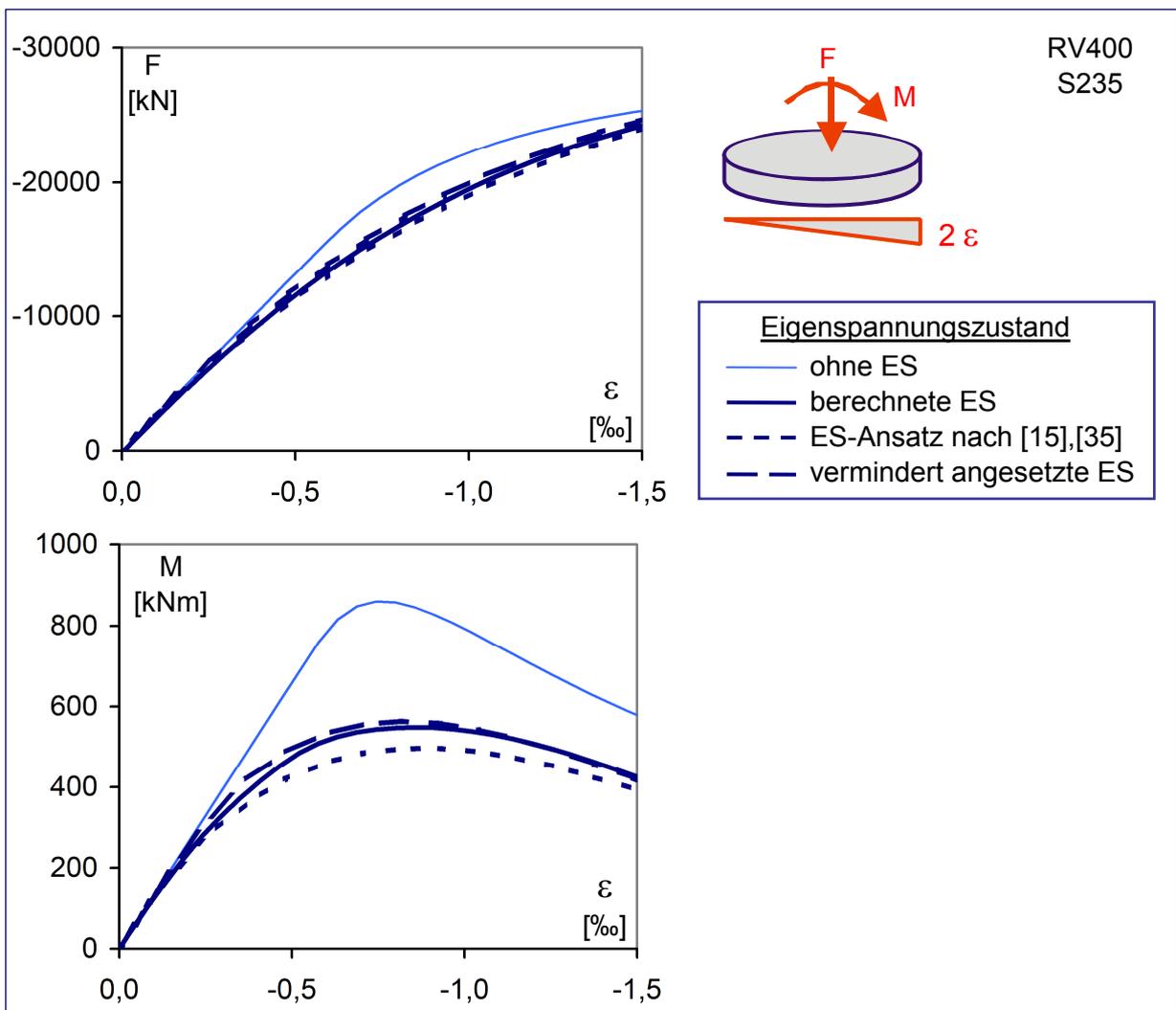
In den nachfolgenden Abbildungen sind die zu einer wachsenden Stauchung gemäß den Darstellungen die sich ergebenden Normalkräfte und Biegemomente aufgetragen. Neben der Auswertung zentrischer Stauchungen wurde in einer weiteren Berechnung für Stauchungen eine Relation der Randdehnungen festgelegt, wie diese sich aus den im Traglastzustand bei dem Versuch MK6 bei maximaler Last gemessenen Dehnungen ergibt (Stütze mit Kernprofil, nahezu zentrisch belastet). Zur Berücksichtigung von mit großen Ausmitten belasteten Stützen wurde der grenzwertige Fall der reinen Biegung untersucht.

Für die Bewertung des traglastmindernden Einflusses bei stabilitätsgefährdeten Bauteilen ist es ausschlaggebend, bei welchen Stauchungen bzw. Krümmungen Traglastminderungen auftreten.

Daher wurde im Folgenden auf die übliche Zuordnung auftretender Biegemomente zu ihren Normalkräften abgesehen. Statt dessen wurden die inneren Schnittgrößen den zugehörigen Stauchungen zugeordnet.



**Abb. 42** Normalkraftentwicklung bei gleichmäßiger Stauchung



**Abb. 43** Normalkraft- und Momentenentwicklung bei ungleichmäßiger Stauchung

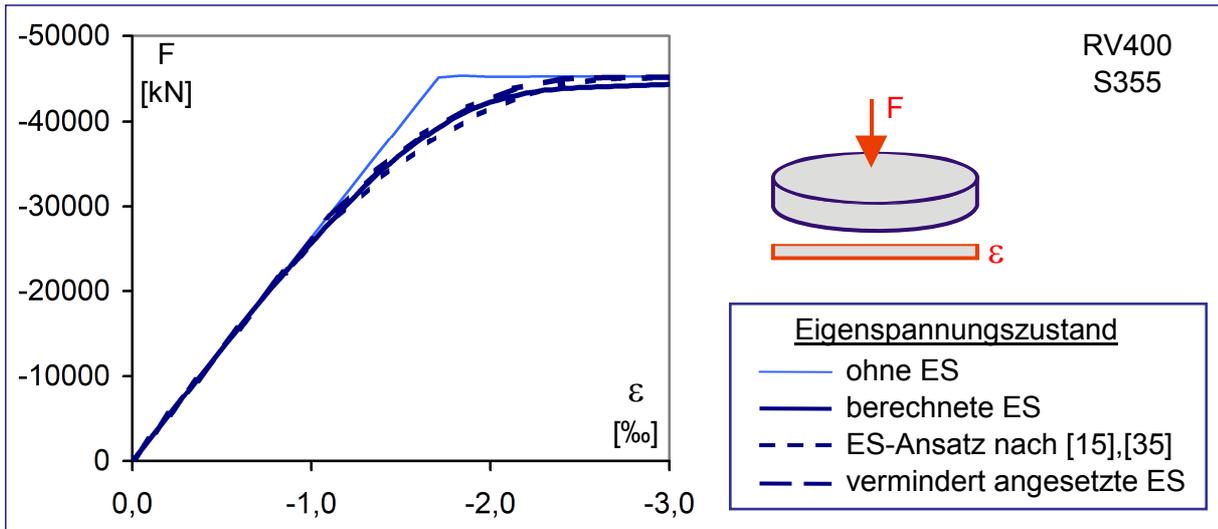


Abb. 44 Normalkraftentwicklung bei gleichmäßiger Stauchung

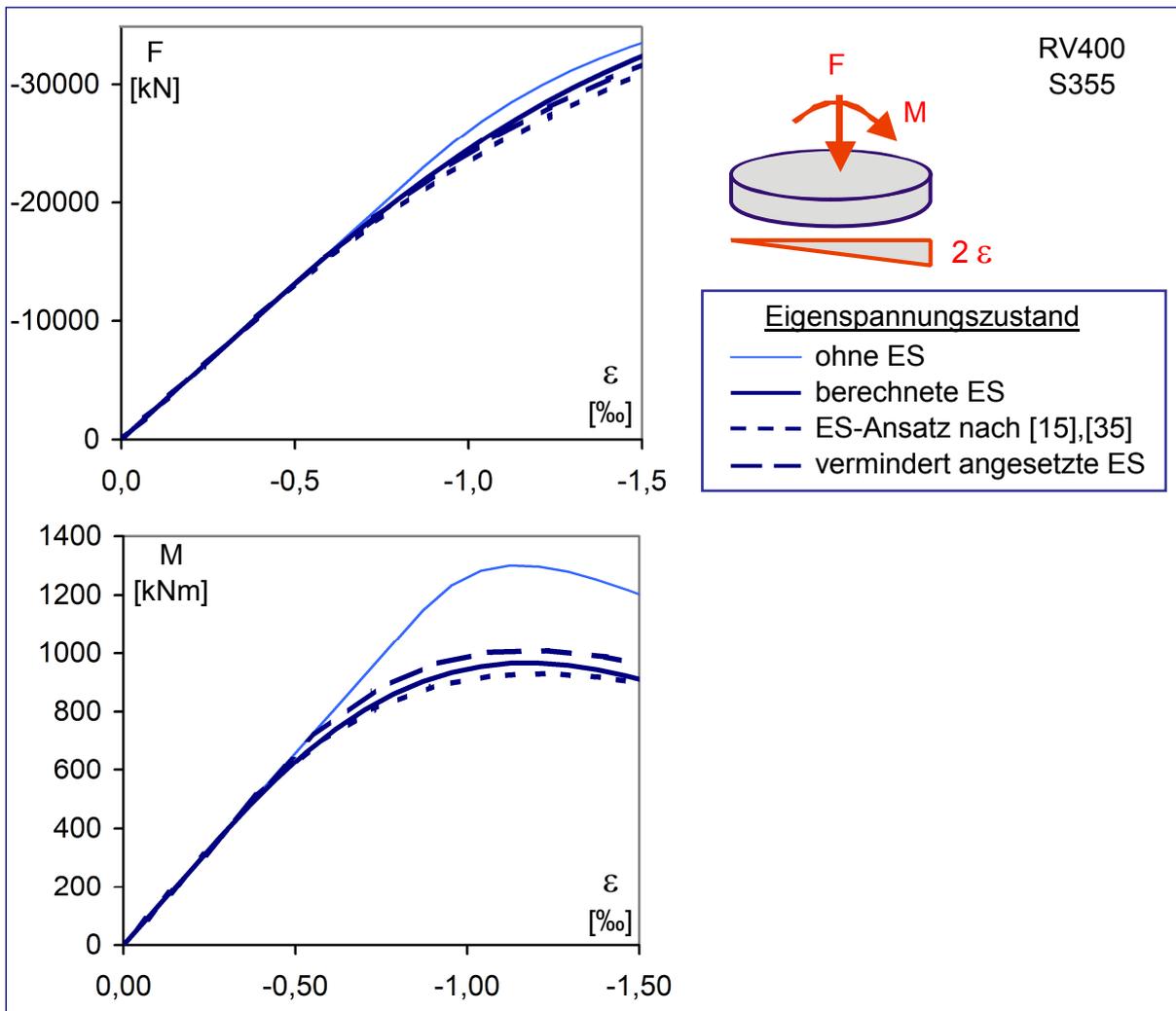
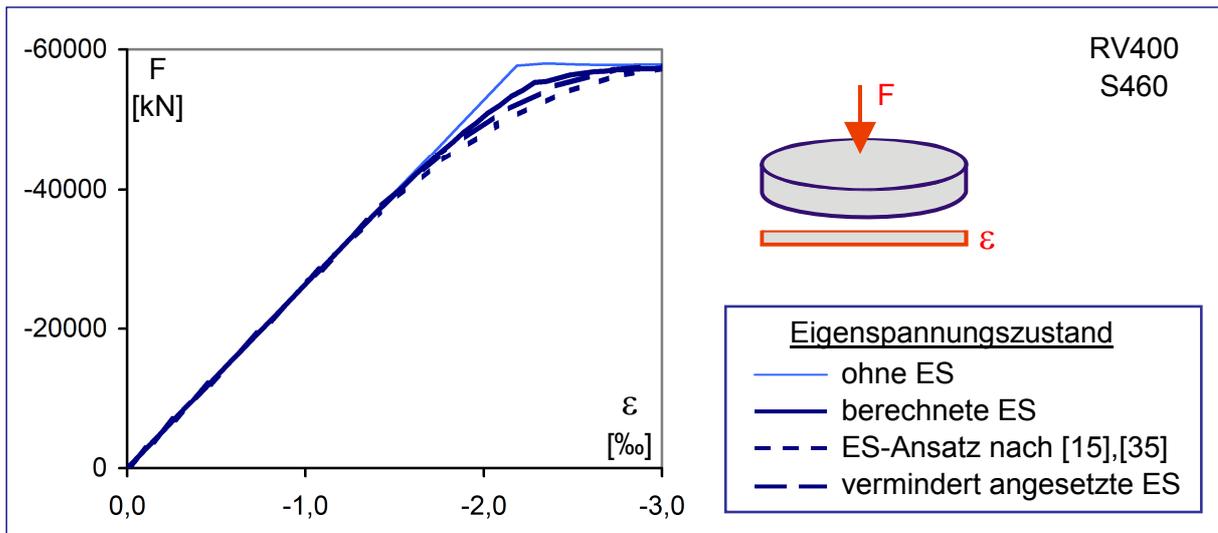
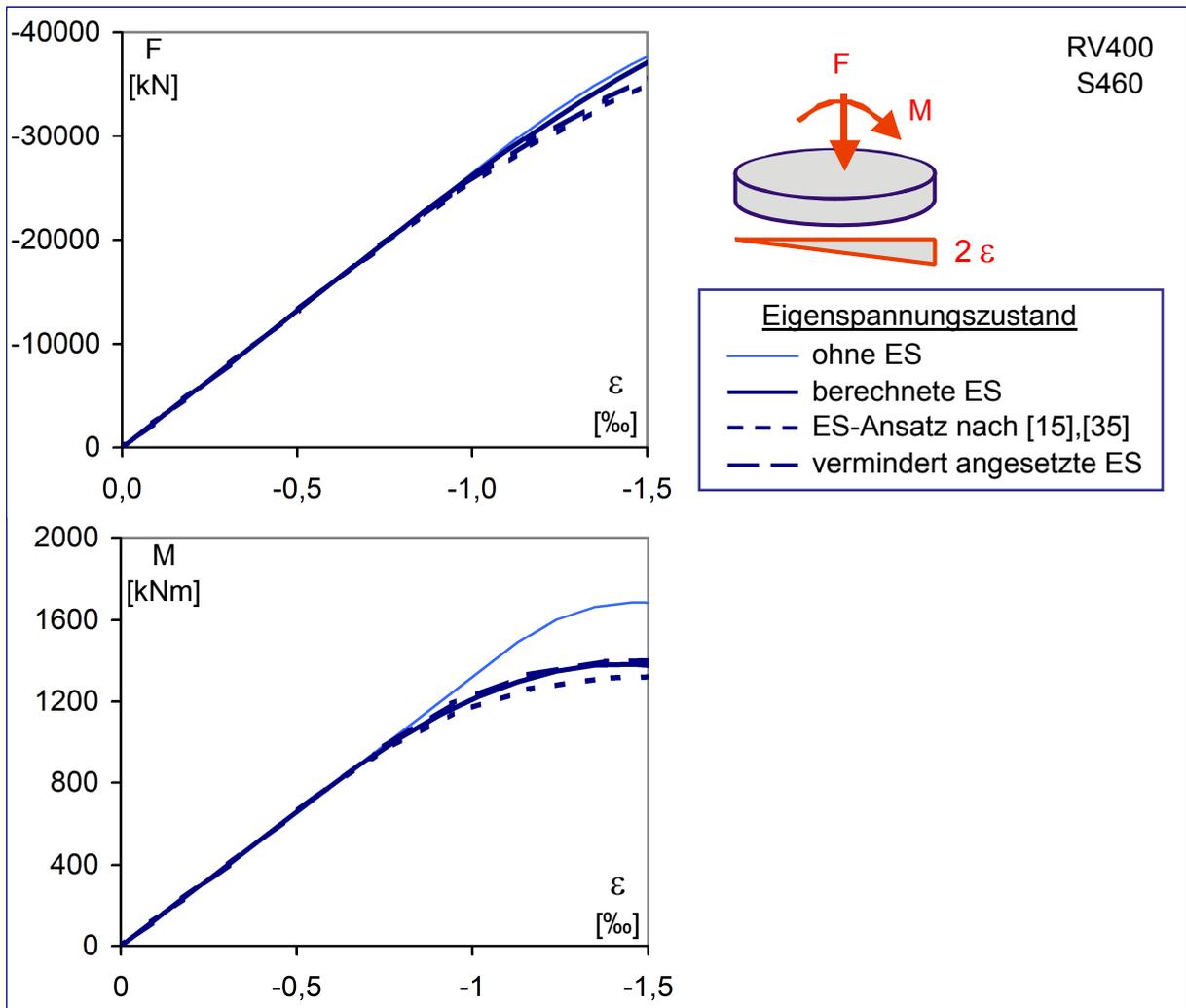


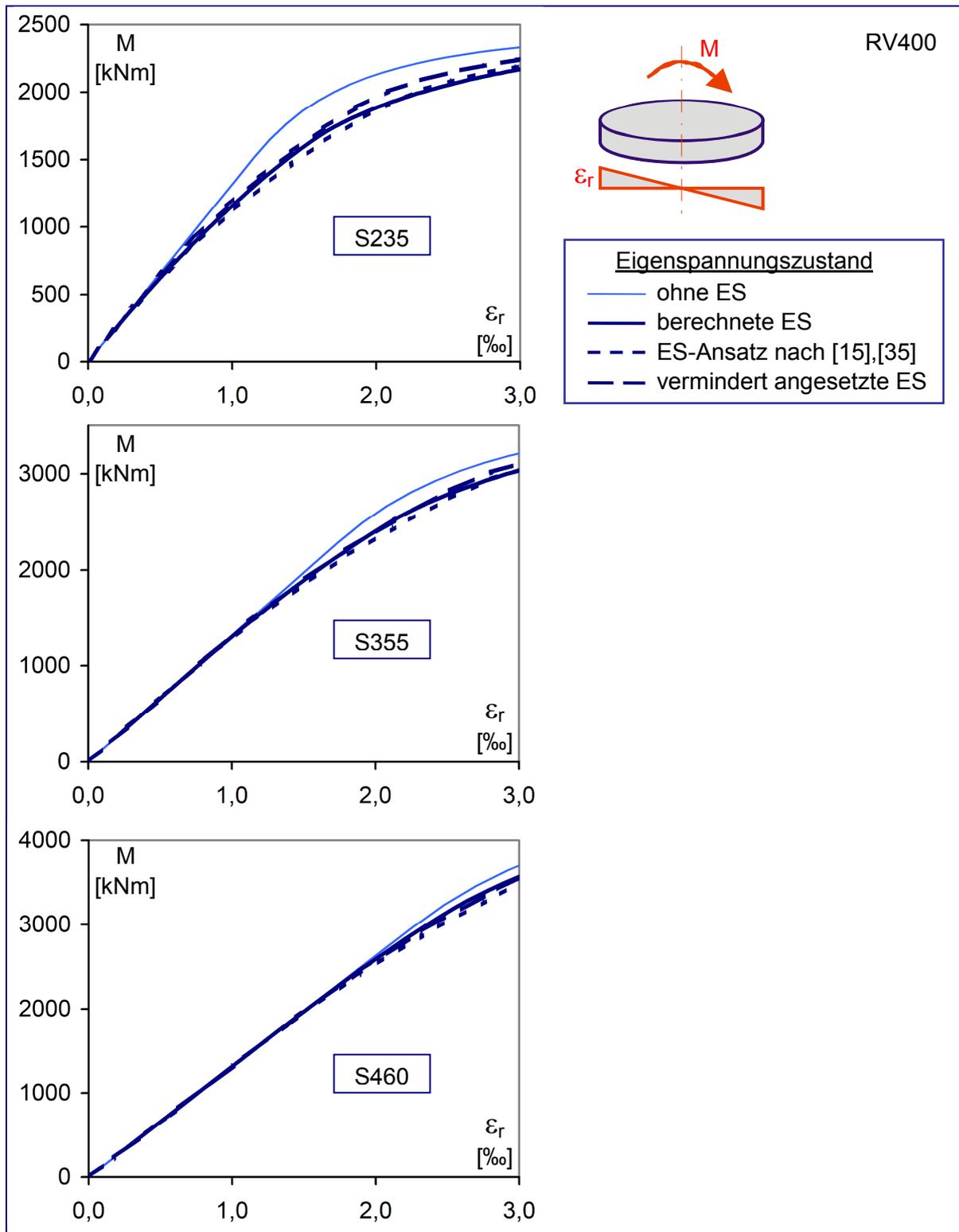
Abb. 45 Normalkraft- und Momentenentwicklung bei ungleichmäßiger Stauchung



**Abb. 46** Normalkraftentwicklung bei gleichmäßiger Stauchung



**Abb. 47** Normalkraft- und Momentenentwicklung bei ungleichmäßiger Stauchung

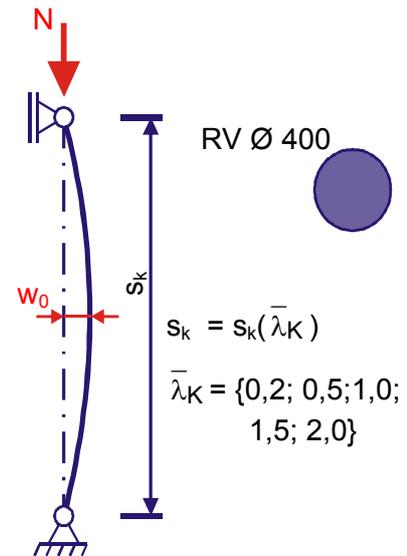


**Abb. 48** Momentenentwicklung bei reiner Biegung

### 5.11 Systemberechnungen

Nachfolgend werden für unterschiedliche Knicklängen die Traglasten von Vollkernstützen ermittelt, wobei unterschiedliche Annahmen für Eigenspannungszustände für Stahlstützen untersucht werden (Tab. 14). Durch die unterschiedlichen Knicklängen treten bei diesen zentrisch beanspruchten Stäben bereits verschiedene Kombinationen von Normalkraft und Moment in Stützenmitte auf, so dass von weiteren Berechnungen mit Randexzentrizitäten abgesehen wird. Die Berechnungen bestätigen die in DIN 18800-1 und Eurocode 3-1-1 angegebene Einstufung von Vollkernprofilen in die Knickspannungslinie c.

$\bar{\lambda}_k$	a)	b)	c)	d)
<b>S235</b>				
0,2	1,00	1,00	0,98	0,98
0,5	0,96	0,84	0,79	0,82
1,0	0,68	0,54	0,47	0,51
1,5	0,38	0,31	0,28	0,31
2,0	0,22	0,20	0,18	0,19
<b>S355</b>				
0,2	1,00	1,00	0,98	0,98
0,5	0,97	0,84	0,84	0,86
1,0	0,72	0,54	0,55	0,59
1,5	0,39	0,31	0,33	0,35
2,0	0,23	0,20	0,21	0,21
<b>S460</b>				
0,2	1,00	1,00	0,98	0,98
0,5	0,97	0,84	0,84	0,86
1,0	0,72	0,54	0,55	0,59
1,5	0,39	0,31	0,33	0,35
2,0	0,23	0,20	0,21	0,21



- a) ohne Eigenspannungen (ES)  
 b) nach Knickspannungslinie c  
 c) mit ES nach dem etablierten Ansatz nach [35]  
 d) mit abgeminderten ES

Tab. 14 Traglastberechnung für ein Rundvollprofil

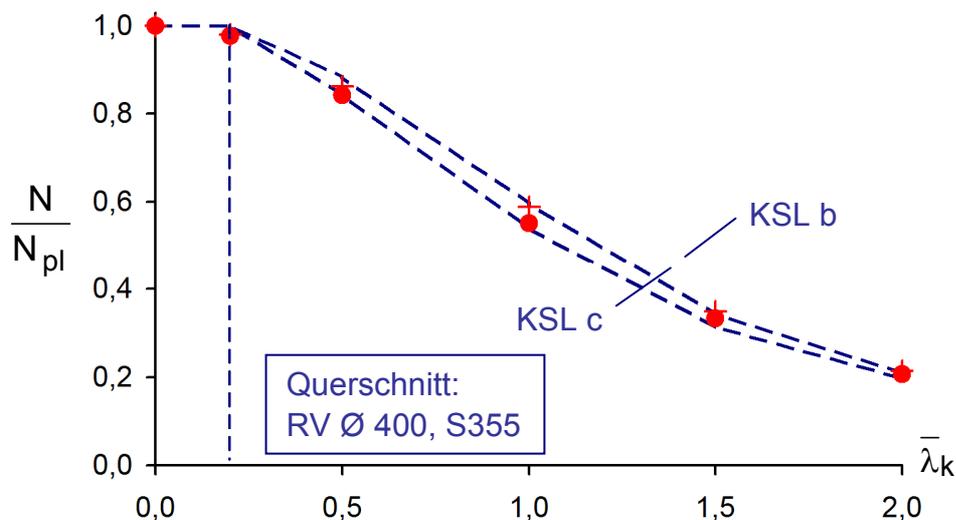


Abb. 49 Vergleich der Berechnungsergebnisse (Tab. 14) mit den Knickspannungslinien b und c

Den Berechnungen liegt eine geometrische Imperfektion (quadratische Vorkrümmung) mit einem Stich von  $w_0 = L/1000$  zugrunde. In Abb. 49 werden die Berechnungsergebnisse mit der Einstufung in die Knickspannungskurven b und c nach DIN 18800-2 [36] verglichen.

## 5.12 Zusammenfassung

Es wurden für verschiedene Durchmesser und Materialgüten und unter Ansatz von rechnerischen Grenzbedingungen die Eigenspannungen für Rundvollprofile berechnet. Die berechneten Eigenspannungen lassen sich für die in Kap. 5.8 genannten Bedingungen gut mit einem Polynom 4. Grades abbilden. Vereinfachungen, die erforderlich sind, um nicht eine zu hohe Genauigkeit zu suggerieren, führen zu dem bisher schon verwendeten, quadratischen Ansatz.

Der Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den bisherigen Berechnungsansätzen [35] zeigt, dass der bisher verwendete Ansatz für die Verteilung der Eigenspannungen auf der sicheren Seite liegt. Der Einfluss der Eigenspannungen ist insbesondere bei Verbundstützen mit großen Kerndurchmessern von Bedeutung. Daher wurde der Einfluss von geringer angesetzten Eigenspannungen untersucht.

Für große Durchmesser wurde die Größe der Randspannung angepasst. Anhand der Abbildungen in Kap. 5.10 ist zu erkennen, dass die Modifikation zu geringfügig kleineren Traglastabminderungen führt als die rechnerische Eigenspannungsverteilung. Die Ansätze, hier verglichen mit den als ungünstig gewählten Randbedingungen nach Kap. 5.6, rufen in etwa die Tragfähigkeitsabminderungen hervor, wie sie mit den berechneten Eigenspannungen ermittelt wurden.

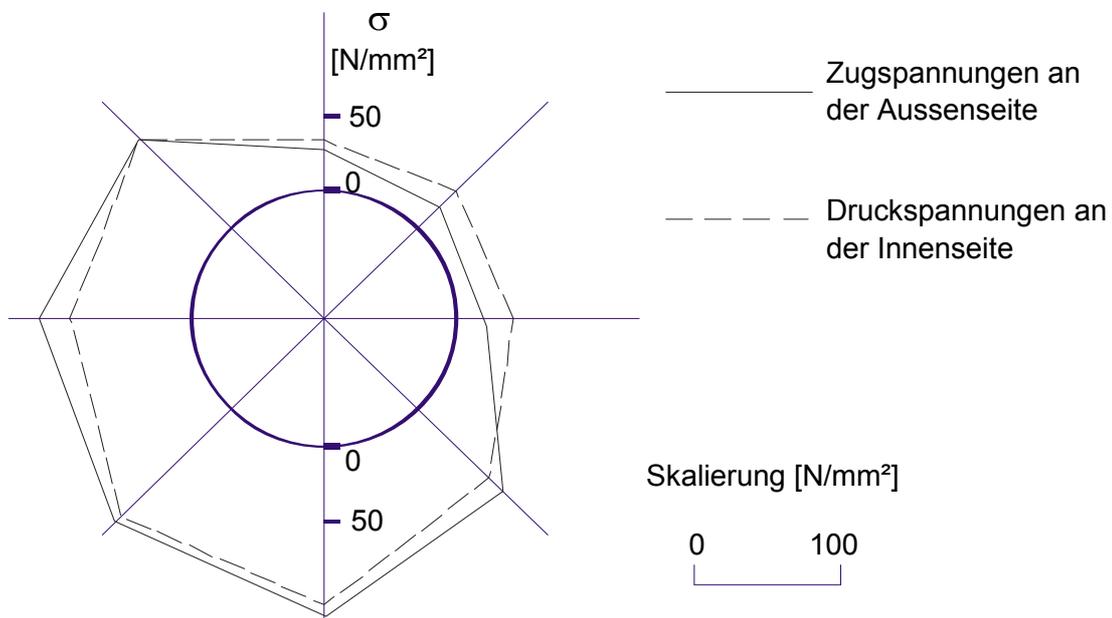
Es kann festgestellt werden, dass die Abminderung der aufnehmbaren Normalkraft von den Näherungsansätzen gut abgebildet wird. Die bei der angewandten Kombination aus Stauchung und Krümmung berechneten Normalkräfte und Biegemomente sind bei Ansatz der bisher verwendeten Näherung [35] (Abb. 41) geringer als bei Verwendung der berechneten Eigenspannungen. Der Ansatz der vergleichsweise geprüften Näherung führt bei niedrigen Festigkeiten zu geringfügig kleineren Abminderungen der Tragfähigkeit, als diese sich mit den unter grenzwertigen Randbedingungen berechneten Eigenspannungsverteilungen ergeben.

Die Berechnungen in Kap. 5.11 zeigen, dass eine Abminderung der Randeigenspannungen beim Näherungsansatz nur zu geringfügig höheren aufnehmbaren Lasten führt. Mit den gewonnenen Erkenntnissen kann somit der schon bestehende Ansatz [35] als ausreichend genaue Näherung bestätigt werden.

## 6 Eigenspannungen in runden Hohlprofilen

Gegenüber den Eigenspannungen in Rundvollprofilen ist der Einfluss der Eigenspannungen in den Mantelrohren weniger bedeutend. Daher wird hier nur kurz auf eine experimentelle und rechnerische Untersuchung von warmgewalzten Hohlprofilen eingegangen.

In [37] wird von Eigenspannungsmessungen und vergleichenden Berechnungen an warmgefertigten Hohlprofilen berichtet. Demnach wurden an der Außenseite der Rohre Zugeigenspannungen gemessen, während an der Innenseite entsprechende Druckeigenspannungen auftraten. Aus Gleichgewichtsbetrachtungen müssen die Eigenspannungen über die Mantelrohrdicke in etwa ausgeglichen sein, was durch die Messungen bestätigt wurde. Ein Einfluss der Fließgrenze auf die Höhe der Eigenspannungen wurde nicht festgestellt. Die gemessenen Eigenspannungen (in Längsrichtung des Rohres) erreichten Werte von  $-80 \text{ N/mm}^2$  an der Rohrinneiseite und bis zu  $100 \text{ N/mm}^2$  an der Rohraußenseite.



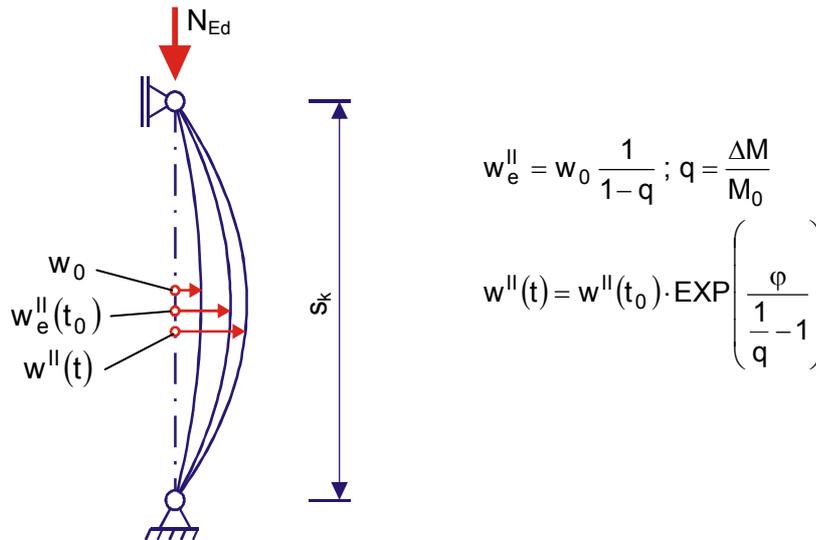
**Abb. 50** Über den Umfang aufgetragene Eigenspannungsverteilung eines runden Hohlprofils  $219,1 \times 9,5$  [37]

Der Traglastzustand der hier betrachteten Hohlprofil-Verbundstützen stellt sich mit dem Erreichen der kritischen Betondehnungen ein, die weit oberhalb der Elastizitätsgrenze des Baustahles liegen. Da die Eigenspannungen über die Rohrwandungen ausgeglichen sind, ist bei dem hier betrachteten Fall davon auszugehen, dass diese nur einen untergeordneten Einfluss auf die Traglast der Verbundstütze haben.

## 7 Kriechen und Schwinden

Bei der Bemessung von Bauteilen in Verbundbauweise sind die Einflüsse aus dem Kriechen und Schwinden im Allgemeinen zu berücksichtigen. Durch das Kriechen und Schwinden entzieht sich der Beton der Beanspruchung, woraus eine erhöhte Beanspruchung der Stahlteilquerschnitte resultiert.

Die Auswirkungen des Kriechens und Schwindens können mit dem in [41] vorgestellten Näherungsverfahren anschaulich dargestellt werden. So führt die Erstbelastung der Stütze zu horizontalen Verformungen nach Theorie II. Ordnung, die sich schrittweise auch mit Hilfe des Dischinger - Faktors berechnen lassen.



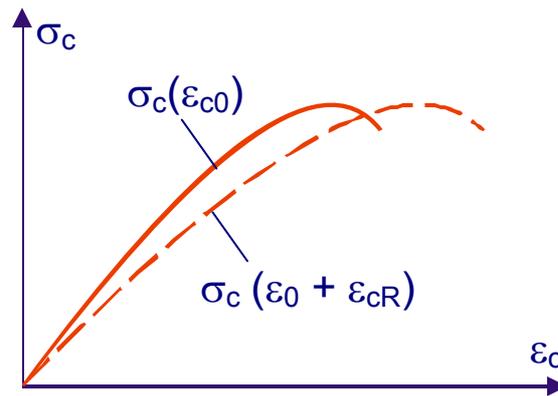
**Abb. 51** Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung nach [41]

Die Einflüsse aus dem Kriechen und Schwinden lassen sich ebenfalls auf diese Weise berücksichtigen. So ruft ein zunächst aus der äußeren Belastung gegebener Spannungszustand im Querschnitt Umlagerungen infolge des Kriechens und Schwindens des Betons hervor. Der Beton entzieht sich der Last und es ergeben sich höhere Beanspruchungen der Stahlteilquerschnitte und größere Verformungen. Aus diesen Verformungen resultiert ein Biegemomentenzuwachs, der seinerseits eine Zusatzbeanspruchung des Betons und somit ein weiteres Kriechen bewirkt. Die daraus abzuleitende Entwicklung der Verformung entspricht dem Verfahren zur Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung. Dementsprechend wird in [41] vorgeschlagen, zur Berücksichtigung des Kriechens einen modifizierten Dischinger-Faktor zu verwenden, in dem auch die Kriechzahl  $\varphi$  eingeht (Abb. 51).

Die Stauchung des Betons infolge einer Druckbeanspruchung setzt sich aus einem elastischen Anteil und einem Kriechanteil zusammen. Das Schwinden des Betons erzeugt zusätzliche zeitabhängige Dehnungen  $\varepsilon_{cs}(t)$ .

$$\begin{aligned} \varepsilon_c(t) &= \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{c0}(t_0) + \varepsilon_{cr}(t, t_0) \\ &= \varepsilon_{cs}(t) + \sigma_c(t_0) \frac{1}{E_{cm}(t_0)} \left( 1 + \frac{E_{cm}(t_0)}{E_{c0,28}(t_0)} \varphi(t, t_0) \right) \end{aligned} \quad (7-1)$$

Das Kriechen des Betons kann bis zu einer Spannung von  $\sigma_c = 0,45 f_{ck}$  als linear abhängig von der Spannung angenommen werden, darüber hinaus ist bei Betonspannungen in der Größe von  $0,45 f_{ck} < \sigma_c \leq 0,6 f_{ck}$  nach [11] die Berücksichtigung des nichtlinearen Kriechens erforderlich.



**Abb. 52** Berücksichtigung des Betonkriechens in der Spannungs-Dehnungs-Linie

Die Größe der zu erwartenden Kriechverformungen ist neben der Größe der Belastung unter anderem abhängig von dem Zeitpunkt der Erstbelastung und den Umweltbedingungen. Mit der gleichzeitigen Berücksichtigung des Kriechens in der Spannungs-Dehnungslinie wird die zeitliche Entwicklung der Umlagerungen infolge Kriechen vernachlässigt, ebenso verhält es sich mit der Berücksichtigung des Schwindens in einem Berechnungsschritt. Die direkte Berücksichtigung des Kriechens in der Spannungs-Dehnungslinie des Betons (Abb. 52) ist wegen der Vernachlässigung der zeitlichen Entwicklung der Umlagerungen somit eigentlich unzutreffend. Es sei aber erwähnt, dass dieser Ansatz in [42] zur Anwendung auf Stahlbetonstützen beschrieben und mit Versuchsnachrechnungen bestätigt wurde.

Die in der DIN 1045 [23] angegebenen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen und Werte für den E-Modul gelten für kurzzeitige Belastungen. Die aktuellen Verbundbaunormen [1], [2] berücksichtigen den Einfluss aus dem Kriechen durch eine Abminderung des E-Moduls des Betons zur Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung.

$$E_{c,\text{eff}} = E_{cm} \frac{1}{1 + \left( \frac{N_{G,\text{Ed}}}{N_{\text{Ed}}} \right) \varphi_t} \quad (7-2)$$

Bleibt dabei eine genaue Ermittlung der Kriechzahl aus, so darf sie für Hohlprofil-Verbundstützen zu 25% desjenigen Wertes angenommen werden, der sich ohne Berücksichtigung der Austrocknungsbehinderung durch das Hohlprofil ergibt. Die wirksame Biegesteifigkeit wird damit für Verbundstützen nach Gleichung (7-2) bestimmt.

$$(EI)_{\text{eff}} = 0,9 (E_a I_a + E_s I_s + 0,5 E_{c,\text{eff}} I_c) \quad (7-3)$$

Eine rechnerisch genauere Berücksichtigung ist möglich, wenn eine Stütze nach der Finite-Element-Methode berechnet wird. Damit kann an jeder Stelle im Modell die zu der auftretenden Spannung zugehörige Kriechverformung zugewiesen werden. Auch hierbei erfordert die zeitliche Entwicklung der Umlagerung der Beanspruchungen aus dem Kriechen und Schwinden eine schrittweise Berechnung, bei der in jedem Zeitintervall die aktuelle Kriechzahl und Umlagerungsgröße zugrunde gelegt wird.

Bei der schrittweisen Berechnung wird im ersten Schritt zunächst die Traglast der Stütze bei Erstbelastung unter Ansatz der Steifigkeiten für die kurzzeitige Beanspruchung bestimmt. Für die sich daraus ergebenden Betonspannungen des kriecherzeugenden Anteils  $N_{G,k}$  werden die Kriechdehnungen bestimmt, die Schwinddehnungen werden additiv berücksichtigt. Zur Erfassung der zeitlichen Entwicklung werden die Kriechzahlen für jede der Umlagerungsschnittgrößen sowie das zeitlich zugehörige Schwindmaß in mehreren Zeitschritten berechnet. Als kriecherzeugender Anteil wird das Gebrauchslastniveau der ständigen Beanspruchungen zugrunde gelegt.

$$N_{Ed} = 1,35 N_{G,k} + 1,50 N_{P,k} \quad \frac{N_{P,k}}{N_{G,k}} \cong \frac{0,3}{0,7} \quad (7-4)$$

$$N_{G,k} = \frac{N_{Ed} - 1,50 N_{P,k}}{1,35} = N_{Ed} \frac{1 - 1,50 \cdot 0,3}{1,35} \cong 0,41 N_{Ed}$$

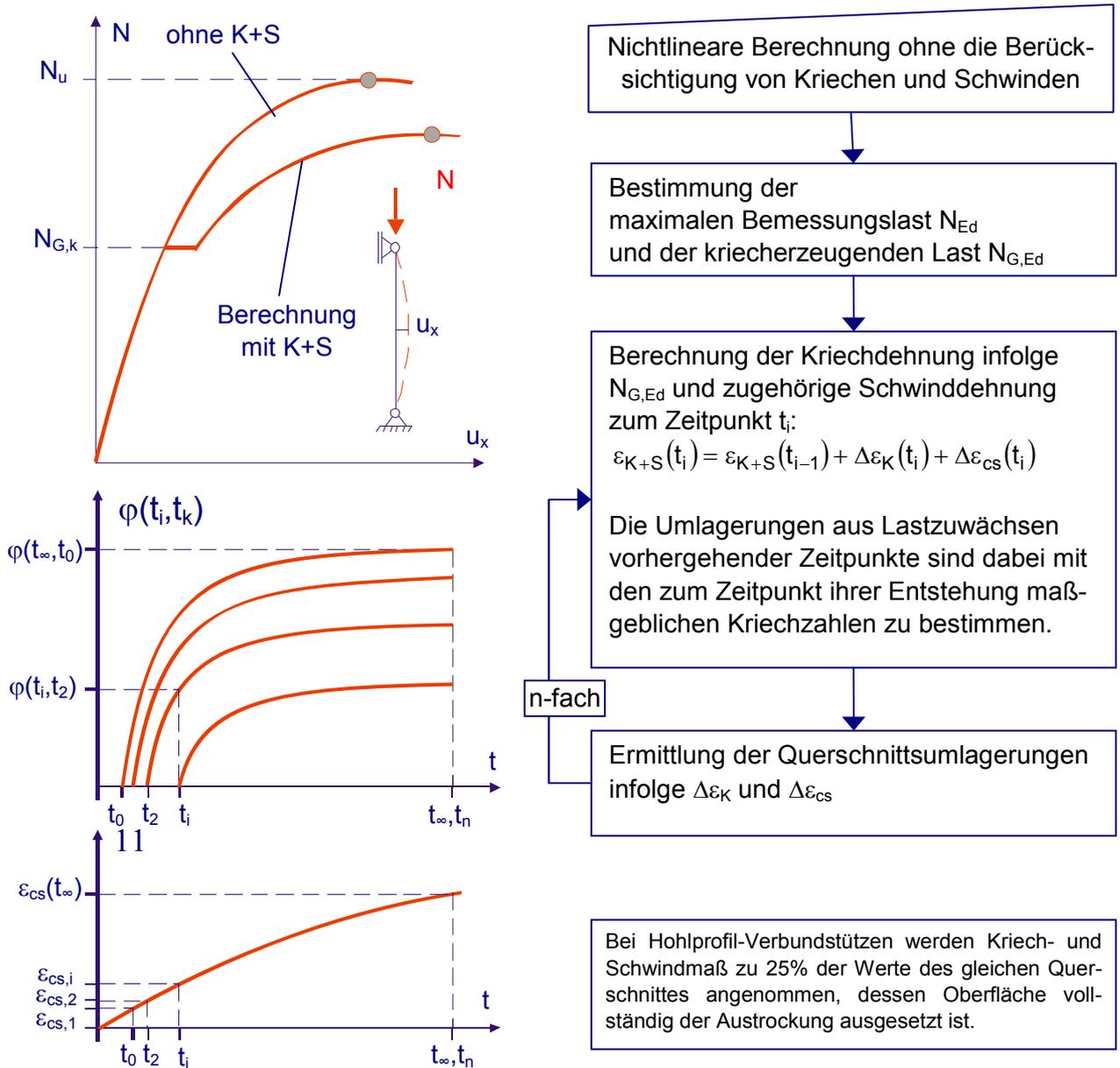
Nachfolgend wird für mittelschlanke und schlanke Hohlprofilverbundstützen ohne Einstellprofil nach Tab. 15 der Einfluss des Kriechens und Schwindens ermittelt. Die Zeitschritte sind dabei so gewählt, dass der Zuwachs der Kriechzahl  $\phi(t_{\infty}, t_0)$  zwischen den Iterationen etwa einem Viertel der Endkriechzahl entspricht. Die Schwinddehnung wird zugehörig berücksichtigt. Vorab wird zur Bestimmung des kriecherzeugenden Lastniveaus eine Traglastberechnung ohne die Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens durchgeführt.

System	Mantelrohr	Beton: $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	L [mm]	$\bar{\lambda}_k$	$w_0$
V1-1	RR 406,4x8,8 $f_y = 360$ N/mm <sup>2</sup>	60	7930	1	$\frac{L}{1000}$
V1-2			15850	2	
V2-1		100	6890	1	
V2-2			13770	2	

**Tab. 15** Zentrisch belastete Stützen zur Auswertung des Kriech- und Schwindeinflusses

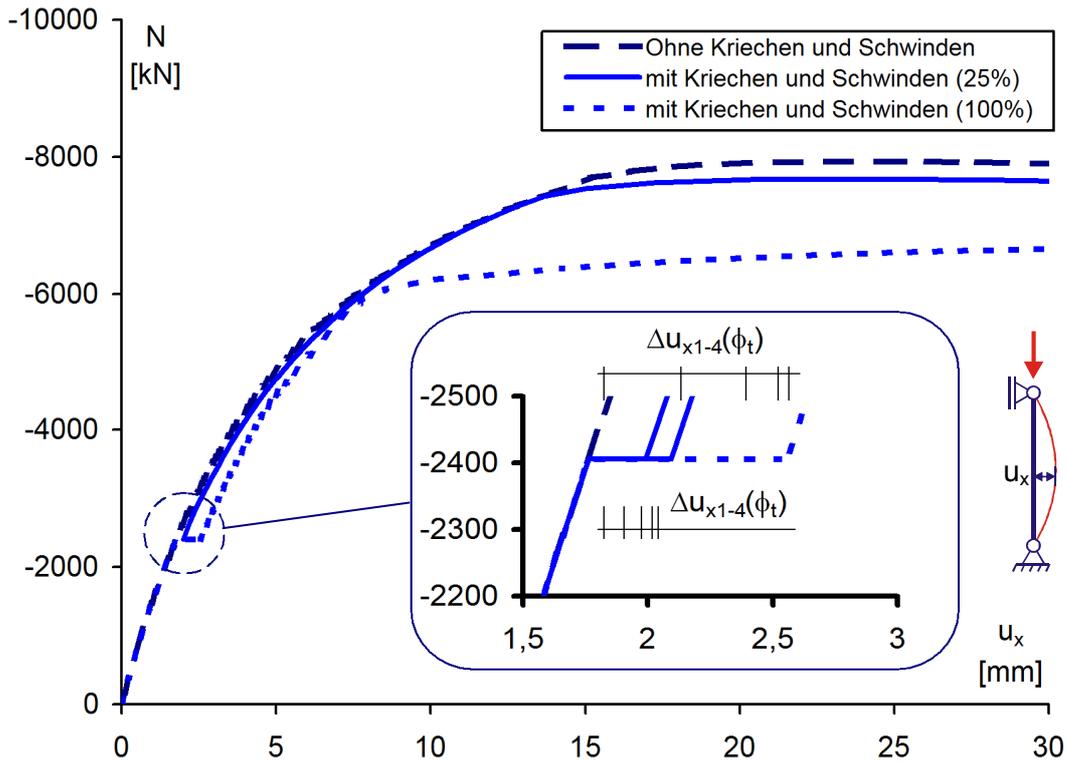
Für den vom Stahlmantel eingeschlossenen Beton wird die Kriechzahl gemäß [2] mit 25% desjenigen Wertes angesetzt, der sich für einen Querschnitt mit einer der Luft ausgesetzten Oberfläche ergibt. Dieser Einfluss der Stahlummantelung auf die Kriechzahl wird auch durch die Untersuchungen von Ichinose, Watanabe und Nakai [19] bestätigt.

Für das System V1-1 sind die Entwicklung der horizontalen Ausbiegung in Stützenmitte sowie die vertikale Verkürzung der Stütze bei wachsender Normalkraft in Abb. 54 und Abb. 55 dargestellt. Die sich vergrößernden Verformungen infolge des Kriechens und Schwindens bei gehaltener Last  $N_{G,k}$  sind deutlich zu erkennen. Die zusätzliche horizontale Auslenkung wird dabei im Wesentlichen durch das Kriechen hervorgerufen, während die zusätzliche Stauchung der Stütze dem Schwinden zuzuordnen ist. Die Nicht-Affinität von Kriechen und Schwinden ist beim Vergleich der schrittweisen Zuwächse der horizontalen und vertikalen Verformungen zu erkennen.

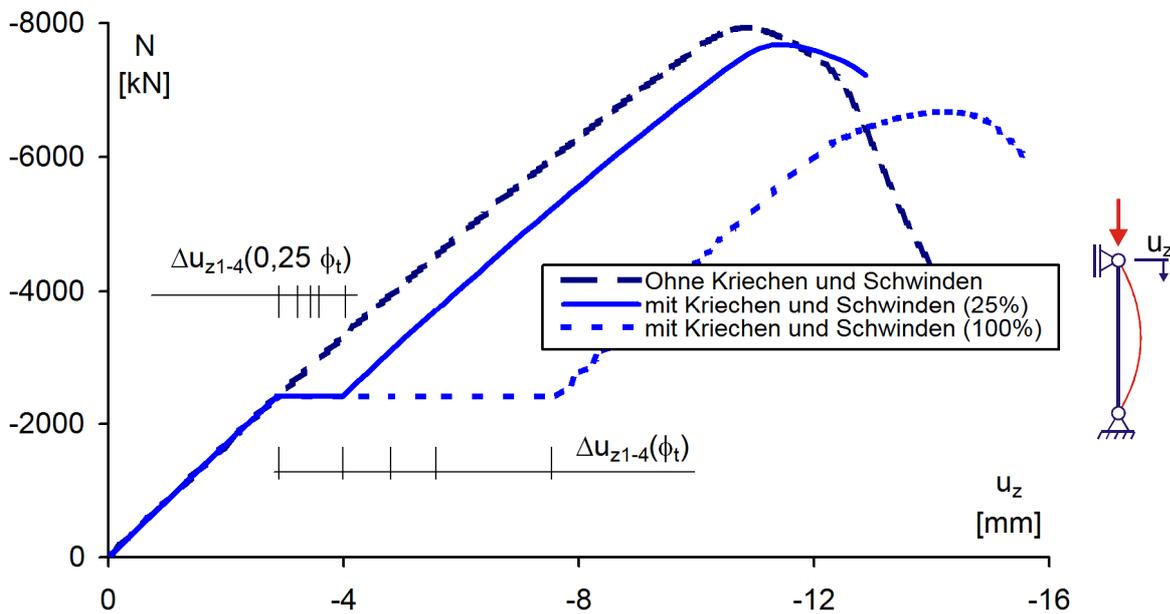


**Abb. 53** Schrittweise Berechnung des Kriech- und Schwindeinflusses

Der Vergleich der mit dem allgemeinen Verfahren bestimmten Bemessungslasten zeigt nur eine geringe Abminderung der Traglast, wenn das Kriechen und Schwinden berücksichtigt wird (Tab. 16). Vergleichend wurden die Kriechzahlen bei dem System V1-1 auch ohne die Abminderung der Kriechzahl auf 25% der Werte ohne Mantelrohr ermittelt. Die damit berechnete Traglast ist wesentlich geringer als die ohne den Einfluss des Kriechens ermittelte Traglast.



**Abb. 54** Horizontale Verformung ohne und mit der Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden



**Abb. 55** Vertikale Verformung ohne und mit der Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden

Vergleichbar große Abminderungen wurden bei experimentellen Untersuchungen an Stützen aus einbetonierten I-Profilen [17] beobachtet. Des Weiteren wird in [17] ausgeführt, dass das Kriechen erst bei schlanken Stützen ab einem bezogenen Schlankheitsgrad von  $\bar{\lambda}_K = 0,5$  (verschieblich) bzw.  $\bar{\lambda}_K = 0,8$  (unverschieblich) einen nennenswerten Einfluss auf die Traglast hat. Der Einfluss des Kriechens nimmt mit zunehmender Ausmitte ab und braucht ab einer Lastexzentrizität, die der zweifachen Außenabmessung entspricht, nicht mehr berücksichtigt zu werden.

System	$\bar{\lambda}_k$		$F_u$	$u_x(F_u)$	$F_d$	$u_x(F_d)$	$N_{G,K}$	$\frac{F_{d,K+S}}{F_d}$
			[kN]	[mm]	[kN]	[mm]		[kN]
V1-1	1	$\phi_t = 0$	7935	23,3	5912	7,38	2406	1,00
		$\phi_t = 0,25 \phi(t_\infty)$	7680	24,3	5722	7,05		0,97
		$\phi_t = \phi(t_\infty)$	6677	35,58	4974	5,81		0,84
V1-2	2	$\phi_t = 0$	2823	101,9	2112	26,29	860	0,98
		$\phi_t = 0,25 \phi(t_\infty)$	2776	89,6	2077	26,07		
V2-1	1	$\phi_t = 0$	10956	27,1	7425	4,45	3022	0,97
		$\phi_t = 0,25 \phi(t_\infty)$	10660	30,9	7224	4,39		
V2-2	2	$\phi_t = 0$	4212	92,7	2869	19,17	1167	0,98
		$\phi_t = 0,25 \phi(t_\infty)$	4176	89,4	2844	19,37		

**Tab. 16** Vergleich der Traglasten ohne und mit der Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden

					Nachweis für planmäßig zentrischen Druck		Nachweis für Druck und Biegung		
System	$\bar{\lambda}_k$	$\phi(t_\infty, t_0)$	$\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}}$	$E_{cm}, E_{c,eff}$ kN/cm <sup>2</sup>	$F_d$ [kN]	$\frac{F_{d,K+S}}{F_d}$	$L/W_0$	$F_d$	$\frac{F_{d,K+S}}{F_d}$
V1-1	1	0		3700	4930	0,96	360	5679	0,98
		$0,25 \cdot 1,34$	0,69	3014	4750			5555	
		1,34	0,69	1925	4440			5315	
V1-2	2	0		3700	1730	0,95	440	2037	0,95
		$0,25 \cdot 1,34$	0,69	3014	1635			1941	
V2-1	1	0		4520	6400	0,97	360	7437	0,98
		$0,25 \cdot 0,873$	0,69	3930	6220			7324	
V2-2	2	0		4520	2250	0,95	440	2842	0,96
		$0,25 \cdot 0,873$	0,69	3930	2143			2724	

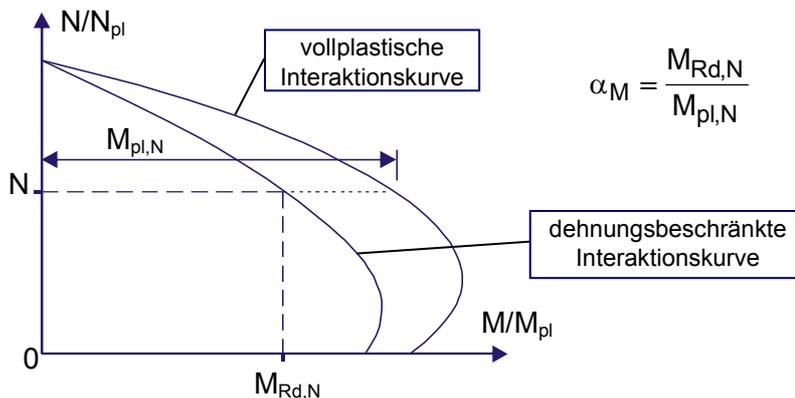
**Tab. 17** Traglasten nach den vereinfachten Verfahren der DIN 18800-5 [2] ohne und mit der Berücksichtigung des Kriechens

So ergibt sich nach dem vereinfachten Verfahren (Nachweis für Druck und Biegung) für das System V1-2 mit  $\bar{\lambda}_k = 2$  für eine Lastausmitte von  $e/D = 2$  eine Abminderung der maximalen Traglast von 2% gegenüber einer Berechnung ohne die Berücksichtigung des Kriechens. Aufgrund der guten Übereinstimmung der mit FE-Rechnungen ermittelten Ergebnisse mit denen nach dem vereinfachten Verfahren können die Regeln der DIN 18800-5 [2] auch bei Stützen aus hochfesten Stählen und Betonen verwendet werden. Die Auswertung der Systeme mit den vereinfachten Verfahren nach DIN 18800-5 (Tab. 17) führt zu etwa den gleichen Abminderungen wie mit dem genauen Verfahren ermittelt.

## 8 Zur Bemessung von Hohlprofil-Verbundstützen

### 8.1 Beanspruchbarkeiten der Querschnitte

Wie es im Abschnitt 8.3 noch näher erläutert wird, wird in den aktuellen Regelwerken beim Tragfähigkeitsnachweis die Querschnittstragfähigkeit mit einer Abminderung der vollplastischen Querschnittstragfähigkeit ermittelt. Mit dieser Abminderung wird insbesondere berücksichtigt, dass bei dem Erreichen der Traglast die für eine vollplastische Ausnutzung des Querschnitts erforderlichen Randdehnungen wegen der Dehnungsbeschränkung beim Beton nicht erreicht werden. So gilt ein Abminderungsfaktor  $\alpha_M = 0,9$  für Baustähle bis zu einer Stahlgüte S355, darüber hinaus wird ein Abminderungsfaktor  $\alpha_M = 0,8$  für Baustähle bis zu einer Stahlgüte S460 verwendet. Da eine Verbundstütze ihre maximale Traglast mit dem Auftreten der kritischen Betondehnung erreicht, stellt der Abminderungsfaktor einen Verhältniswert zwischen der vollplastischen und der auf die kritische Betondehnung begrenzten Querschnittstragfähigkeit dar (s.a. Abb. 56). Aufgrund der insbesondere durch die unterschiedlich großen Kernprofile variierenden Stahlanteile in Querschnittsmitte bei dem hier betrachteten Querschnittstyp ist zu erwarten, dass der Unterschied zwischen einer dehnungsbegrenzten und einer theoretisch vollplastischen Querschnittsausnutzung nicht wie für andere Stützen gültig mit den pauschal zu verwendenden Abminderungsfaktoren erfasst werden kann. Dies gilt insbesondere dann, wenn hochfeste Betone verwendet werden.



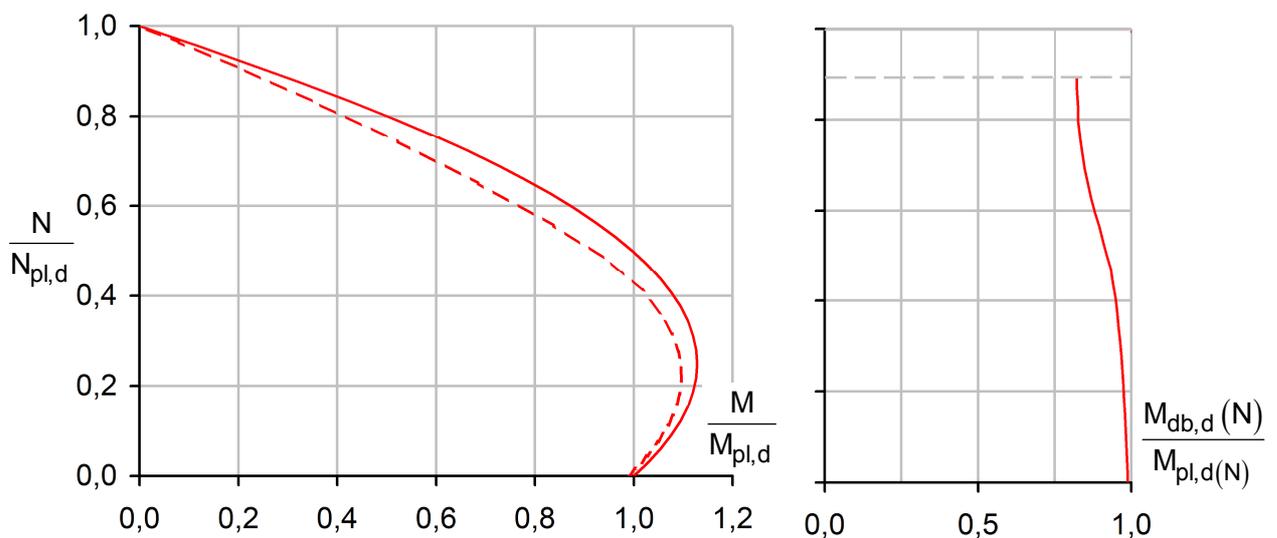
**Abb. 56** Querschnittstragfähigkeit bei vollplastischer und bei dehnungsbeschränkter Ausnutzung

Nachfolgend werden die Abminderungsbeiwerte  $\alpha_M$  für typische Querschnitte nach Tab. 18 für die bei den Querschnittsinteraktionskurven auftretenden Verhältnisse  $M/N$  ermittelt. Die Ergebnisse sind in Form von Interaktionskurven in den Abb. 57 bis Abb. 68 exemplarisch für Stützen ohne Kernprofil und mit einem Kern  $\varnothing 200$  mm dargestellt. Die dort aufgeführten Interaktionsdiagramme beziehen sich auf die Bemessungswerte der Querschnittstragfähigkeiten, bei denen für Beton der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_c = 1,5$  für Festigkeitsklassen bis C50/60 und der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_c = 1,67$  für die Festigkeitsklasse C100/115 berücksichtigt ist. Für den Kernquerschnitt und das Mantelrohr wird der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_a = 1,1$  der Berechnung zugrunde gelegt. Aufgrund der unterschiedlich anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte müssen diese von vornherein mit berücksichtigt werden, ein nachträgliches Verrechnen ist nicht möglich. Der Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte folgt den zur Zeit gültigen Normen. Es sei angemerkt, dass Tue, Schenk und Schwarz [40] bei einer Überprüfung des zusätzlichen Sicherheitsbeiwertes  $\gamma_c'$  für hochfesten Beton durch statistische Auswertungen und Analyse der Unsicherheitsquellen feststellten, dass es keine Notwendigkeit für diesen Faktor gibt.

Querschnitt	Mantelrohr		Rundvollprofil		Beton
		$f_{y,M}$ N/mm <sup>2</sup>	$\emptyset$ mm	$f_{y,K}$ N/mm <sup>2</sup>	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>
QS1a	RR406,4 x 8,8	S235	-	-	C30/37
QS1b	RR406,4 x 8,8	S235	<sup>1)</sup>	S235	C30/37
QS1c	RR406,4 x 8,8	S235	<sup>1)</sup>	S460	C30/37
QS2a	RR406,4 x 8,8	S235	-	-	C60/75
QS2b	RR406,4 x 8,8	S235	<sup>1)</sup>	S235	C60/75
QS2c	RR406,4 x 8,8	S235	<sup>1)</sup>	S460	C60/75
QS3a	RR406,4 x 8,8	S235	-	-	C100/115
QS3b	RR406,4 x 8,8	S235	<sup>1)</sup>	S235	C100/115
QS3c	RR406,4 x 8,8	S235	<sup>1)</sup>	S460	C100/115
QS4a	RR406,4 x 8,8	S460	-	-	C30/37
QS4b	RR406,4 x 8,8	S460	<sup>1)</sup>	S235	C30/37
QS4c	RR406,4 x 8,8	S460	<sup>1)</sup>	S460	C30/37
QS5a	RR406,4 x 8,8	S460	-	-	C60/75
QS5b	RR406,4 x 8,8	S460	<sup>1)</sup>	S235	C60/75
QS5c	RR406,4 x 8,8	S460	<sup>1)</sup>	S460	C60/75
QS6a	RR406,4 x 8,8	S460	-	-	C100/115
QS6b	RR406,4 x 8,8	S460	<sup>1)</sup>	S235	C100/115
QS6c	RR406,4 x 8,8	S460	<sup>1)</sup>	S460	C100/115

1) Kernprofil – Durchmesser: 50, 100, 150, 200, 250, 300 [mm]

**Tab. 18** Auflistung der zu den ausgewerteten Interaktionskurven gehörigen Querschnitte



**Abb. 57** QS1a: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit

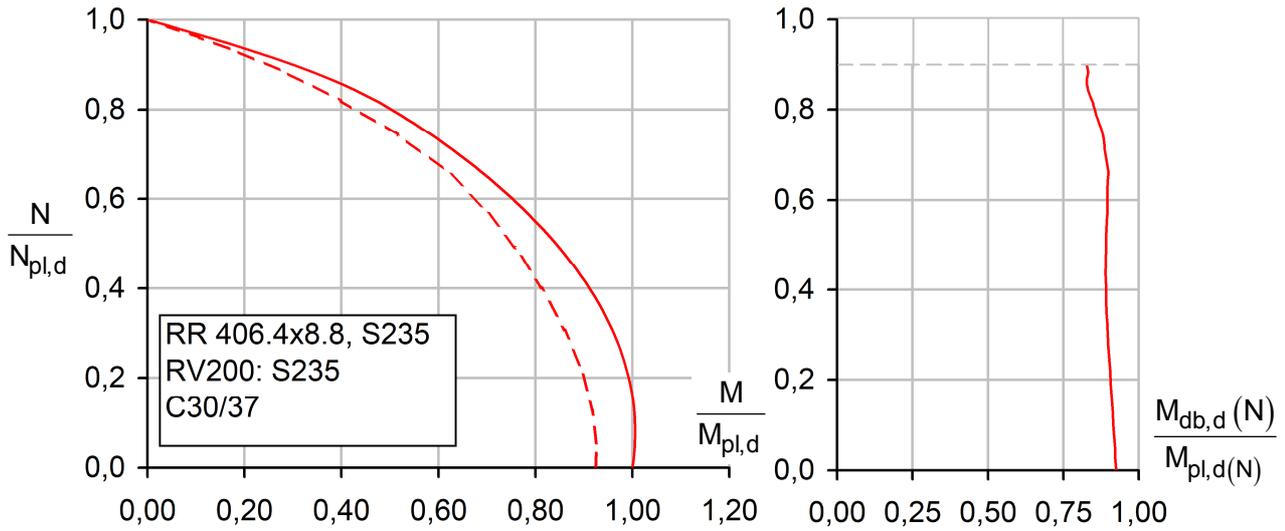


Abb. 58 QS1b: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit

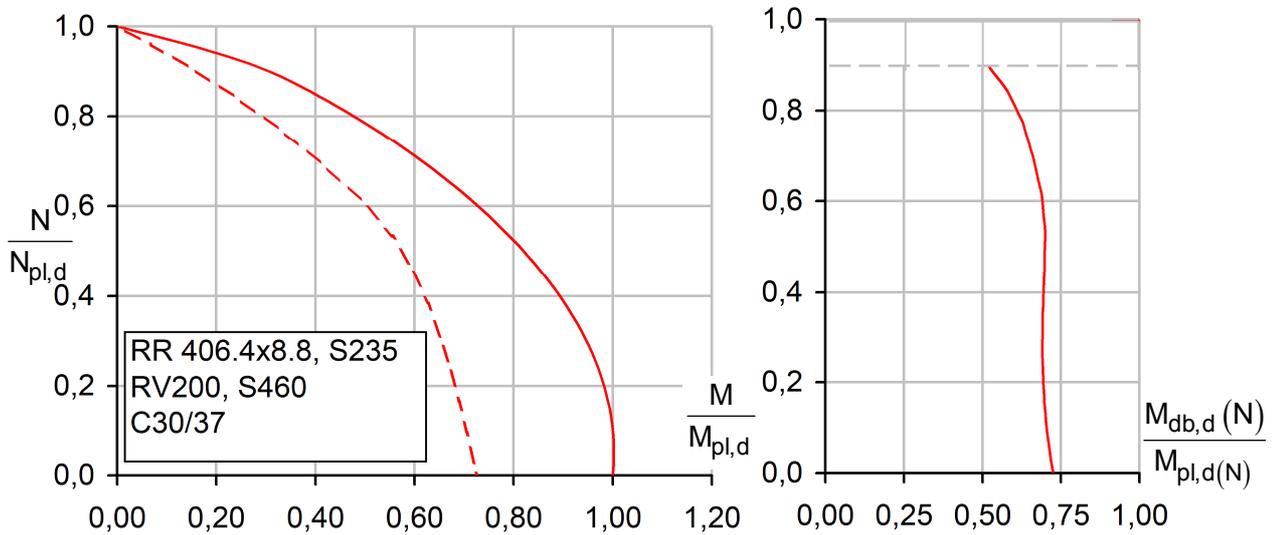


Abb. 59 QS1c: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit

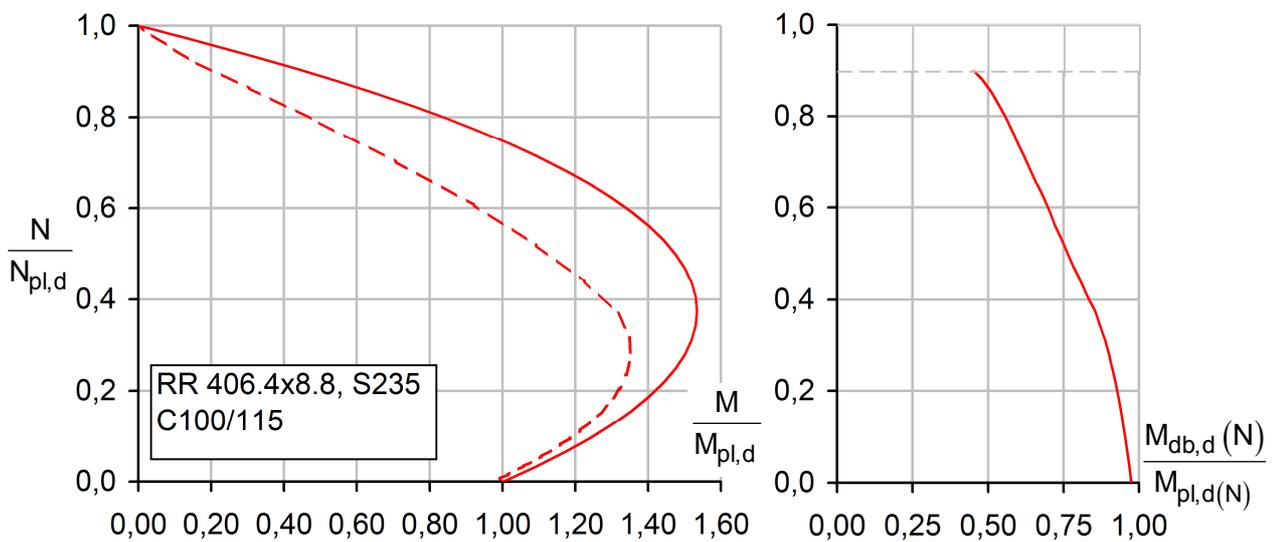
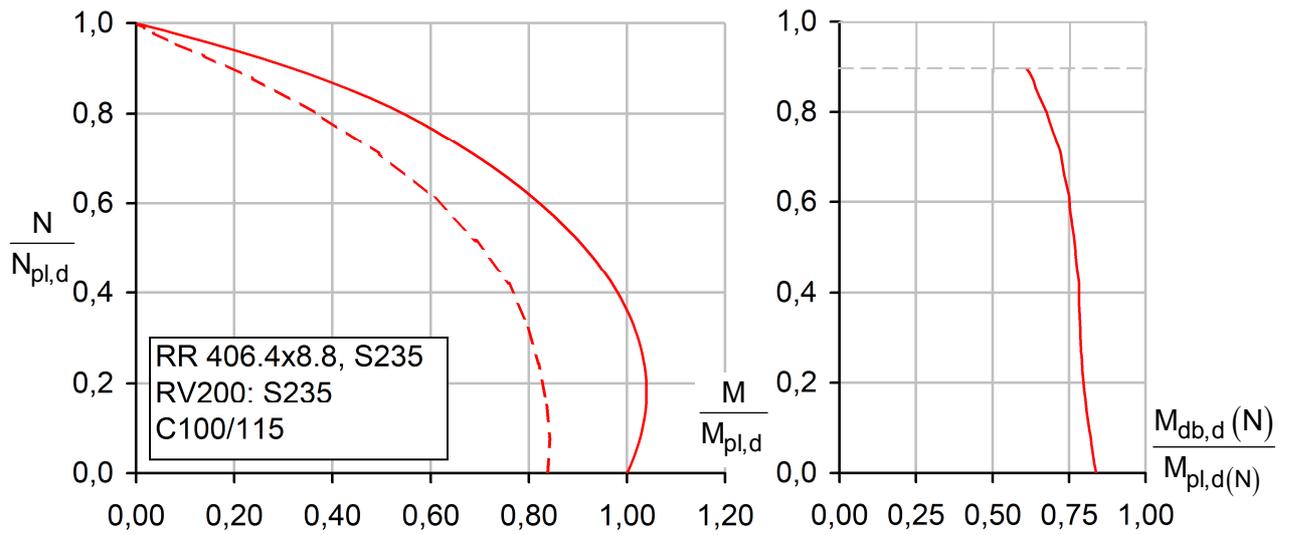
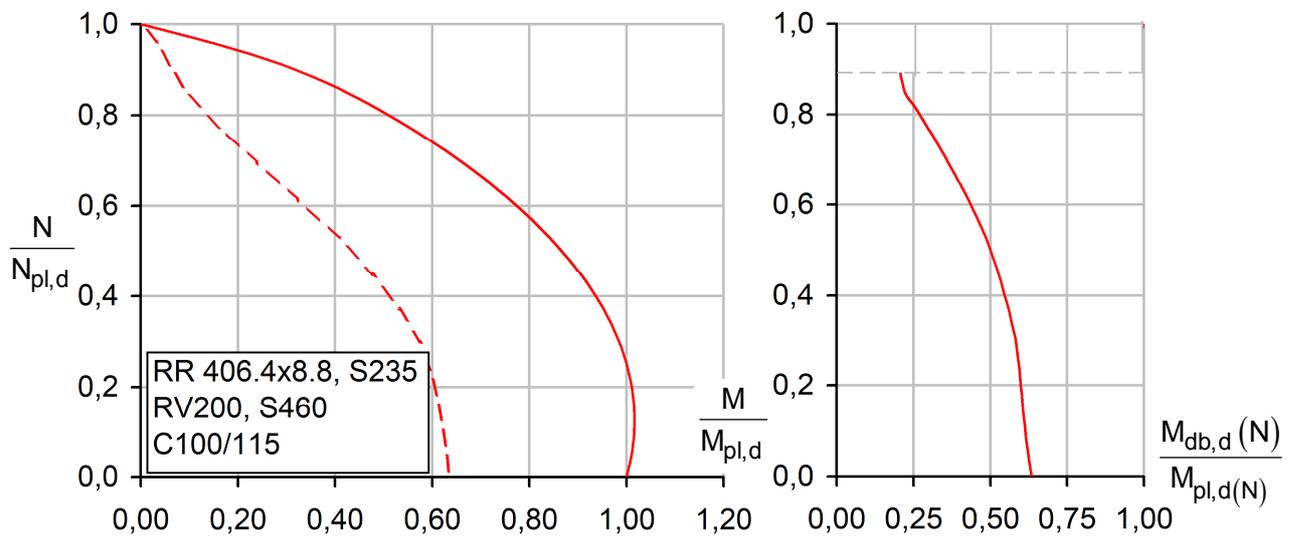


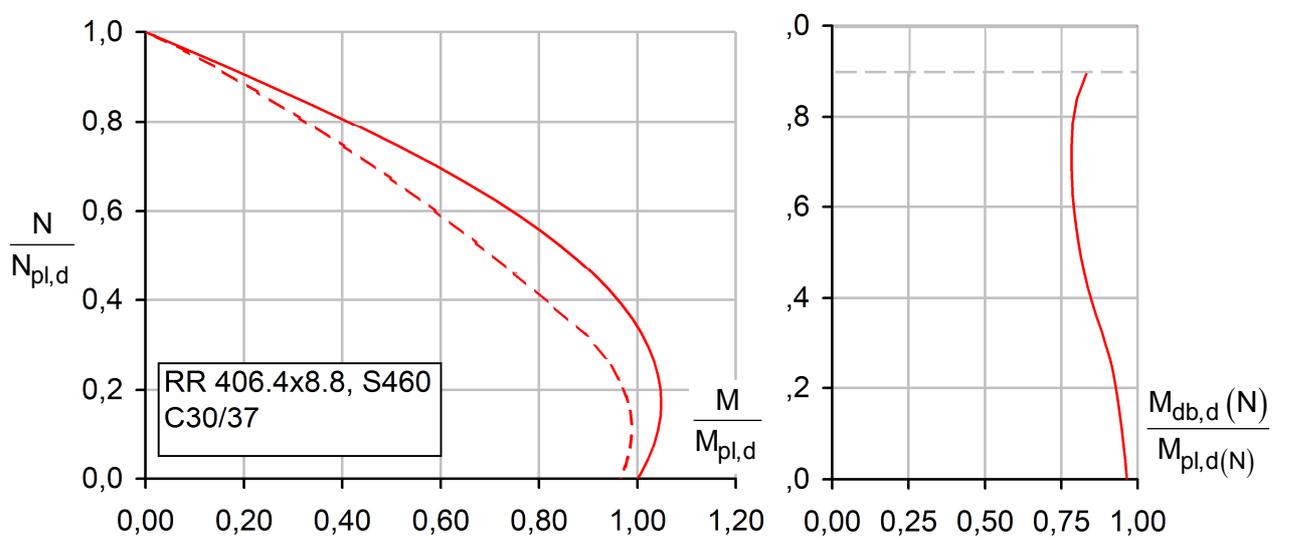
Abb. 60 QS3a: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit



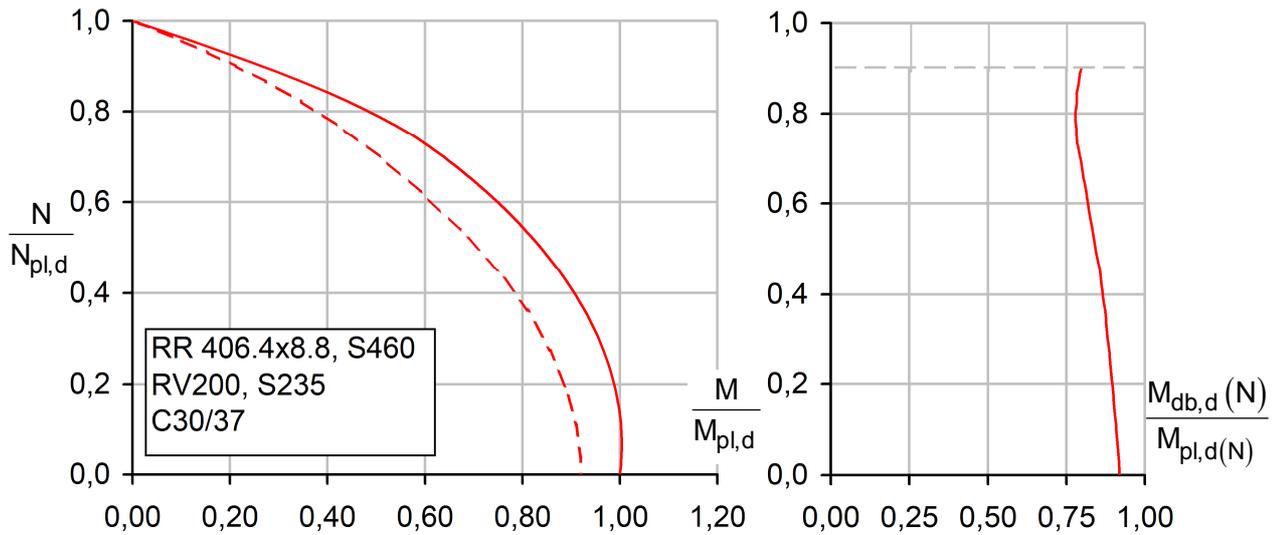
**Abb. 61** QS3b: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit



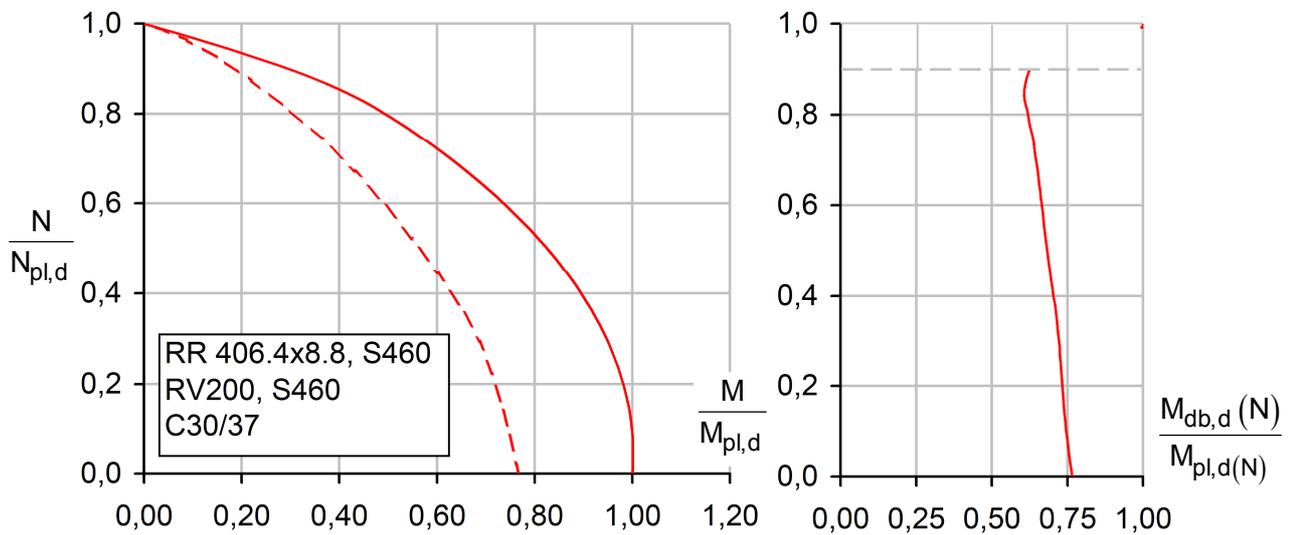
**Abb. 62** QS3c: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit



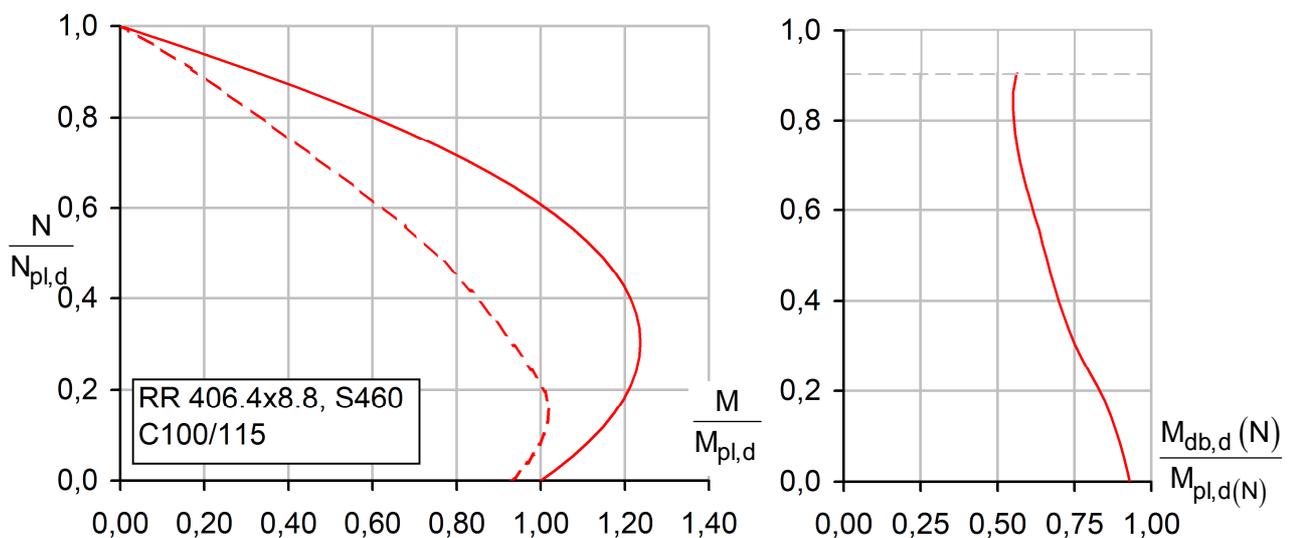
**Abb. 63** QS4a: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit



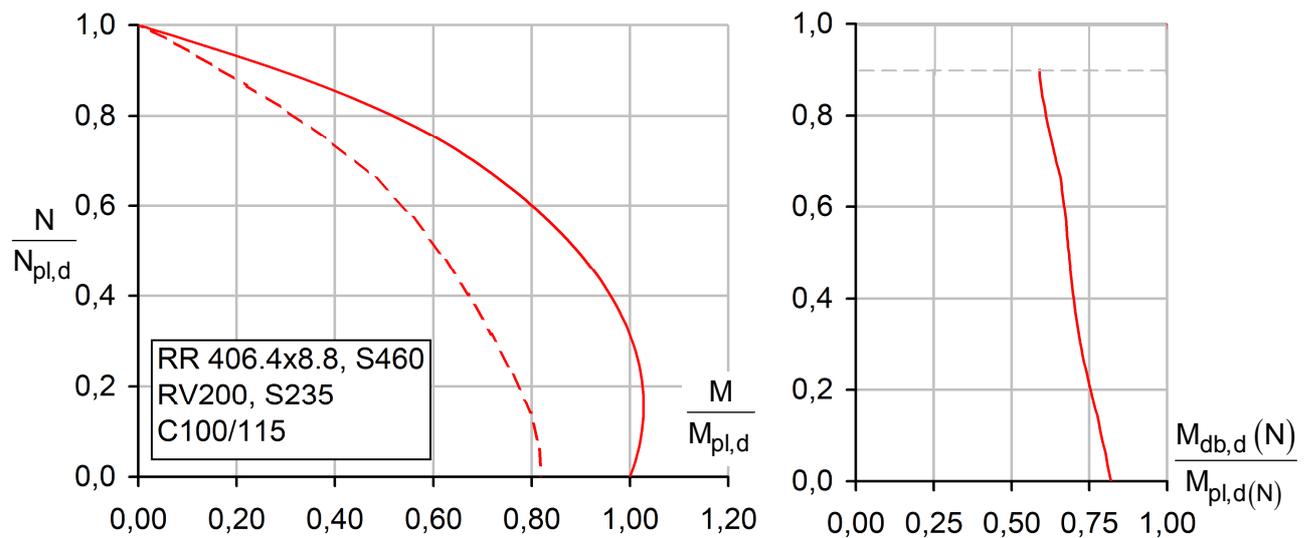
**Abb. 64** QS4b: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit



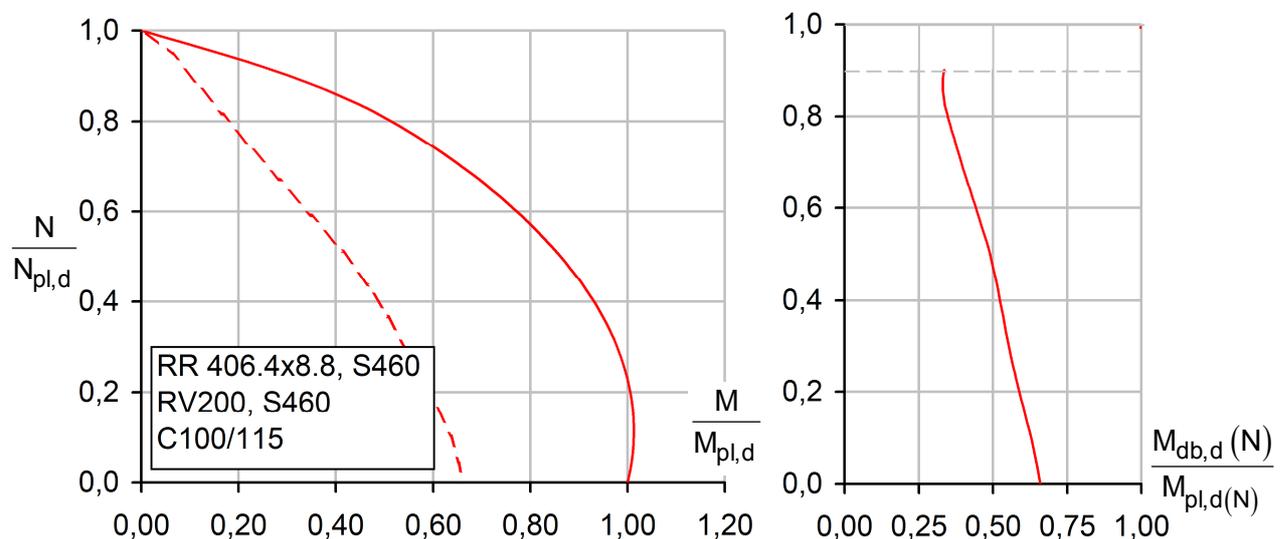
**Abb. 65** QS4c: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit



**Abb. 66** QS6a: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit



**Abb. 67** QS6b: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit



**Abb. 68** QS6c: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit

Die Auswertungen zeigen, dass der Abminderungsbeiwert  $\alpha_M$  zur Berücksichtigung der Dehnungsbeschränkung stark von der Betonfestigkeitsklasse und den Querschnittsabmessungen sowie von dem Verhältnis  $N/N_{pl,d}$  abhängig ist. Mit guter Näherung kann der Beiwert  $\alpha_M$  wie folgt angenähert werden:

$$\alpha_M = \alpha_{M0} - \alpha_N \frac{N}{N_{pl}} \quad (8-1)$$

Die Beiwerte  $\alpha_{M0}$  und  $\alpha_N$  sind für verschiedene Betonfestigkeitsklassen in Tab. 19 zusammengestellt.

Die Ergebnisse der Tabelle verdeutlichen, dass für Stützen mit Kernprofilen und insbesondere bei hochfesten Betonen und großen Kerndurchmessern deutlich kleinere Verhältniswerte  $\alpha_M$  zugrunde gelegt werden müssen als bei Stützen aus normalfesten Betonen ohne Einstellprofil.

Stahlgüte Kernprofil	$f_{yd,Kern}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Betongüte	$f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$D_K/D = 0$		$D_K/D = 0,75$	
				$\alpha_{M0}$	$\alpha_N$	$\alpha_{M0}$	$\alpha_N$
S235	218	C30/37	20	0,90	0,10	0,85	0,15
		C 60/75	40	0,90	0,25	0,80	0,15
		C100/115	60	0,90	0,40	0,75	0,15
S460	418	C30/37	20	0,85	0,25	0,70	0,20
		C 60/75	40	0,85	0,35	0,60	0,20
		C100/115	60	0,85	0,45	0,50	0,20
<b><math>0,10 \leq D_K/D \leq 0,75</math></b>							

**Tab. 19** Faktoren  $\alpha_{M0}$  und  $\alpha_N$  zur Bestimmung von  $\alpha_M$

## 8.2 Allgemeines Nachweisverfahren

Bei der Berechnung und Bemessung von Stützen sind in der Regel die Einflüsse aus der Verformung der Stütze auf die Schnittgrößen zu berücksichtigen. Aufgrund des nichtlinearen Materialverhaltens sowie Eigenspannungen und sonstigen Imperfektionen ist eine Berechnung unter Berücksichtigung dieser Einflüsse in der Regel nur mit FE-Programmen möglich. Die Rahmenbedingungen für die nichtlinearen Berechnungen sind dabei durch die DIN 18800-5 [2] gegeben. Der Tragwiderstand für eine Verbundstütze bestimmt sich danach zu

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R_m \quad \text{mit} \quad R_m = R_m(f_{y,R}; f_{c,R}; f_{s,R}; f_{p,R}; P_{Rm}) \quad (8-2)$$

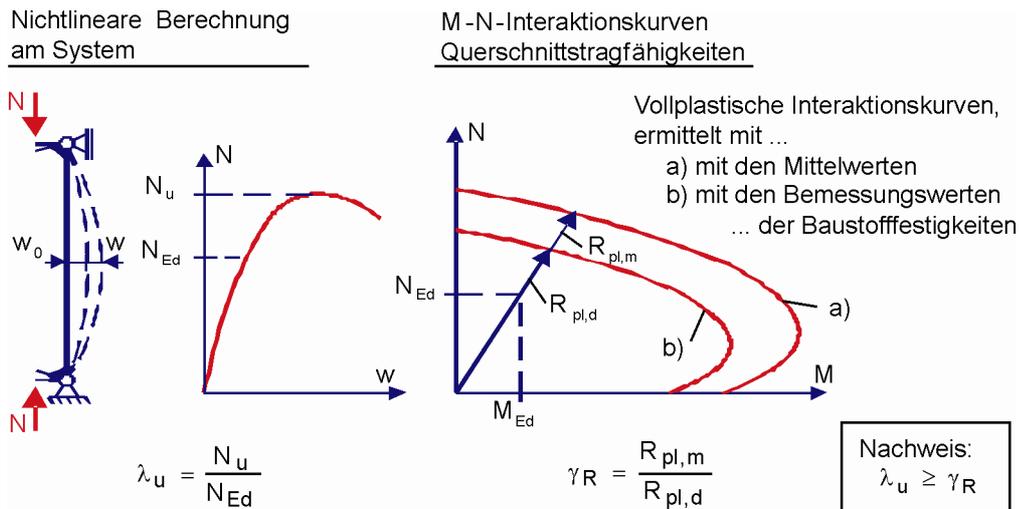
Die rechnerischen Mittelwerte der Baustofffestigkeiten  $f_{c,R}$ ,  $f_{s,R}$  und  $f_{p,R}$  sind DIN 1045-1 [23] zu entnehmen. Der rechnerische Mittelwert der Streckgrenze des Baustahls  $f_{y,R}$  darf mit  $f_{ck}$  angenommen werden. Für die Tragfähigkeit von Verbundmitteln  $P_{Rm}$  darf  $P_{Rk}$  angesetzt werden. Wird der Teilsicherheitsbeiwert des Systemwiderstandes wie nachfolgend beschrieben bestimmt, so darf anstelle von  $f_{c,R}$  für die Betonfestigkeit  $f_{ck}$  angesetzt werden.

Der Bemessungswert der aufnehmbaren Einwirkungen berechnet sich dadurch, dass der Systemwiderstand  $R_m$  noch um den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  abgemindert wird. Aufgrund des großen Anteils des Baustahls bei einem Verbundquerschnitt ist eine pauschale Abminderung der Tragfähigkeit, wie diese nach DIN 1045-1 [23] für Betonstützen angesetzt wird, jedoch nicht sinnvoll. Anstelle des in DIN 1045-1 angegebenen Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_R$  von 1,3 können mit der in Gl. (8-3) angegebenen Beziehung die geringeren Streuungen der Materialeigenschaften des Baustahles berücksichtigt werden. Der Teilsicherheitsbeiwert wird dann wie folgt ermittelt:

$$\gamma_R = \frac{R_{pl,m}}{R_{pl,d}} \quad (8-3)$$

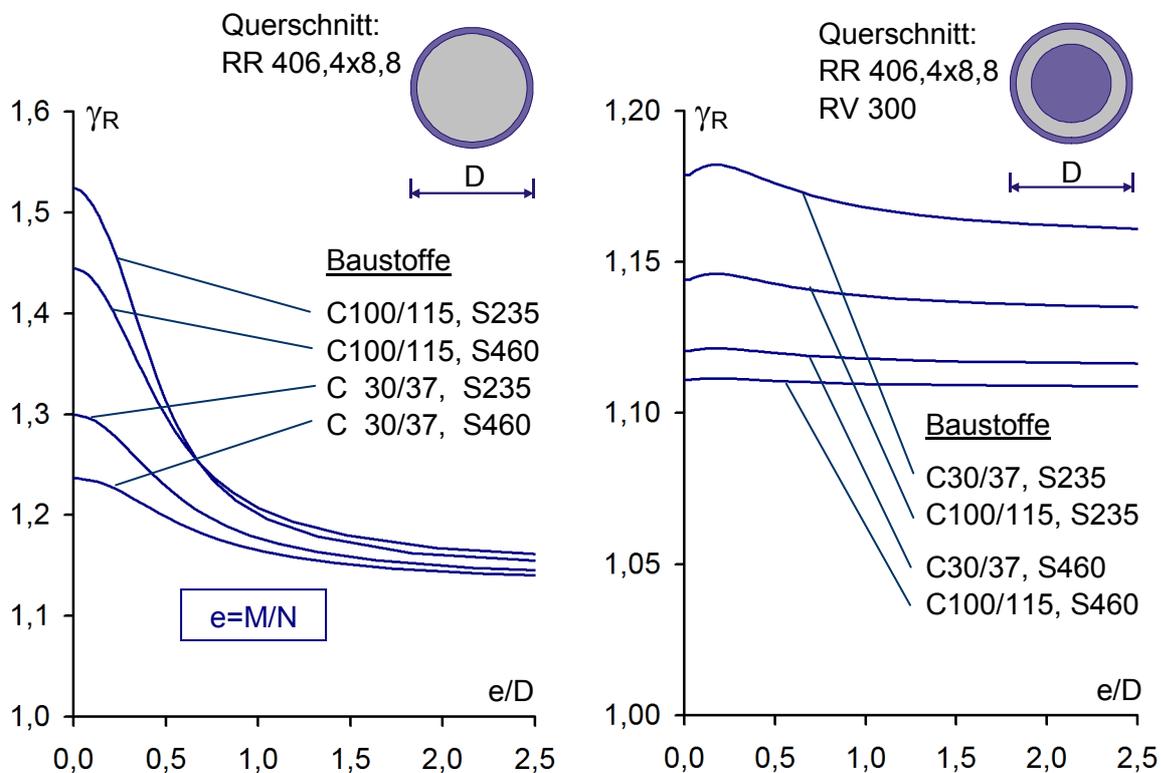
Dabei ist  $R_{pl,d}$  die mit den Bemessungswerten der Werkstofffestigkeiten berechnete, vollplastische Querschnittstragfähigkeit und  $R_{pl,m}$  die mit den rechnerischen Mittelwerten der Werkstofffestigkeiten berechnete, vollplastische Querschnittstragfähigkeit. Der Nachweis nach Gleichung (8-3) ist dabei abhängig von der auftretenden Beanspruchungskombination.

Für eine Normalkraft und das zugehörige Moment wird  $R_{pl,d}$  und  $R_{pl,m}$  und daraus  $\gamma_R$  berechnet. Die Normalkraft wird dann bei einer Berechnung unter Ansatz der Mittelwerte der Baustofffestigkeiten gesteigert, bis die maximale Tragfähigkeit des Systems erreicht ist. Die ausreichende Tragfähigkeit der Stütze ist nachgewiesen, wenn das Verhältnis von möglicher zu vorhandener Belastung  $\lambda_u$  größer ist als  $\gamma_R$  (Abb. 69).



**Abb. 69** Nachweis der Tragsicherheit mittels einer nichtlinearen Berechnung<sup>^</sup>

Eine Bestimmung der maximal möglichen Last nach diesem Sicherheitskonzept ist nur iterativ möglich, da das aus einer Exzentrizität vorhandene Moment bei einer Laststeigerung nicht proportional zur Normalkraft anwächst. Dadurch kann die maßgebende Belastung aus M und N für die Bestimmung von  $\gamma_R$ , nicht vorab bestimmt werden. In Abb. 70 ist exemplarisch der Einfluss der Querschnittsausbildung und des Verhältnisses M/N auf den Sicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  für zwei Querschnittstypen dargestellt.



**Abb. 70** Verlauf von  $\gamma_R$  in Abhängigkeit vom Querschnitt, den Baustofffestigkeiten und der Lastausmitte e/d

### 8.3 Vereinfachte Nachweisverfahren

#### 8.3.1 Tragfähigkeitsnachweis bei planmäßig zentrischen Druck

Nach DIN 18800-5 [2] und Eurocode 4-1-1 [1] kann bei planmäßig zentrischem Druck ein Tragicherheitsnachweis auf der Grundlage der europäischen Knickspannungslinien geführt werden. Der Einfluss von geometrischen und strukturellen Imperfektionen (Vorkrümmungen) wird dabei in Abhängigkeit von der jeweiligen Einstufung in die Knickspannungslinie berücksichtigt. Dieser Nachweis wird nach Gl. (8-4) geführt.

$$\frac{N_{Ed}}{\kappa N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (8-4)$$

Der Abminderungsfaktor  $\kappa$  wird dabei nach DIN 18800-2 bestimmt. Die zugrunde zu legende bezogene Schlankheit berechnet sich zu

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{ki}}} \quad (8-5)$$

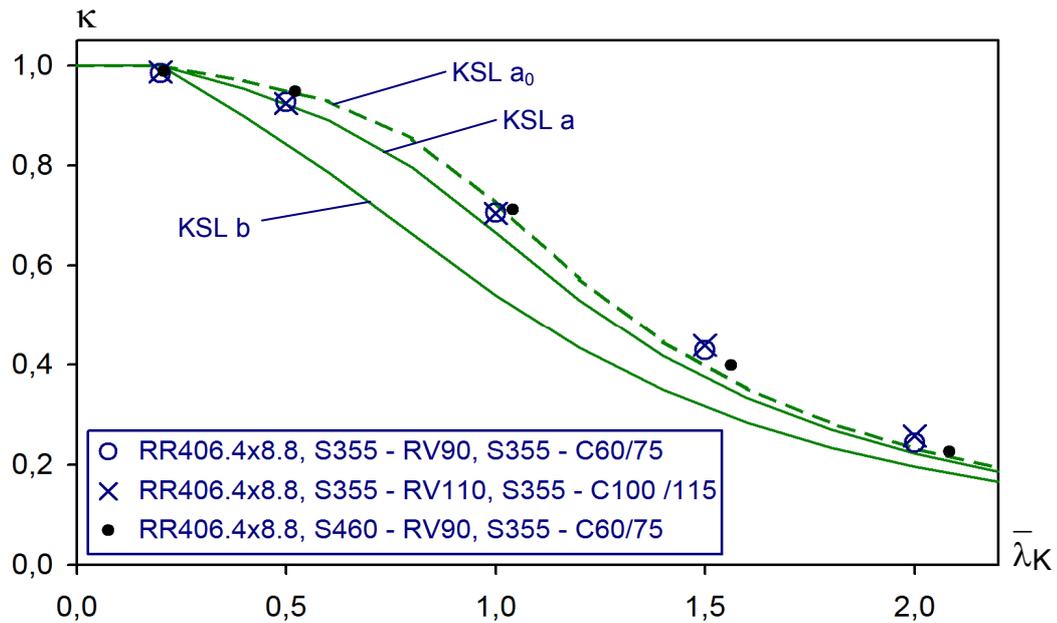
wobei  $N_{pl}$  mit den charakteristischen Festigkeiten der Werkstoffe bestimmt wird, und die Normalkraft unter der kleinsten Verzweigungslast  $N_{ki}$  mit der effektiven Steifigkeit  $EI_{eff,l}$  nach Gl. (8-6) berechnet wird.

$$N_{ki} = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{s_k^2} \quad ; \quad EI_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + 0,6 E_c I_c \quad (8-6)$$

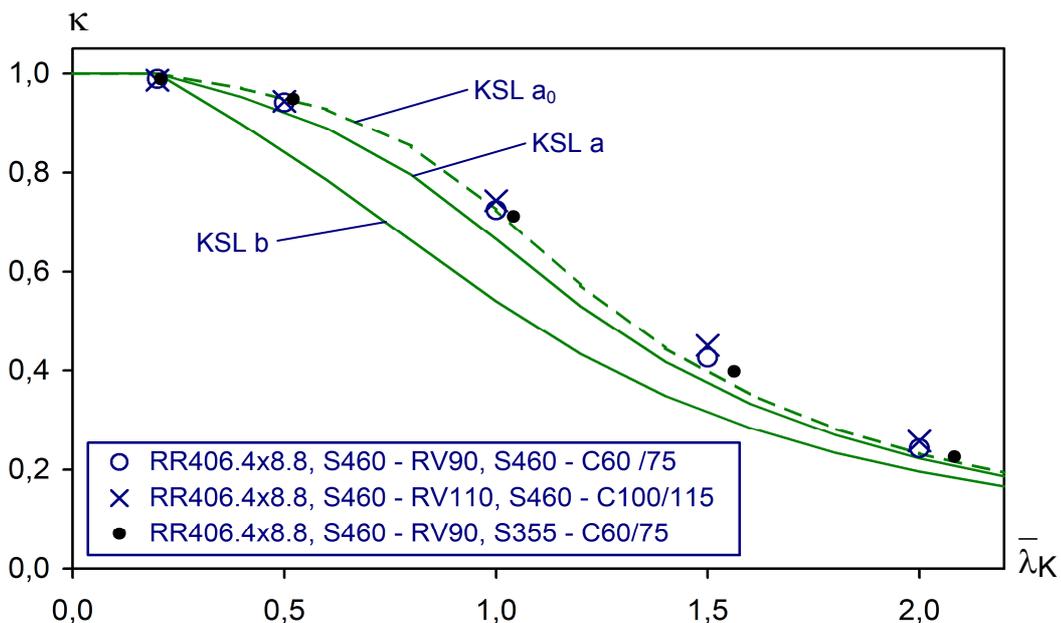
Die Zuordnung der Querschnitte zu den Knickspannungslinien erfolgt nach Tabelle 11 der DIN 18800-5. Für Hohlprofil-Verbundstützen mit runden Vollkernprofilen ist diese Zuordnung bislang ausgeblieben. Nachfolgend werden daher für diesen Stützentyp im folgenden Kapitel Berechnungen durchgeführt und eine Einstufung vorgeschlagen.

#### 8.3.2 Zur Frage der Einstufung in die Europäischen Knickspannungskurven - geometrische Ersatzimperfektionen

In Abb. 71 und Abb. 72 sind die Ergebnisse der durchgeführten nichtlinearen Berechnungen in Abhängigkeit von der bezogenen Schlankheit  $\bar{\lambda}_k$  nach DIN 18800-5 und Eurocode 4 für Betonfestigkeitsklassen C60 bis C100 dargestellt. Dabei wurden nur Kernprofile mit einem Verhältnis  $D_k/D \leq 0,3$  berücksichtigt. Das Mantelrohr und das Kernprofil besitzen eine Streckgrenze von 360 bzw. 460 N/mm<sup>2</sup>. Den Berechnungen liegt eine geometrische Imperfektion (Vorkrümmung) von  $L/1000$  und der in Abschnitt 5 hergeleitete vereinfachte Eigenspannungszustand zugrunde.



**Abb. 71** Vergleich der rechnerisch ermittelten bezogenen Traglasten mit den Knickspannungslinien  $a$  und  $b$  - Mantelrohr in der Stahlgüte S355 und  $D_K / D \leq 0,3$



**Abb. 72** Vergleich der rechnerisch ermittelten bezogenen Traglasten mit den Knickspannungslinien  $a$  und  $b$  - Mantelrohr in der Stahlgüte S460 und  $D_K / D \leq 0,3$

Zum Vergleich wurden die Systeme, die den in Abb. 73 dargestellten Auswertungen zugrunde liegen, auch ohne die Berücksichtigung von Eigenspannungen berechnet. Die angegebenen bezogenen Traglasten lassen erkennen, dass der Eigenspannungseinfluss bei den Querschnitten mit  $D_K / D \leq 0,3$  von untergeordneter Bedeutung ist.

Den Einfluss großer Kernprofile mit verschiedenen Werkstofffestigkeiten auf die Zuordnung zu einer Knickspannungslinie zeigen Abb. 74 und Abb. 75.

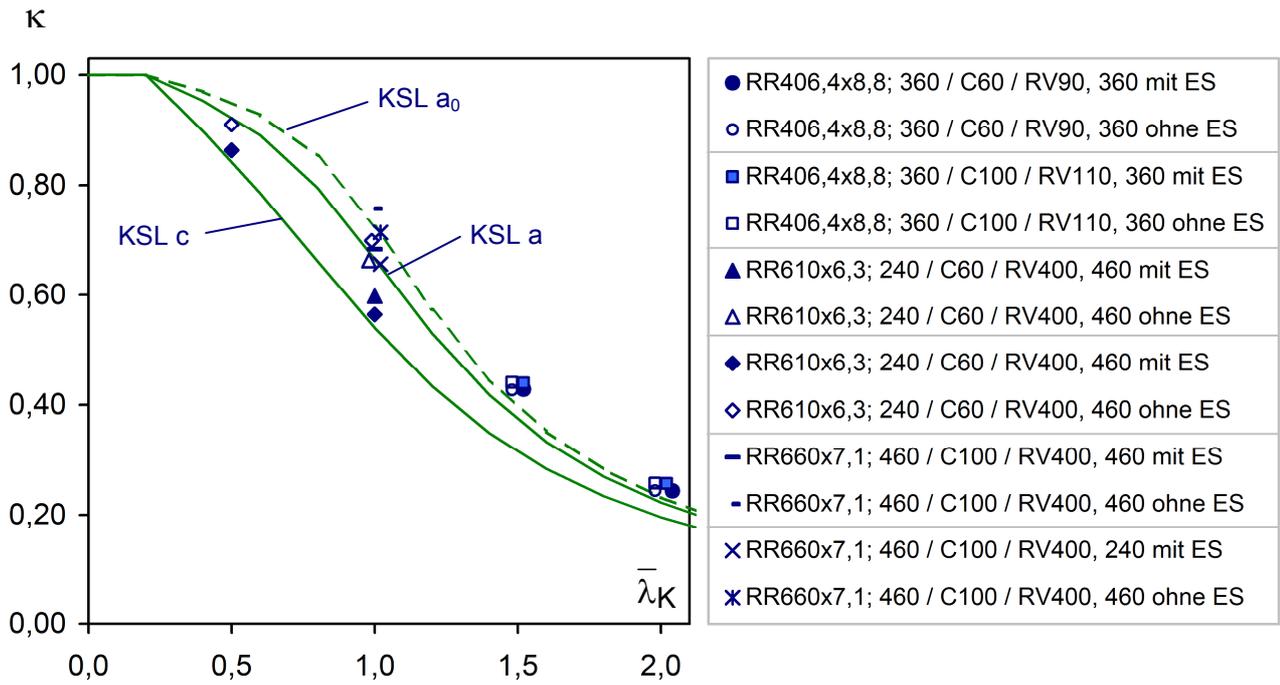


Abb. 73 Rechnerische, bezogene Traglasten mit und ohne den Ansatz von Eigenspannungen

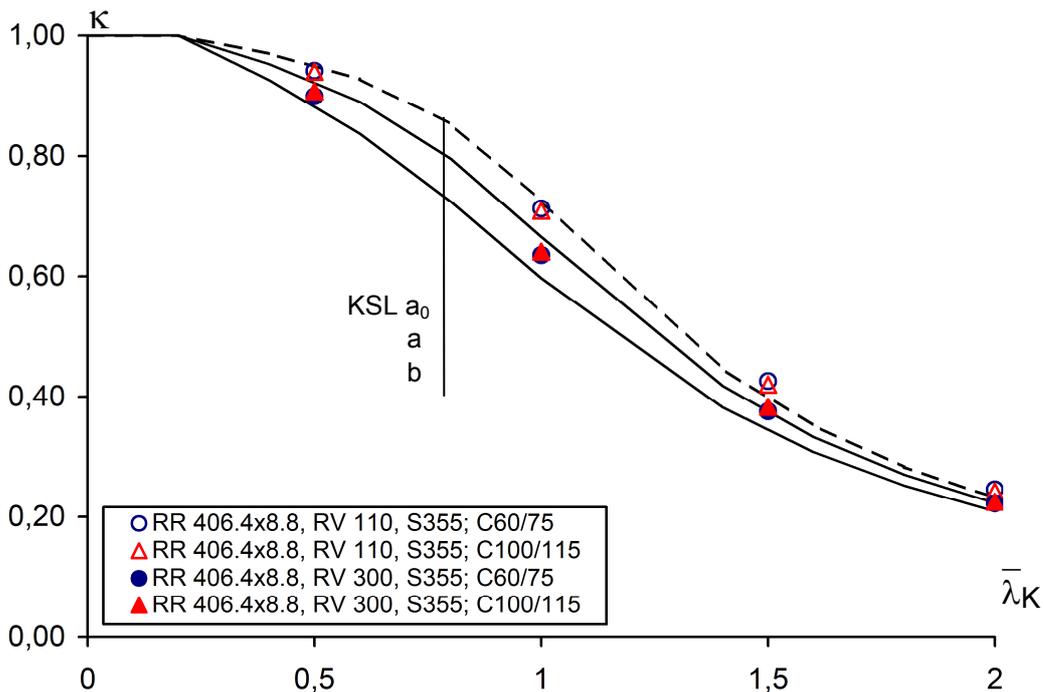
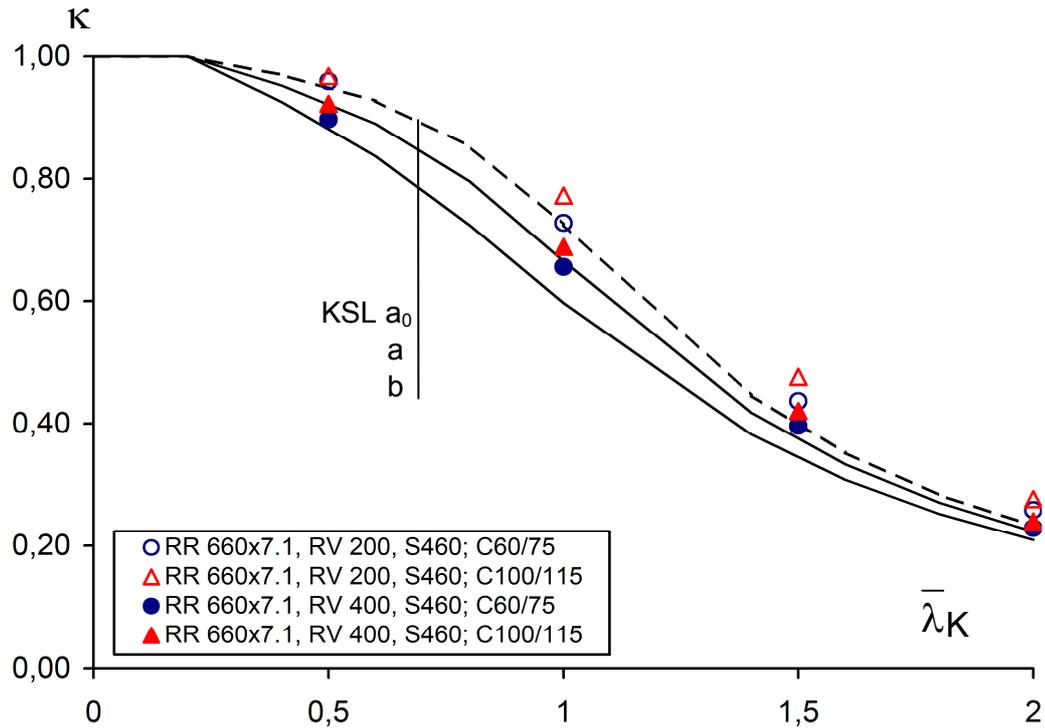
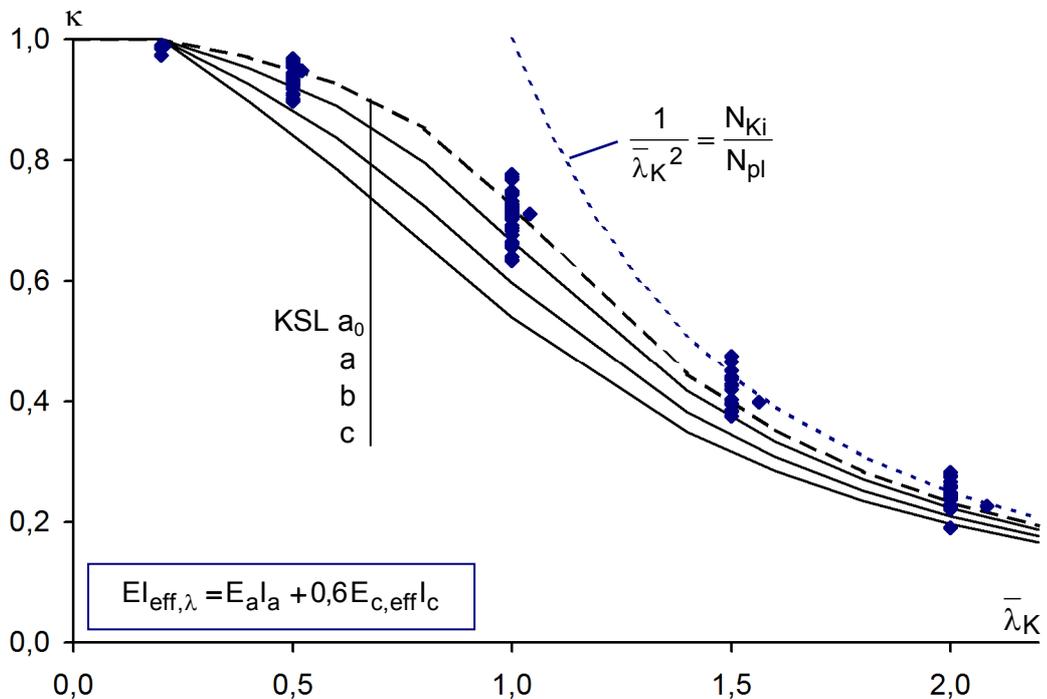


Abb. 74 Querschnittsabhängige Traglastabminderungen Rohr Ø 406,4 x 8,8 mit unterschiedlichen Kerndurchmessern, Stahl S355



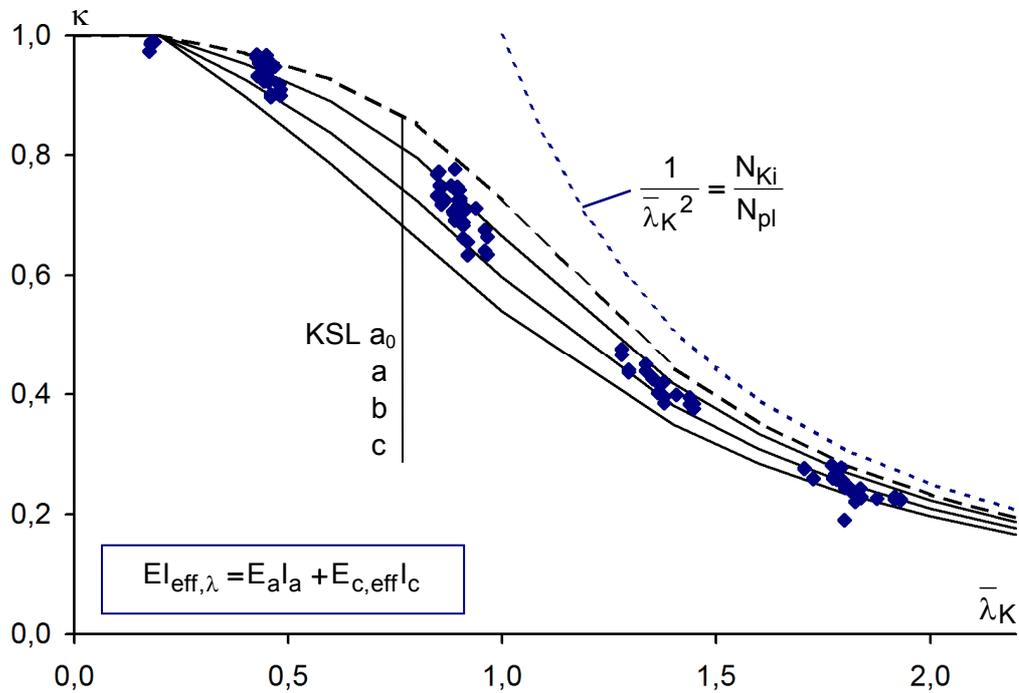
**Abb. 75** Querschnittsabhängige Traglastabminderungen für ein Rohr Ø 660 x 7,1 mit unterschiedlichen Kerndurchmessern, Stahl S460

Die Auswertung sämtlicher zentrisch belasteter Stützen ergab, dass Stützen mit kleinen Kernprofilen im Rahmen der in Tab. 20 angegebenen Werkstofffestigkeiten in die Knickspannungslinie a einzuordnen sind. Bei großen Kernprofilen sind die Stützen in die Knickspannungslinie b einzuordnen (Abb. 76).



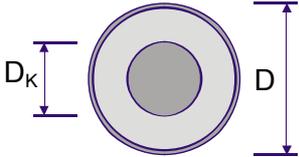
**Abb. 76** Tragfähigkeiten von runden Hohlprofilverbundstützen mit und ohne Vollkernprofil

Die Einstufung eines Querschnitts in eine Knickspannungslinie ist vom Ansatz der effektiven Biegesteifigkeit  $EI_{eff,\lambda}$  abhängig. In DIN 18800-5 [2] und in Eurocode 4 [1] wird der Einfluss der Rissbildung durch eine Abminderung der Steifigkeit des Betons von  $E_{c,eff}I_c$  auf den 0,6-fachen Wert erfasst. Diese pauschale Abminderung ist jedoch nicht für alle Schlankheitsbereiche zutreffend.

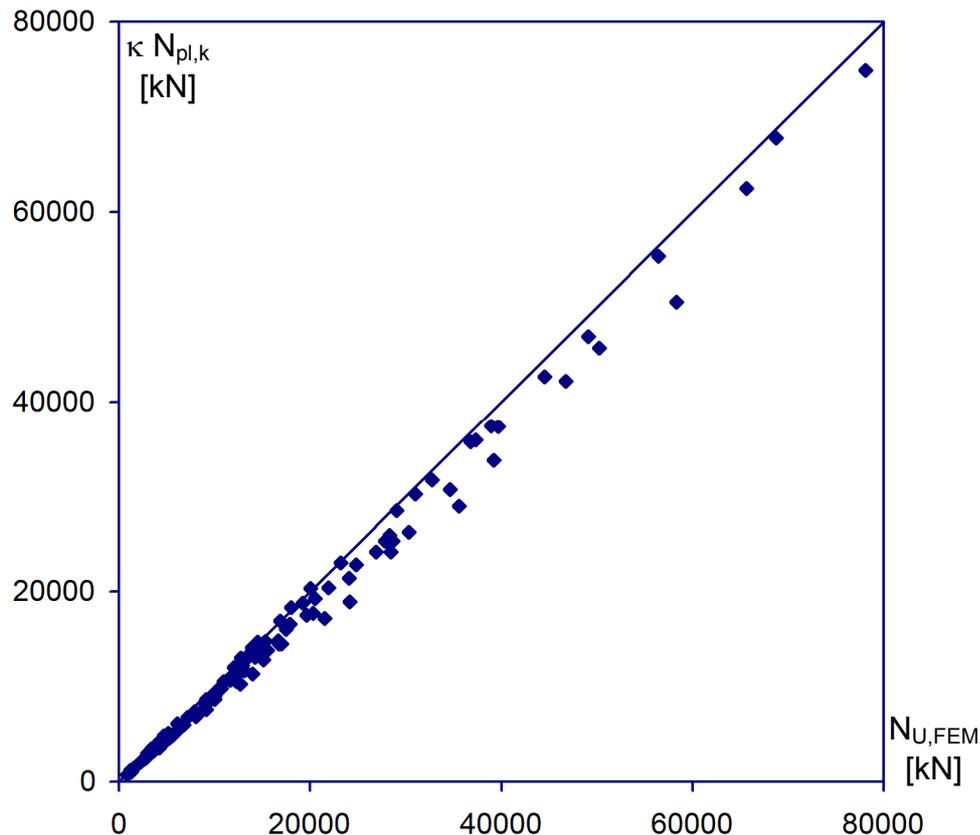


**Abb. 77** Tragfähigkeiten von runden Hohlprofilverbundstützen mit und ohne Vollkernprofil

In Abb. 77 wurde zum Vergleich keine Abminderung zur Erfassung der Rissbildung berücksichtigt. Man erkennt, dass man dann zu einer anderen Einstufung gelangt. Zu diesem Problem sind noch weitere Untersuchungen erforderlich, da die effektive Biegesteifigkeit auch von der Schlankheit abhängt. Unter Ansatz der effektiven Biegesteifigkeit nach DIN 18800-5 (s. Abb. 76) können die untersuchten Querschnitte im angegebenen Anwendungsbereich wie folgt den Knickspannungslinien zugeordnet werden:

Zeile	Spalte	1	2	3
	Querschnitt	Anwendungsgrenzen	Ausweichen rechtwinklig zur Achse	Knickspannungslinie
1	Kreisförmige Hohlprofile mit oder ohne rundes Vollkern-Einstellprofil Stahlgüte ab S355 Betongüte ab C60/75 	$\frac{D_K}{D} < 0,5$ oder $D_K < 100 \text{ mm}$	y-y und z-z	a
2		alle übrigen Querschnitte	y-y und z-z	b

**Tab. 20** Planmäßig zentrischer Druck: Zuordnung zu Knickspannungslinien



**Abb. 78** Maximale Traglasten nach den europäischen Knickspannungslinien  $N_{R,k}$ , verglichen mit den in der FE-Berechnung maximal erreichten Lasten

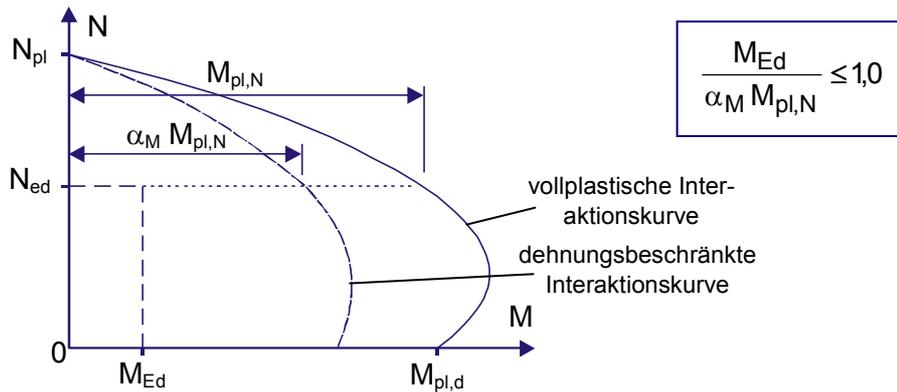
In Abb. 78 sind die mit der Einstufung nach Tab. 20 ermittelten Traglasten den mit dem FE-Modell ermittelten Traglasten gegenübergestellt. Die mit den Knickspannungslinien ermittelten maximalen Traglasten zentrisch gedrückter Stützen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den nach dem allgemeinen Verfahren berechneten maximalen Bemessungslasten, wobei der Nachweis auf der Grundlage der europäischen Knickspannungslinien stets zu auf der sicheren Seite liegenden Ergebnissen führt.

### 8.3.3 Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und Biegung

Treten an einer Stütze neben den Normalkräften in Stützenlängsrichtung zusätzliche Biegemomente infolge exzentrischer Lastenleitungen oder Querlasten auf, so kann DIN 18800-5 und Eurocode 4-1-1 ein vereinfachter Nachweis auf der Grundlage einer Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung unter Ansatz einer konstanten effektiven Biegesteifigkeit nach Gl. (8-7) geführt werden. Dadurch erübrigt sich eine aufwändige Berechnung mittels eines FE-Programmes. Die effektive Biegesteifigkeit wird aus der Addition der Steifigkeiten der Teilquerschnitte berechnet und ist unabhängig vom betrachteten System und dem Momentenverlauf.

$$EI_{\text{eff}} = 0,9 (E_a I_a + 0,5 E_{c,\text{eff}} I_c) \quad (8-7)$$

Das aufnehmbare Moment des Querschnitts für eine gegebene Normalkraft  $N_{Ed}$  bestimmt sich dabei aus der zugehörigen vollplastischen Momententragfähigkeit, wobei deren Ausnutzung nach [2] abhängig von der im Querschnitt verwendeten Stahlgüte begrenzt wird.



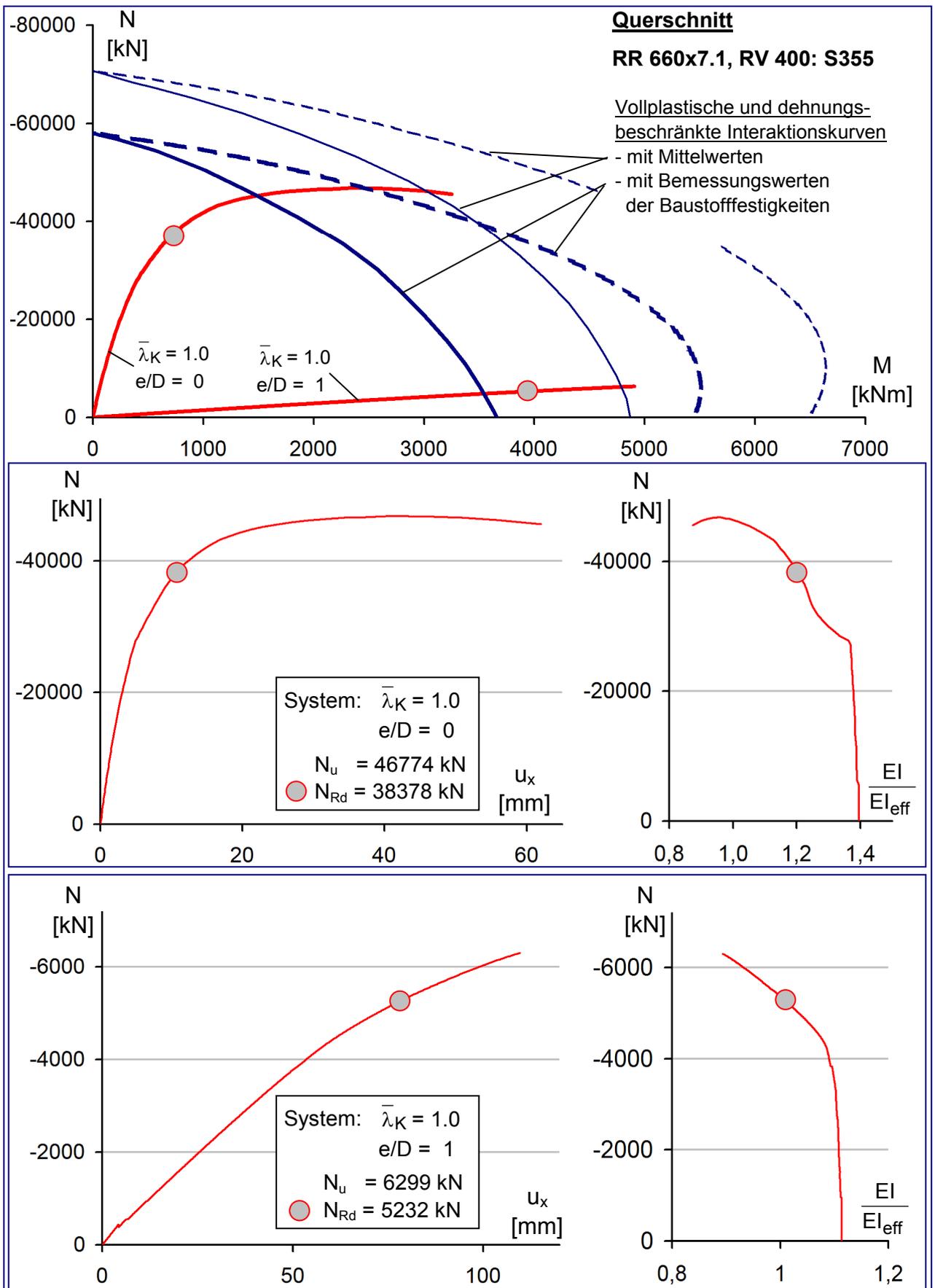
**Abb. 79** Nachweis mit einer Berechnung nach Theorie II.Ordnung nach dem vereinfachten Verfahren [2]

Die angegebene Vorkrümmung der Stütze ist abgestimmt auf die konstante effektive Biegesteifigkeit und die ansetzbare Tragfähigkeit der Stütze. Die Beanspruchbarkeit der Querschnitte wurden bereits in Kap. 8.1 betrachtet. Mit den in den nachfolgenden Kapiteln ausgewerteten Berechnungen werden nun Imperfektionsansätze und anzusetzende effektive Biegesteifigkeiten angegeben, mit denen ein Nachweis nach Theorie II. Ordnung nach dem vereinfachten Verfahren für Hohlprofilverbundstützen mit runden Vollkernen ermöglicht werden soll.

### 8.3.4 Zum Ansatz von Ersatzimperfektionen und effektiven Biegesteifigkeiten nach DIN 18800-5 und Eurocode 4 für Berechnungen nach Theorie II. Ordnung

#### 8.3.4.1 Zentrisch gedrückte Stützen

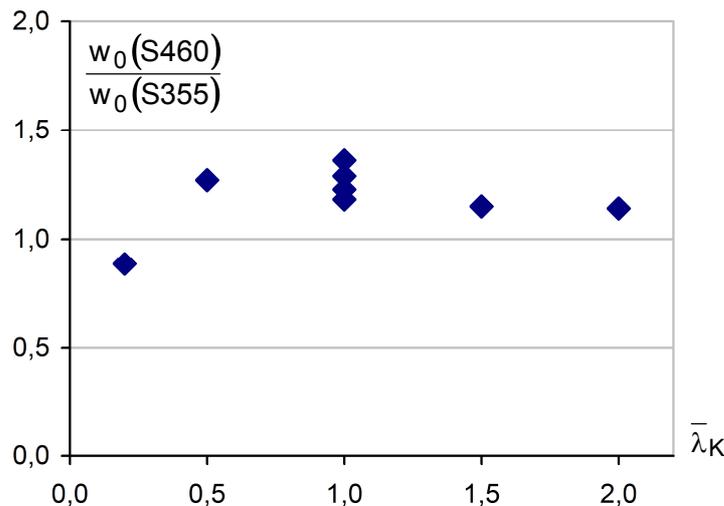
Bei dem Tragsicherheitsnachweis nach dem vereinfachten Verfahren wird das im maßgebenden Querschnitt rechnerisch auftretende Biegemoment der zur aufgebrachten Normalkraft zugehörigen dehnungsbeschränkten Momenten Tragfähigkeit gegenübergestellt. In Abb. 80 ist die sich aus einer nichtlinearen Berechnung ergebende Normalkraft-Momenten-Beziehung dargestellt. Es ist zu erkennen, dass bei maximaler Bemessungslast die dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit, die sich mit den Festigkeiten und Steifigkeiten der verwendeten Materialien ohne die Berücksichtigung struktureller Imperfektionen ergibt, nicht ausgenutzt wird.



**Abb. 80** Normalkraft und Biegemoment aus Traglastberechnungen, Entwicklung der effektiven Steifigkeit: Stütze mit Randexzentrizität

Durch die Anpassung der effektiven Steifigkeit bzw. der anzusetzenden Imperfektion wird erreicht, dass bei der maximal aufnehmbaren Bemessungslast auch das zugehörige maximal zulässige Biegemoment auftritt. Bei den nachfolgenden Herleitungen werden auf der Grundlage der über die Stützenlänge konstanten effektiven Biegesteifigkeit nach Gl. (8-7) die anzusetzenden Imperfektionen für zentrisch belastete Stützen bestimmt. Die nach DIN 18800-5 [2] anzusetzende Biegesteifigkeit berechnet sich nach Gl. (8-7).

Die Auswertung der FE-Berechnungen zeigte eine Abhängigkeit der rückgerechneten Imperfektion von einzelnen Merkmalen eines Querschnittes (Stahlgüte, Betongüte, Kerndurchmesser, Schlankheit). Zum Beispiel kann anhand des Vergleiches von Systemen, die sich nur durch die verwendete Stahlgüte unterscheiden, die Abhängigkeit der Anfangsausmitte von der verwendeten Stahlgüte ermittelt werden (Abb. 81).



**Abb. 81** Vergleich rückgerechneter Ausmitten von Querschnitten unterschiedlicher Stahlgüten

Wird dieser Vergleich für einzelne Querschnitte mit unterschiedlich großen Kernprofilen geführt, so ist zu erkennen, dass Kernprofile bis zu einem Durchmesser von etwa 200 mm einen günstigen (verringenden) Einfluss auf die Anfangsausmitte haben. Bei größeren Kernprofilen vergrößert sich die rückgerechnete Ausmitte. Ursache dafür ist der ungünstige Einfluss der Eigenspannungen. Der „Umkehrpunkt“ ergibt sich etwa für einen Kerndurchmesser von 200 mm. Die Abhängigkeit der Vorkrümmung vom Kerndurchmesser zeigt beispielhaft Tab. 21.

Mantelrohr	Kernprofil	Stahlgüte	L/w <sub>0</sub>
406,4 x 8,8	-	360	434
	90		454
	110		499
	250		466
	300		385
406,4 x 8,8	-	460	533
	90		584
	110		654
	300		520

Mantelrohr	Kernprofil	Stahlgüte	L/w <sub>0</sub>
RR 660x7,1	-	360	416
	200		576
	400		396
RR 660x7,1	-	460	515
	200		756
	400		544

**Tab. 21** Vergleiche rückgerechneter Ausmitten von Querschnitten mit unterschiedlichen Kerndurchmessern (Betongüte C60/75, Mantelrohrgüte = Kernprofilstahlgüte,  $\bar{\lambda}_K = 1,0$ )

Die Vorkrümmungen werden für die maximalen Bemessungslasten, die nach dem allgemeinen Verfahren bestimmt wurden, berechnet. Bei diesen Lasten ist der Einfluss nach Theorie II. Ordnung für einige der betrachteten Systeme mit der effektiven Steifigkeit nach Gl. (8-7) sehr groß, wodurch sich teilweise sehr kleine Imperfektionen ergeben. Sowohl die in Abb. 81 und Tab. 21 dargestellten Zusammenhänge als auch die Gegenüberstellungen der Betongüten oder der Knicklängen weisen bei der Betrachtung aller Querschnitte größere Streuungen auf, durch die eine rein analytische Bestimmung der anzusetzenden Imperfektionen nicht möglich ist. Die großen Streuungen sind dabei unter anderem auf die numerische Empfindlichkeit infolge der Nichtlinearität zurückzuführen.

Vergleichsrechnungen ergaben, dass bei dem Ansatz einer konstanten Vorkrümmung ein Wert von  $w_0 = L/400$  am ehesten zutreffende Ergebnisse liefert. Dieser Ansatz wird nachfolgend mit einem Ansatz verglichen, der die Querschnitts- und Systemmerkmale berücksichtigt. Verglichen werden in Tab. 22 und Tab. 23 dabei die Maximallasten  $P_{Rd,db}$  bzw.  $P_{Rd,\alpha_M}$ , die sich nach dem vereinfachten Verfahren ergeben, mit den maximalen Bemessungslasten nach dem allgemeinen Verfahren  $P_{Rd,allg}$ .

$w_0 = \frac{L}{400}$		n (Anzahl der untersuchten Systeme)	$\frac{P_{Rd,db}}{P_{Rd,allg}}$				$\frac{P_{Rd,\alpha_M}}{P_{Rd,allg}}$			
			MW	Max	Min	s	MW	Max	Min	s
Gruppe										
Gesamt		119	0,93	1,03	0,79	0,09	0,93	1,11	0,77	0,10
Mantelrohr- durchmesser [mm]	219,1	24	0,95	1,01	0,86	0,07	0,96	1,09	0,84	0,07
	406,4	57	0,95	1,03	0,86	0,07	0,93	1,11	0,84	0,08
	660	38	0,90	1,02	0,79	0,12	0,90	1,06	0,77	0,13
Kern- durchmesser [mm]	0	24	0,96	1,03	0,88	0,05	0,99	1,11	0,88	0,06
	50	6	0,95	0,99	0,86	0,08	0,93	0,97	0,84	0,10
	100	39	0,94	1,00	0,86	0,07	0,92	0,98	0,84	0,09
	200	16	0,87	0,97	0,79	0,15	0,86	0,96	0,77	0,16
	250	2	0,95	0,96	0,94	0,07	0,92	0,94	0,91	0,11
	300	16	0,95	1,02	0,86	0,07	0,92	0,99	0,84	0,09
	400	16	0,91	1,02	0,79	0,12	0,90	1,00	0,79	0,12
Streckgrenze [N/mm <sup>2</sup> ]	360	66	0,94	1,03	0,79	0,08	0,94	1,11	0,79	0,09
	460	53	0,92	1,01	0,79	0,10	0,91	1,01	0,77	0,11
Betonfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	60	67	0,94	1,02	0,79	0,08	0,93	1,03	0,79	0,09
	100	52	0,92	1,03	0,79	0,10	0,92	1,11	0,77	0,11
bezogene Schlankheit $\bar{\lambda}_K$	0,2	7	0,98	0,99	0,98	0,02	0,98	0,99	0,97	0,03
	0,5	28	0,97	1,02	0,90	0,04	0,96	1,02	0,92	0,05
	1,0	37	0,94	1,03	1,70	0,07	0,95	1,11	1,67	0,08
	1,5	19	0,87	0,94	0,79	0,14	0,86	0,92	0,77	0,15
	2,0	28	0,91	0,98	0,79	0,11	0,90	0,99	0,79	0,12

**Tab. 22** Auswertung des Ansatzes mit querschnitts- und systemunabhängiger Vorkrümmung

Um den Einfluss unterschiedlicher Querschnitte zu erfassen, sind die Querschnitte nach Gruppen sortiert. Für die Bewertung des Gesamtansatzes sowie der einzelnen Gruppen werden Mittelwerte, Maximal- und Minimalwerte sowie eine Standardabweichung als Maß für die Streuung berechnet.

Unter Berücksichtigung von Querschnitts- und Systemmerkmalen kann der Stich  $w_0$  der anzusetzenden Vorkrümmung nach Tab. 23 ermittelt werden. Die maximal anzusetzende Vorkrümmung ergibt sich danach zu  $w_0 = L/320$  für gedrungene bis mittelschlanke Stützen ohne Kernprofil und aus noch normalfesten Werkstoffen und entspricht etwa dem in der DIN 18800-5 angegebenen Wert von  $w_0 = L/300$ . Die Auswertungen der Stützen zeigen den Zusammenhang, dass Stützen aus hochfesten Materialien günstiger bezüglich der Annahme von geometrischen Ersatzimperfektionen einzustufen sind. Ebenfalls ist erkennbar, dass Kernprofile erst ab einem Durchmesser von etwa 200 mm aufgrund der Eigenspannungen einen ungünstigen Einfluss auf die anzusetzende Imperfektion haben.

$\frac{L}{w_0} = 400 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3$	Stahlgüte	S355	$k_1 = 1$
		S460	$k_1 = 1,25$
	Durchmesser des Kernprofils	$\leq 200$ mm	$k_2 = 1 + \frac{\varnothing_K [\text{mm}]}{400}$
		$> 200$ mm	$k_2 = 2 - \frac{\varnothing_K [\text{mm}]}{400}$
	Schlankheit der Stütze	$\bar{\lambda}_K \leq 0,5$	$k_3 = 0,8$
		$\bar{\lambda}_K > 0,5$	$k_3 = 0,7 + 0,2 \bar{\lambda}_K$

**Tab. 23** Ersatzimperfektion in Abhängigkeit von Kerndurchmesser und Stützenschlankheit

Der Minimalwert der Anfangsausmitte ergibt sich für einen Querschnitt mit einem Kernprofil  $\varnothing 200$  mm aus S460 und eine bezogene Schlankheit von  $\bar{\lambda}_K = 2$  zu  $w_0 = L/825$ . Die Auswertung des Ansatzes zeigt Tab. 24. Eine Abhängigkeit der rückgerechneten Imperfektion von der Betongüte konnte ebenfalls beobachten werden, jedoch können aufgrund der großen Streuungen keine detaillierteren Angaben zur genaueren Berücksichtigung dieses Einflusses angegeben werden.

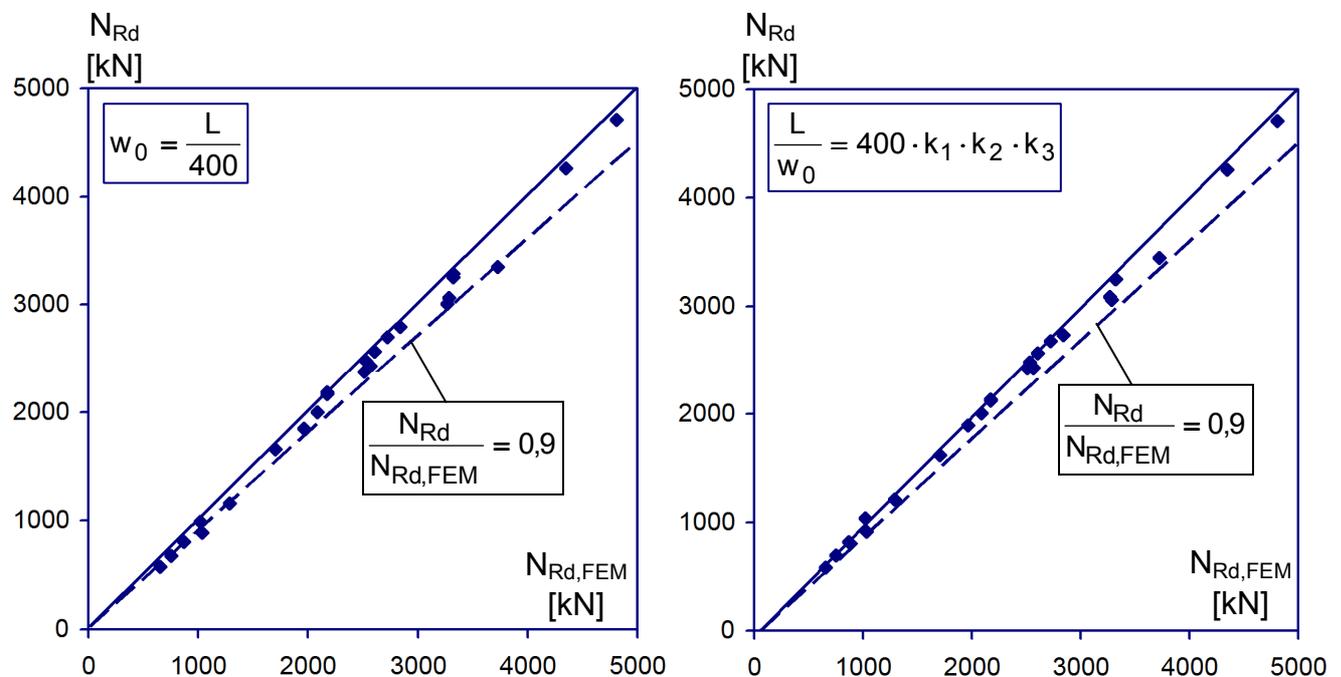
$\frac{L}{w_0} = 400 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3$		n (Anzahl der untersuchten Systeme)	$\frac{P_{Rd,db}}{P_{Rd,allg}}$				$\frac{P_{Rd,\alpha_M}}{P_{Rd,allg}}$			
			MW	Max	Min	s	MW	Max	Min	s
Gruppe										
Gesamt		119	0,96	1,04	0,80	0,06	0,96	1,09	0,80	0,06
Mantelrohr- durchmesser [mm]	219,1	24	0,96	1,02	0,89	0,05	0,96	1,07	0,87	0,06
	406,4	57	0,98	1,04	0,93	0,03	0,97	1,09	0,91	0,04
	660	38	0,93	1,00	0,80	0,08	0,93	1,04	0,80	0,09
Kern- durchmesser [mm]	0	24	0,96	1,00	0,89	0,05	0,99	1,09	0,89	0,05
	50	6	0,95	0,98	0,89	0,07	0,94	0,97	0,87	0,08
	100	39	0,97	1,02	0,93	0,04	0,96	1,01	0,91	0,05
	200	16	0,93	0,99	0,89	0,08	0,93	0,99	0,87	0,08
	250	2	1,00	1,01	0,99	0,02	0,97	0,99	0,96	0,04
	300	16	0,99	1,04	0,93	0,03	0,97	1,00	0,92	0,04
400	16	0,92	1,00	0,80	0,10	0,91	0,99	0,80	0,10	

**Tab. 24** Auswertung des Ansatzes mit an den Querschnitt und das System angepasster Vorkrümmung

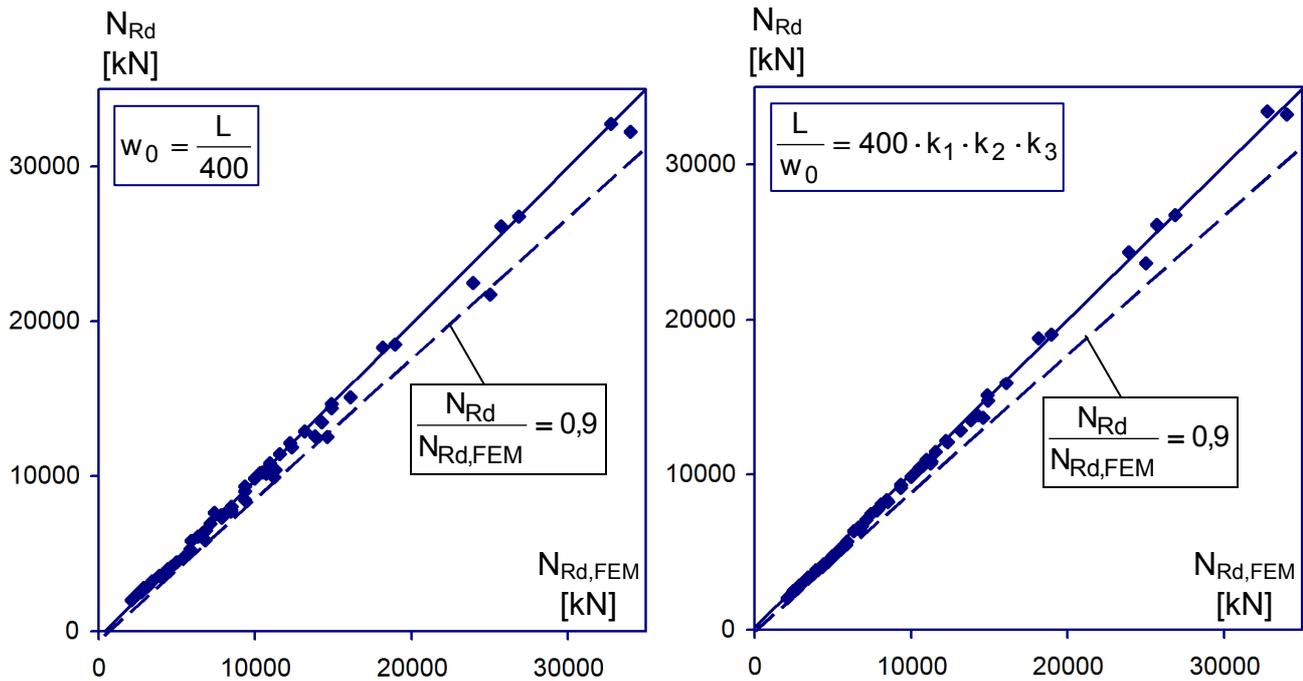
$\frac{L}{w_0} = 400 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3$		n (Anzahl der untersuchten Systeme)	$\frac{P_{Rd,db}}{P_{Rd,allg}}$				$\frac{P_{Rd,\alpha_M}}{P_{Rd,allg}}$			
			MW	Max	Min	s	MW	Max	Min	s
Streckgrenze [N/mm <sup>2</sup> ]	360	66	0,96	1,04	0,80	0,06	0,96	1,09	0,80	0,07
	460	53	0,94	1,02	0,84	0,06	0,94	1,04	0,85	0,06
Betonfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	60	67	0,97	1,04	0,80	0,05	0,96	1,01	0,80	0,06
	100	52	0,95	1,01	0,84	0,06	0,95	1,09	0,85	0,07
bezogene Schlankheit $\bar{\lambda}_K$	0,2	7	0,98	0,99	0,98	0,02	0,98	0,99	0,97	0,02
	0,5	28	0,98	1,02	0,92	0,03	0,97	1,01	0,92	0,04
	1,0	37	0,94	1,04	1,79	0,04	0,95	1,09	1,79	0,05
	1,5	19	0,92	0,98	0,84	0,09	0,91	0,96	0,85	0,10
	2,0	28	0,95	1,02	0,80	0,07	0,94	1,01	0,80	0,08

**Tab. 24** Auswertung des Ansatzes mit an den Querschnitt und das System angepasster Vorkrümmung (Fortsetzung)

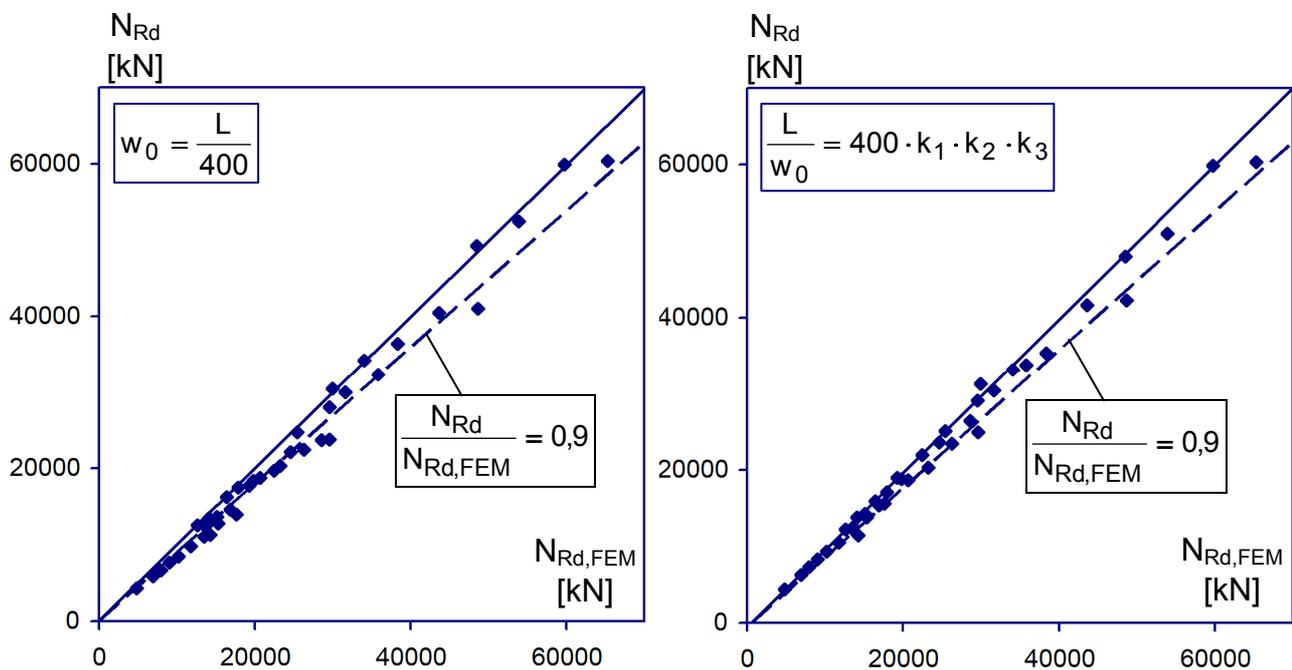
Die Berechnung der Stützensysteme nach dem vereinfachten Verfahren mit den in Tab. 23 angegebenen Ersatzimperfektionen zeigt eine gute Übereinstimmung der maximal möglichen Bemessungslasten mit den nach dem Allgemeinen Verfahren ermittelten Werten (Abb. 82 bis Abb. 84). Die geringeren Streuungen des angepassten Ansatzes sind ebenfalls deutlich zu erkennen. Die Überschreitungen gegenüber der mit dem allgemeinen Verfahren ermittelten Lasten von bis zu 4% bzw. 9% bei der vereinfachten Lösung sind vertretbar.



**Abb. 82** Vergleich der mit dem Allgemeinen Verfahren und dem vereinfachten Verfahren ermittelten Traglasten für einen Mantelrohrdurchmesser von 219 mm

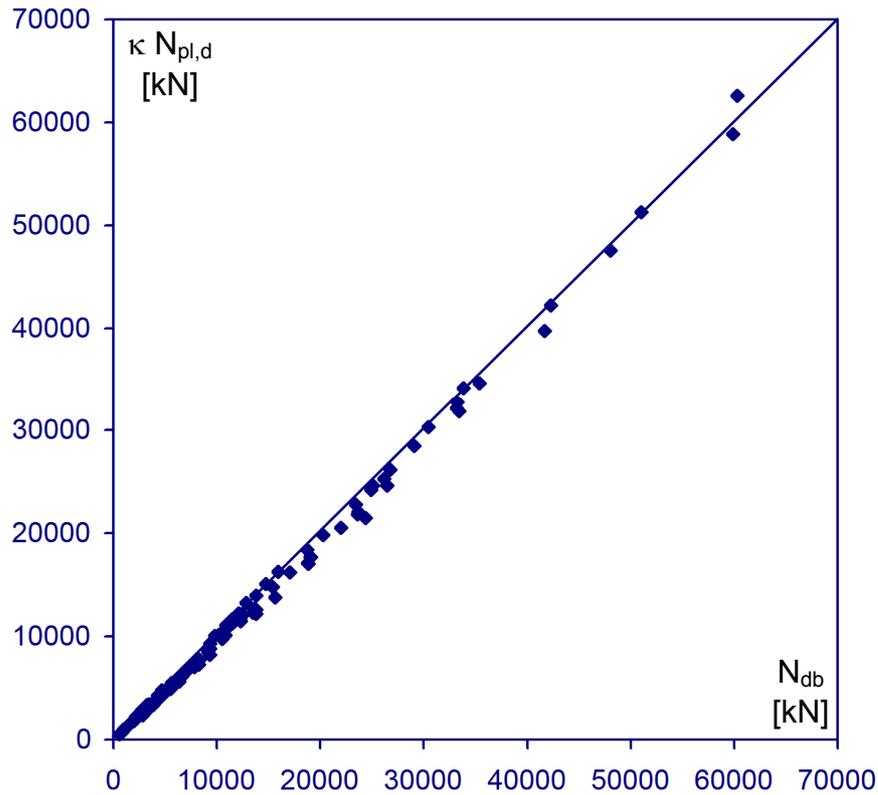


**Abb. 83** Vergleich der mit dem Allgemeinen Verfahren und dem vereinfachten Verfahren ermittelten Traglasten für einen Mantelrohrdurchmesser von 406 mm

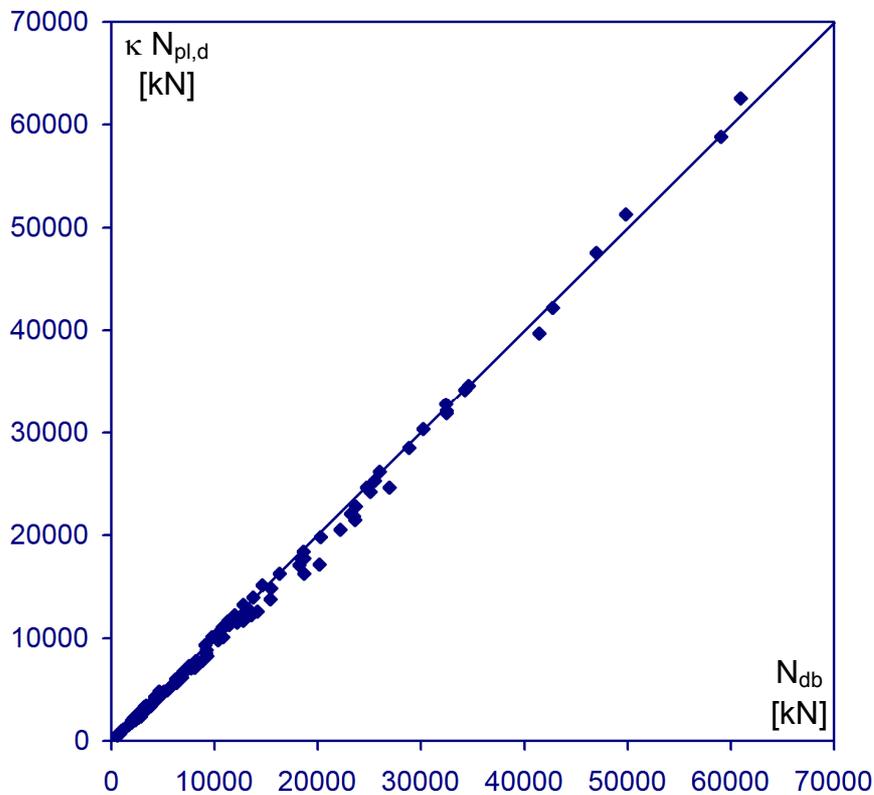


**Abb. 84** Vergleich der mit dem Allgemeinen Verfahren und dem vereinfachten Verfahren ermittelten Traglasten für einen Mantelrohrdurchmesser von 660 mm

Der Nachweis nach Theorie II. Ordnung sollte zu gleichen Ergebnissen führen wie die Nachweisführung auf der Grundlage der europäischen Knickspannungslinien. Die Ergebnisse sind in Abb. 85 und Abb. 86 dargestellt.



**Abb. 85** Vergleich der maximalen Traglasten nach den Europäischen Knickspannungslinien und nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung der dehnungsbeschränkten Querschnittstragfähigkeiten



**Abb. 86** Vergleich der maximalen Traglasten nach den Europäischen Knickspannungslinien mit denen nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung der Näherungsansätze für die dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit nach Tab. 19

### 8.3.4.2 Stützen mit Randmomenten

Bei den üblichen im Hochbau ausgeführten Anschlüssen von Decken bzw. Deckenträgern an Stützen kann eine ideal zentrische Lasteinleitung in die Stütze oft nicht realisiert werden. Dies ist zum einen durch die Lasteinleitungsstruktur selbst und zum anderen durch z.B. unterschiedliche Abmessungen und Belastungen der angrenzenden Deckenfelder bedingt. Um für den hier untersuchten Stützentyp einen sinnvollen Anwendungsbereich angeben zu können, muss dessen Verhalten bei der Einleitung von Randmomenten berücksichtigt werden.

Die Bestimmung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung erfolgt mittels einer direkten Berechnung unter Verwendung einer in den Regelwerken angegebenen konstanten Biegesteifigkeit (Gl. (8-7)). Damit ist, wie bereits in Kap. 8.3.4.1 beschrieben, nachzuweisen, dass das zur Normalkraft zugehörige dehnungsbeschränkt aufnehmbare Biegemoment größer ist, als das berechnete Biegemoment nach Theorie II. Ordnung.

Die von den Querschnitten und den Knicklängen der Stützen abhängigen Imperfektionen wurden für zentrisch gedrückte Stützen ausgewertet. Dabei wurde die effektive Biegesteifigkeit nach Gl. (8-7) zugrunde gelegt. Wird auf Grundlage einer FE-Berechnung die zu einer Normalkraft und dem auftretenden Biegemoment zugehörige Ersatzsteifigkeit durch Rückrechnung bestimmt, so ist ein Unterschied zwischen einer ideal zentrischen Belastung der Stütze und einer Belastung mit Randmomenten zu beobachten (Abb. 80). Unter der Annahme, dass die für zentrisch gedrückte Stützen angesetzten Imperfektionen auch für Stützen mit Randmomenten ihre Gültigkeit behalten, wird daher im Folgenden die anzusetzende effektive Biegesteifigkeit in Abhängigkeit auftretender Randmomente so angepasst, so dass ein Nachweis wie zuvor beschrieben geführt werden kann.

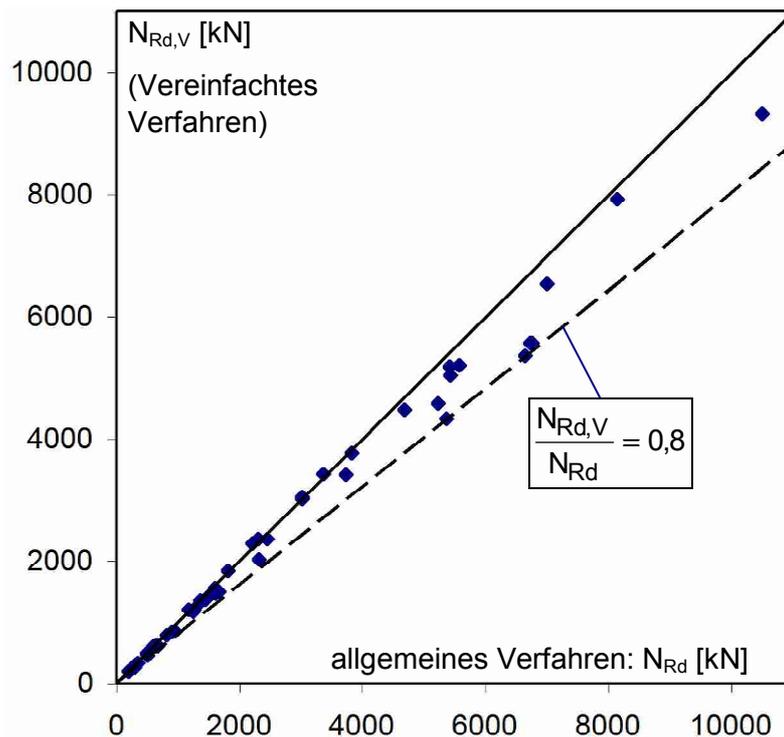
Einige Berechnungen unterschiedlicher Systeme mit Randmomenten, sowohl beidseitig gleich als auch einseitig und gegenläufig, haben den folgenden, in Tab. 25 dargestellten Zusammenhang ergeben. Das beobachtete, unterschiedliche Verhalten von Stahl und Beton zeigt sich dabei in dem Ansatz des Korrekturfaktors  $k_E$ .

Die der Tab. 25 zugrundeliegenden Systeme sind hinsichtlich der Querschnitte, der Schlankheiten und der Ausmitten grenzwertige Stichproben, aufgrund derer die Eingrenzung des Korrekturfaktors erfolgt.

$k_E$	$e/D$ <sup>1)</sup>		
	0	0,5	1
$\bar{\lambda}_K \leq 0,5$	1	1	1
$\bar{\lambda}_K = 1$	1	0,8	0,7 (0,8 <sup>2)</sup> )
$\bar{\lambda}_K = 2$	1	0,7 (0,8 <sup>2)</sup> )	0,7 (0,8 <sup>2)</sup> )
1) Gültig für ein Randmomentenverhältnis von $-1 \leq \psi \leq 1$			
2) Für $D_K/D \geq 0,5$ kann $k_E = 0,8$ angenommen werden.			
$EI_{\text{eff}} = k_E \cdot 0,9 (E_a I_a + 0,5 E_{c,\text{eff}} I_c)$			

**Tab. 25** Korrekturfaktor  $k_E$  für die effektive Biegesteifigkeit von Stützen mit Randmomenten für die Anwendung des vereinfachten Nachweisverfahrens

Die Anwendung der Tab. 25 auf die der Auswertung zugrundeliegenden Querschnitte und Systeme verglichen mit den nach dem allgemeinen Verfahren ermittelten Traglasten zeigt Abb. 87.



**Abb. 87** Aufnehmbare Lasten nach der Näherungslösung verglichen mit den nach dem allgemeinen Verfahren bestimmten aufnehmbaren Lasten

#### 8.4 Beulen des Mantelrohres

Bei den durchgeführten Berechnungen wurde vorausgesetzt, dass das Mantelrohr eine ausreichende Sicherheit gegen lokales Beulen aufweist. Nach [2] wird dies durch die Einhaltung des in Gl. (8-8) angegebenen Grenzwertes festgelegt.

$$\max\left(\frac{d}{t}\right) = 90 \frac{240}{f_{yk}} \quad (8-8)$$

Eine Auswertung dieser Bedingung für handelsübliche Rundrohre mit Stahlgüten S235, S355 und S460 zeigt, dass die Verwendung von Rundrohren mit großen Durchmessern bei gleichzeitig hohen Stahlgüten nach dieser Bedingung nur eingeschränkt möglich ist (Tab. 27).

Bradford u.a. berichten in [12] von experimentellen und theoretischen Untersuchungen zum Beulen von betongefüllten Rohren. Als Ergebnis stellten sie folgenden Zusammenhang fest:

$$\frac{N_R}{N_{pl}} = \frac{\lambda_{ey}}{\lambda_e} \quad \text{mit} \quad \lambda_e = \left(\frac{d}{t}\right) \left(\frac{f_y}{250}\right) \quad (8-9)$$

Nach der Auswertung zahlreicher Versuche wird dabei ein Grenzwert von  $\lambda_{ey} = 140$  angegeben. Dieser Grenzwert wurde durch Ergebnisse von Versuchen an betongefüllten Rohren mit einem Verhältnis von  $L/D$  bis 20 abgeglichen und als zutreffend bewertet. Mit der Vorgabe, dass es sich bei den in (8-9) angegebenen Normalkräften um Bemessungslasten handelt, ergeben sich die folgenden Grenzwerte für den  $(d/t)$ -Wert von ausbetonierten Rundrohren.

	S235	S355	S460
a) [12]	146	97	76
b) DIN 18800-5	80	53,3	41,7
a) / b)	1,67		

**Tab. 26** Grenz (d/t) Werte für ausbetonierte Rundrohre für  $L/D \leq 20$

	(d/t)	max(d/t) nach DIN 18800-5		
		S235: 80	S355: 53,3	S460: 41,7
RR 273,0x5,0	54,6	✓		
RR 273,0x6,3	43,3	✓	✓	
RR 323,9x4,0	81,0			
RR 323,9x5,6	57,8	✓		
RR 323,9x7,1	45,6	✓	✓	
RR 355,6x5,6	63,5	✓		
RR 355,6x8,0	44,5	✓	✓	
RR 406,4x6,3	64,5	✓		
RR 406,4x8,8	46,2	✓	✓	
RR 457,0x6,3	72,5	✓		
RR 457,0x10,0	45,7	✓	✓	
RR 508,0x6,3	80,6			
RR 508,0x11,0	46,2	✓	✓	
RR 559,0x6,3	88,7			
RR 559,0x12,5	44,7	✓	✓	
RR 610,0x6,3	96,8			
RR 610,0x12,5	48,8	✓	✓	
RR 660,0x7,1	93,0			
RR 660,0x14,2	46,5	✓	✓	

**Tab. 27** Nachweis ausreichender Beulsicherheit

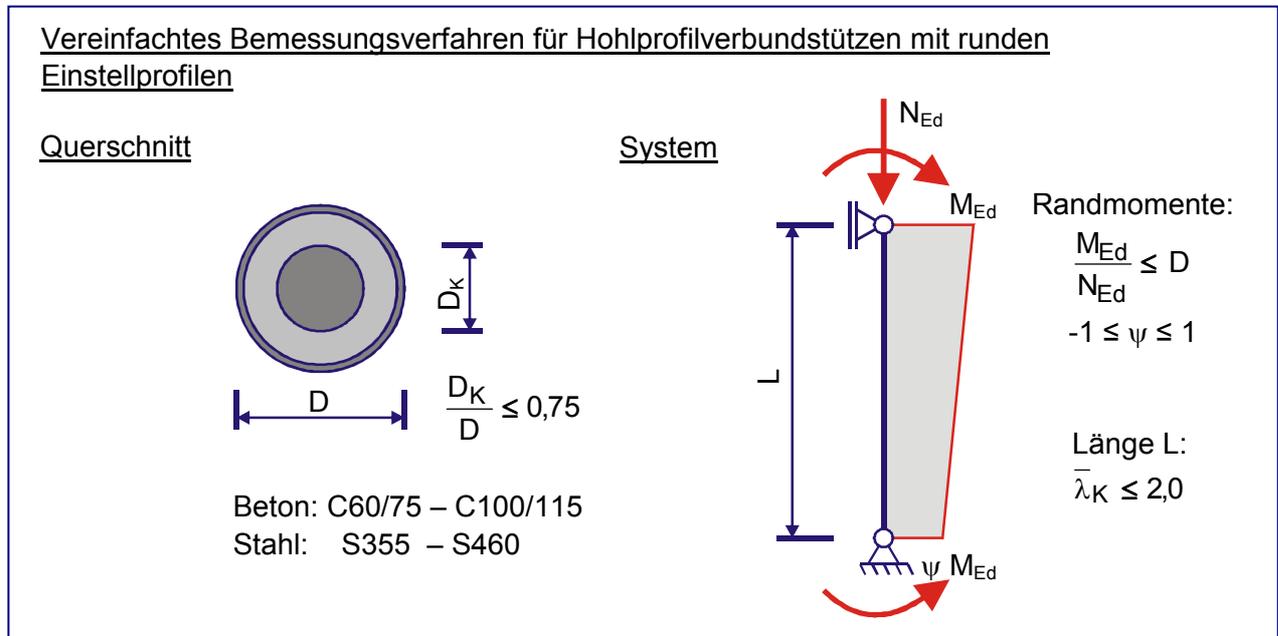
Die Zusammenstellung in Tab. 27 zeigt, dass der zulässige (d/t)-Wert nach DIN 18800-5 bei Rohren aus höherfesten Stählen oft überschritten ist. Den in [12] angegebenen Grenzwerten nach sind jedoch wesentlich mehr Querschnitte als unbedenklich hinsichtlich des lokalen Beulens einzustufen.

Die diesen Auswertungen zugrundeliegenden Versuche wurden an Probekörpern aus normalfesten Betonen durchgeführt, die bei dem Erreichen ihrer maximalen Tragfähigkeit größere Stauchungen aufweisen als hochfester Beton. Diesem als günstig zu bewertenden Unterschied steht entgegen, dass durch die geringere Mikrorissbildung des hochfesten Betons sich bei gedrungenen, zentrisch belasteten Stützen kein bzw. ein geringerer Innendruck auf das Mantelrohr ausbildet, der eher einen stabilisierende Einfluss auf das Beulen hätte.

Bei den in [20] und [21] durchgeführten Versuchen wurden Mantelrohre  $\varnothing 323,9 \times 4,0$  verwendet, die ein großes (d/t) - Verhältnis aufweisen. Die Stützen mit einer bezogenen Schlankheit von  $\bar{\lambda}_k \cong 0,8$  wurden mit Randexzentrizitäten von  $(e/d) = 0,05$  bis  $(e/d) = 0,25$  geprüft. Ein Beulen der Mantelrohre noch vor dem Erreichen der Traglast war dabei nicht zu beobachten.

### 8.5 Vorschlag für ein vereinfachtes Bemessungsverfahren

Unter Berücksichtigung der in den vorangegangenen Kapitel beschriebenen Zusammenhänge kann ein vereinfachtes Bemessungsverfahren für Hohlprofilverbundstützen innerhalb des Anwendungsbereichs nach Abb. 88 angegeben werden.



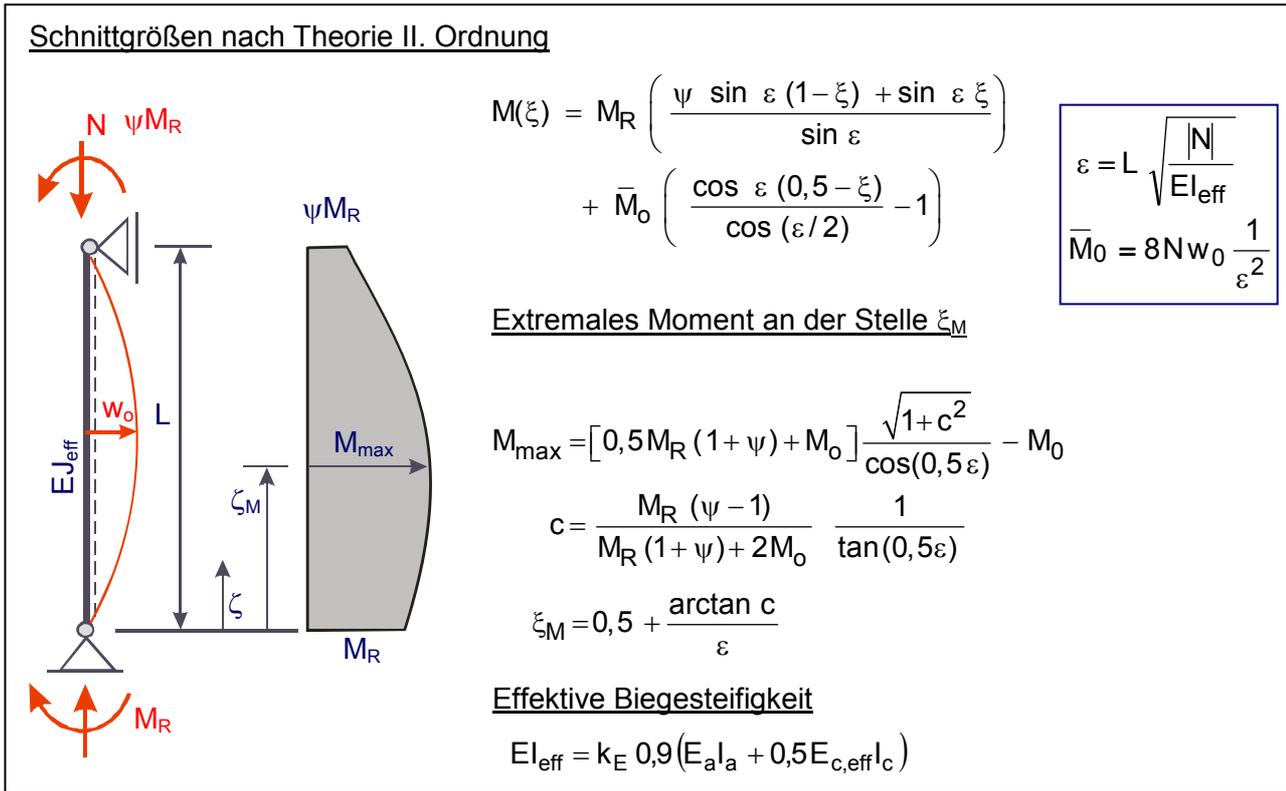
**Abb. 88** Anwendungsbereich des vereinfachten Bemessungsverfahrens für Hohlprofil-Verbundstützen mit runden Einstellprofilen

Grundlage für die Bemessung ist die Bestimmung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung unter Verwendung einer konstanten effektiven Biegesteifigkeit (Abb. 89). Die Berücksichtigung des Einflusses aus dem Kriechen (und Schwinden) erfolgt gemäß DIN 18800-5, s.a. Kap. 7. Die anzusetzende Vorkrümmung wird nach Tab. 23 bestimmt.

Bei auftretenden Randmomenten kann die für die Bestimmung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung anzusetzende Biegesteifigkeit unabhängig vom Randmomentenverhältnis  $\psi$  nach Tab. 25 bestimmt werden.

$k_E$	$e/D$		
	0	0,5	1
$\bar{\lambda}_K \leq 0,5$	1	1	1
$\bar{\lambda}_K = 1$	1	0,8	0,7 (0,8 <sup>1)</sup> )
$\bar{\lambda}_K = 2$	1	0,7 (0,8 <sup>1)</sup> )	0,7 (0,8 <sup>1)</sup> )
1) Für $D_K/D \geq 0,5$ kann $k_E = 0,8$ angenommen werden.			
$EI_{eff} = k_E \cdot 0,9 (E_a I_a + 0,5 E_{c,eff} I_c)$			

**Tab. 25** Korrekturfaktor  $k_E$  für die effektive Biegesteifigkeit von Stützen mit Randmomenten zur Anwendung mit dem vereinfachten Nachweisverfahren



**Abb. 89** Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung für einen Stab mit konstanter Biegesteifigkeit unter Drucknormalkraft und Randmomenten

$\frac{L}{w_0} = 400 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3$	Stahlgüte	S355	$k_1 = 1$
		S460	$k_1 = 1,25$
	Größe des Kernprofils	$\leq 200 \text{ mm}$	$k_2 = 1 + \frac{\varnothing_K [\text{mm}]}{400}$
		$> 200 \text{ mm}$	$k_2 = 2 - \frac{\varnothing_K [\text{mm}]}{400}$
	Schlankheit der Stütze	$\bar{\lambda}_K \leq 0,5$	$k_3 = 0,8$
		$\bar{\lambda}_K > 0,5$	$k_3 = 0,7 + 0,2 \bar{\lambda}_K$

**Tab. 23** Anzusetzende Vorkrümmung

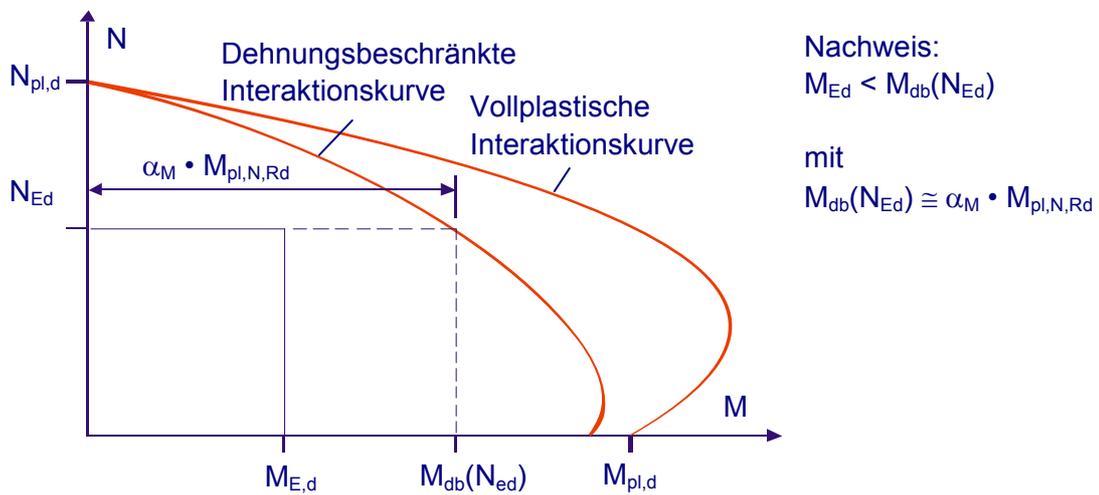
Das nach der Theorie II. Ordnung bestimmte maximale Biegemoment in der Stütze unter der nachzuweisenden Normalkraft  $N_{Ed}$  wird der zu dieser Normalkraft zugehörigen dehnungsbeschränkten Momententragfähigkeit gegenübergestellt (Abb. 90). Die dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit bestimmt sich aus der vollplastischen Momententragfähigkeit bei einer gleichzeitig wirkenden Normalkraft  $N_{Ed}$ , indem diese mit dem Faktor  $\alpha_M$  nach Tab. 19 abgemindert wird.

$$\alpha_M = \alpha_{M0} - \alpha_N \frac{N}{N_{pl}}$$

$$(0,10 \leq D_K/D \leq 0,75)$$

Stahlgüte Kernprofil	$f_{yd,Kern}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Betongüte	$f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$D_K/D = 0$		$D_K/D = 0,75$	
				$\alpha_{M0}$	$\alpha_N$	$\alpha_{M0}$	$\alpha_N$
S235	218	C30/37	20	0,90	0,10	0,85	0,15
		C 60/75	40	0,90	0,25	0,80	0,15
		C100/115	60	0,90	0,40	0,75	0,15
S460	418	C30/37	20	0,85	0,25	0,70	0,20
		C 60/75	40	0,85	0,35	0,60	0,20
		C100/115	60	0,85	0,45	0,50	0,20

**Tab. 19** Abminderungsfaktor  $\alpha_M$  für die vollplastische Momententragfähigkeit zur näherungsweise Bestimmung der dehnungsbeschränkten Querschnittstragfähigkeit

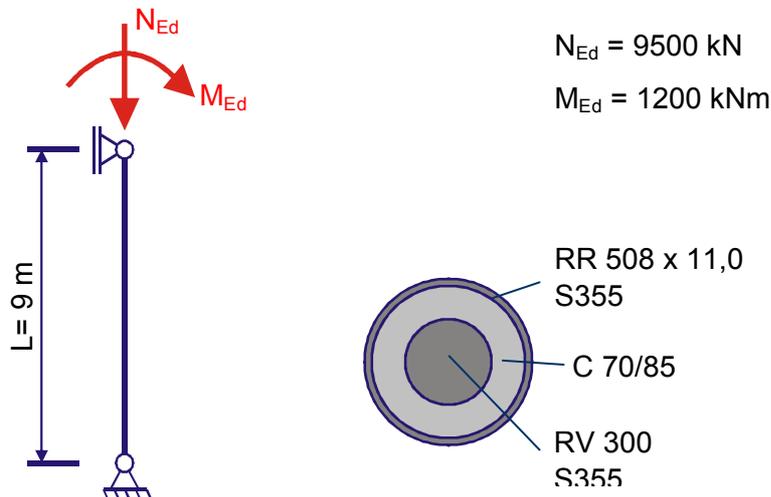


**Abb. 90** Nachweisführung nach dem vereinfachten Verfahren

## 9 Anwendungsbeispiel

Zur Veranschaulichung wird nachfolgend eine Stütze für eine Normalkraft und ein einseitiges Biegemoment unter den vorgegebenen Randbedingungen nachgewiesen. Die für die Anpassung dieses Stützentyps benötigten Parameter werden so angewendet, wie sie in dieser Arbeit bestimmt wurden, s.a. Kap. 8.5.

### 9.1 System, Belastung, Umweltbedingungen



### 9.2 Querschnittswerte der Teilquerschnitte

Mantelrohr RR 508 x 11,0	$A_R = 172 \text{ cm}^2$ $I_R = 53060 \text{ cm}^4$	$f_{yk} = 36 \text{ kN/cm}^2$ $f_{yd} = 36/1,1 = 32,7 \text{ kN/cm}^2$ $E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$
Rundvollprofil $\varnothing 300$	$A_K = 707 \text{ cm}^2$ $I_K = 39761 \text{ cm}^4$	
Beton	$A_c = 1148 \text{ cm}^2$ $I_c = 234091 \text{ cm}^4$	$f_{ck} = 7 \text{ kN/cm}^2$ $\gamma_c = \frac{1}{1,1 - \frac{70}{500}} = 1,042$ $f_{cd} = 7/1,5/1,042 = 4,48 \text{ kN/cm}^2$ $E_{cm} = 3970 \text{ kN/cm}^2$

### 9.3 Effektiver E-Modul zur Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens

Bei Hohlprofil-Verbundstützen darf die Kriechzahl zur Bestimmung von  $EI_{eff}$  zu 25% desjenigen Wertes angesetzt werden, der sich für den gleichen Querschnitt ergibt, wenn seine Oberfläche der Austrocknung ausgesetzt ist.

Relative Luftfeuchtigkeit	RH = 50%	} $\varphi(t, t_0) = 1,212$
Belastungsbeginn	$t_0 = 28 \text{ d}$	
Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt	$t = 30000 \text{ d}$	
Umfang des der Austrocknung ausgesetzten Querschnittes, hier: ummantelte Fläche	$u = 2 \pi d = 152,7 \text{ cm}$	
wirksame Bauteildicke	$h_0 = 2A_c / u = 15,0 \text{ cm}$	

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + \left( \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \right) \varphi(t, t_0)} = 3970 \frac{1}{1 + 0,7 \cdot 0,25 \cdot 1,212} = 3275 \frac{kN}{cm^2}$$

#### 9.4 Bezogene Schlankheit

Die bezogene Schlankheit wird mit den charakteristischen Werkstofffestigkeiten der Teilquerschnitte bestimmt. Die effektive Biegesteifigkeit wird unter Berücksichtigung von  $EI_{eff}$  berechnet.

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{N_{pl,k}}{N_{ki,k}}} = \sqrt{\frac{39676}{29421}} = 1,16 \quad \text{mit}$$

$$EI_{eff,\lambda} = E_a I_a + 0,6 E_{c,eff} I_c$$

$$= 21000 (53060 + 39761) + 0,6 \cdot 3275 \cdot 234091 \Rightarrow 240,9 \text{ MNm}^2$$

$$N_{ki,k} = \frac{\pi^2 EI_{eff,\lambda}}{L^2} = \frac{3,142^2 \cdot 240,9 \cdot 1000}{9^2} = 29361 \text{ kN}$$

$$N_{pl,k} = A_R f_{yk} + A_K f_{yk} + A_c f_c$$

$$= 172 \cdot 36 + 707 \cdot 36 + 1148 \cdot 7 = 39676 \text{ kN}$$

#### 9.5 Bemessungsschnittgrößen

Bei der Berechnung der Bemessungsschnittgrößen muss der Einfluss nach Theorie II. Ordnung auf die Schnittgrößen berücksichtigt werden. Die dazu über die Stützenlänge konstant anzusetzende effektive Biegesteifigkeit ist dabei abhängig von der Stützenschlankheit und dem auftretenden Randmoment.

$$EI_{eff} = k_E 0,9 (E_a I_a + 0,5 E_{c,eff} I_c)$$

$$\bar{\lambda}_k = 1,16$$

$$\frac{e}{D} = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed} \cdot D} = \frac{1200}{9500 \cdot 0,508} = 0,25 \quad \left. \vphantom{\frac{e}{D}} \right\} k_E = 0,9$$

$$EI_{eff} = 0,9 \cdot 0,9 (21000 (53060 + 39761) + 0,5 \cdot 3275 \cdot 234091) \Rightarrow 188,9 \text{ MNm}^2$$

Die anzusetzende Ersatzimperfektion berechnet sich in Abhängigkeit der Stützenschlankheit, des Kernprofildurchmessers und der Baustahlgüte des Kernprofils.

$$\frac{L}{w_0} = 400 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 = 400 \cdot 1 \cdot 1,25 \cdot 0,936 = 468$$

mit	Baustahl: S355	$\Rightarrow k_1 = 1$
	Kernprofil: $\emptyset 300$	$\Rightarrow k_2 = 2 - 300/400 = 1,25$
	$\bar{\lambda}_k = 1,16$	$\Rightarrow k_3 = 0,7 + 0,2 \cdot 1,16 = 0,932$

Das maßgebende, maximal über die Stützenlänge auftretende Biegemoment bestimmt sich zu

$$M_{\max} = [0,5 M_R (1 + \psi) + M_0] \frac{\sqrt{1 + c^2}}{\cos(0,5 \varepsilon)} - M_0 = [0,5 \cdot 1200 + 358,2] \frac{\sqrt{1 + 0,393^2}}{\cos(0,5 \cdot 2,02)} - 358,2 = 1577 \text{ kNm}$$

mit

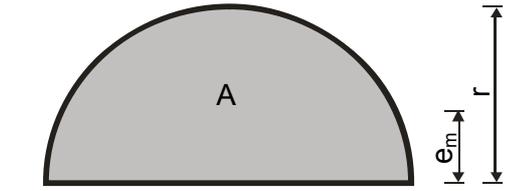
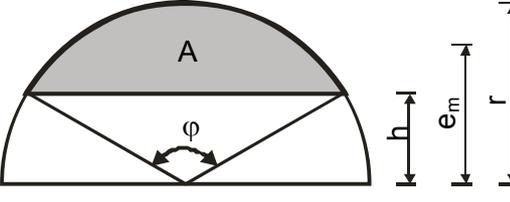
$$\varepsilon = L \sqrt{\frac{|N|}{EI_{\text{eff}}}} = 9 \sqrt{\frac{9500}{189,2 \cdot 1000}} = 2,02$$

$$\bar{M}_0 = 8 N w_0 \frac{1}{\varepsilon^2} = 8 \cdot 9500 \cdot \frac{9}{468} \frac{1}{2,02^2} = 358,2$$

$$c = \frac{M_R (\psi - 1)}{M_R (1 + \psi) + 2 M_0} \frac{1}{\tan(0,5 \varepsilon)} = \frac{1200 \cdot (-1)}{1200 \cdot (1 + \psi) + 2 \cdot 358,2} \frac{1}{\tan(0,5 \cdot 2,02)} = -0,393$$

## 9.6 Querschnittstragfähigkeiten

Zur Berechnung der vollplastischen Querschnittstragfähigkeit werden die benötigten Teilflächen und die zugehörigen Schwerpunktsabstände zur Querschnittsmittelachse mit Hilfe von Kreisabschnitten berechnet. Die benötigten Grundformen sind in Tab. 28 angegeben.

	$A = \pi \frac{r^2}{2}$ $e_m = \frac{4 r}{3 \pi}$
	$A = \frac{r^2}{2} \left( \frac{\pi \varphi^\circ}{180} - \sin \varphi \right)$ $e_m = \frac{2}{3} \frac{r^3 \sin^3 \left( \frac{\varphi}{2} \right)}{A}$ $\varphi = 2 \arccos \left( \frac{h}{r} \right)$

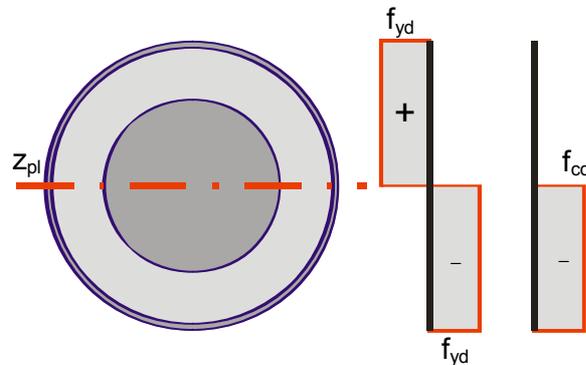
**Tab. 28** Flächen und Hebelarme von Kreisabschnitten

Die Lage der plastischen Nulllinie wird iterativ bestimmt. Zur Eingrenzung werden zunächst unter der Annahme, dass die plastische Nulllinie in der Querschnittsmittelachse bzw. am Rand des Kernprofils verläuft, die sich ergebenden Normalkräfte und zugehörigen Biegemomente berechnet. Für die weiteren Berechnungen werden folgende Bezeichnungen verwendet:

- $A_g$  Gesamtfläche des Querschnitts
- $A_R, r_R$  Fläche, Außenradius des Mantelrohres
- $A_c, r_c$  Fläche, Außenradius der Betonfüllung
- $A_K, r_K$  Fläche und halber Durchmesser des Kernprofils
- $e$  Abstand des Schwerpunktes einer Teilfläche von der Querschnittsmittelachse gemäß des angegebenen Indizes (R,c oder K)
- D,Z Indizes: Druck- bzw. Zugbereich

- $\varphi$  Öffnungswinkel eines Kreisabschnitts von einem Teilquerschnitt, beim Mantelrohr ® wird unterschieden zwischen einem auf die Mantelaußenseite (a) und einem auf die Mantelinnenseite (i) bezogenen Öffnungswinkel

### 9.6.1 Plastische Nulllinie in Querschnittsmitte



**Abb. 91** Vollplastische Spannungsverteilung für eine plastische Nulllinie in Querschnittsmitte

#### Mantelrohr

$$\frac{A_g}{2} = \pi \frac{50,8^2}{4 \cdot 2} = 1013,4 \text{ cm}^2$$

$$e_g = \frac{4 r_g}{3 \pi} = \frac{4(50,8/2)}{3 \pi} = 10,8 \text{ cm}$$

$$\frac{A_R}{2} = \frac{172}{2} = 86 \text{ cm}^2$$

$$A_{R,i} = \frac{A_g}{2} - \frac{A_R}{2} = 1013,4 - 86 = 927,4 \text{ cm}^2$$

$$e_{R,i} = \frac{4 r_g}{3 \pi} = \frac{4(50,8/2 - 1,1)}{3 \pi} = 10,2 \text{ cm}$$

$$e_R = \frac{1013,4 \cdot 10,8 - 927,5 \cdot 10,2}{1013,4 - 927,5} = 17,3 \text{ cm}$$

#### Kernprofil

$$\frac{A_k}{2} = \pi \frac{(30)^2}{4 \cdot 2} = 353,4 \text{ cm}^2$$

$$e_k = \frac{4 r_k}{3 \pi} = \frac{4 \cdot 30/2}{3 \pi} = 6,34 \text{ cm}$$

#### Betonfüllung

$$\frac{A_c}{2} = \frac{1148}{2} = 574 \text{ cm}^2$$

$$e_c = \frac{927,5 \cdot 10,2 - 353,4 \cdot 6,34}{927,5 - 353,4} = 12,58 \text{ cm}$$

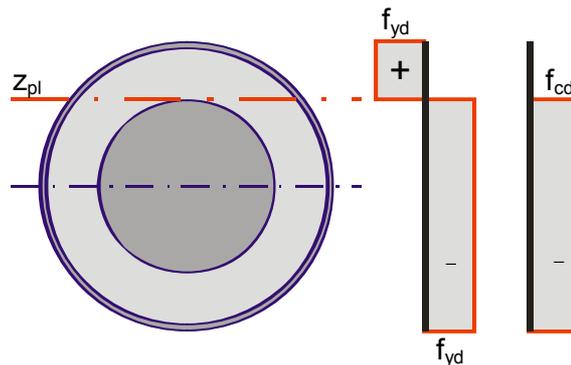
### Zugehörige Schnittgrößen des Gesamtquerschnittes

$$N = \frac{A_c}{2} f_{cd} = 574,1 \cdot 4,48 = 2572 \text{ kN}$$

$$M = \frac{A_R}{2} e_R f_{yd,R} \cdot 2 + \frac{A_K}{2} e_K f_{yd,K} \cdot 2 + \frac{A_c}{2} e_c$$

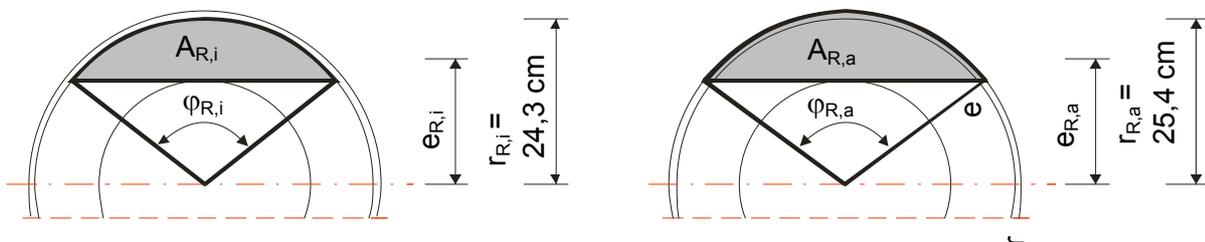
$$= (86 \cdot 17,3 \cdot 2 + 353,4 \cdot 6,34 \cdot 2 + 574,1 \cdot 12,58) / 100 = 2764 \text{ kNm}$$

### 9.6.2 Plastische Nulllinie am Kernprofilrand (Kernprofil überdrückt)



**Abb. 92** Vollplastische Spannungsverteilung für eine plastische Nulllinie am Rand eines überdrückten Kernprofils

Zur Bestimmung der Flächen und Hebelarme für diesen Beanspruchungszustand werden die folgenden Segmente verwendet.



**Abb. 93** Berechnete Segmentflächen und Schwerpunkte für die Teilschnittgrößenberechnung

$$\varphi_{R,a} = 2 \cdot \arccos \frac{r_K}{r_R} = 2 \cdot \arccos \frac{15}{25,4} = 107,6^\circ$$

$$A_{R,a} = \frac{r_R^2}{2} \left( \frac{\pi \varphi_{R,a}}{180} - \sin \varphi_{R,a} \right) = \frac{25,4^2}{2} \left( \frac{\pi \cdot 107,6}{180} - \sin 107,6 \right) = 298,3 \text{ cm}^2$$

$$e_{R,a} = \frac{2}{3} \frac{r_R^3 \sin^3 \left( \frac{\varphi_{R,a}}{2} \right)}{A_{R,a}} = \frac{2}{3} \frac{25,4^3 \sin^3 \left( \frac{107,6}{2} \right)}{298,3} = 19,24 \text{ cm}$$

$$\varphi_{R,i} = 2 \cdot \arccos \frac{r_K}{r_c} = 2 \cdot \arccos \frac{15}{24,3} = 103,8^\circ \Rightarrow A_{R,i} = 248,2 \text{ cm}^2$$

$$e_{R,i} = 18,79 \text{ cm}$$

**Mantelrohr**

$$A_{R,Z} = A_{R,a} - A_{R,i} = 298,3 - 248,2 = 50,1 \text{ cm}^2$$

$$e_{R,Z} = \frac{A_{R,a} e_{R,a} - A_{R,i} e_{R,i}}{A_{R,a} - A_{R,i}} = \frac{298,3 \cdot 19,24 - 248,2 \cdot 18,79}{298,3 - 248,2} = 21,47 \text{ cm}$$

$$A_{R,D} = A_R - A_{R,Z} = 172 - (298,3 - 248,2) = 121,9 \text{ cm}^2$$

$$e_{R,D} = \frac{-A_{R,Z} e_{R,Z}}{A_{R,D}} = \frac{-50,1 \cdot 21,47}{121,9} = -8,82 \text{ cm}$$

**Kernprofil**

Das Kernprofil ist vollständig überdrückt. Dadurch entsteht aus dem Beanspruchungszustand des Kernprofils nur eine Normalkraft und kein Biegemoment.

**Betonfüllung**

$$A_{c,D} = A_c - A_{R,i} = 1148 - 248,2 = 899,8 \text{ cm}^2$$

$$e_{c,D} = \frac{-A_{R,i} \cdot e_{R,i}}{A_{c,D}} = \frac{-248,2 \cdot 18,79}{899,8} = -5,18 \text{ cm}$$

**Zugehörige Schnittgrößen des Gesamtquerschnittes**

$$\begin{aligned} N &= (A_{R,D} - A_{R,Z}) \cdot f_{yd,R} + A_K \cdot f_{yd,K} + A_{c,D} f_{cd} \\ &= (121,9 - 50,1) 32,7 + 707 \cdot 32,7 + 899,8 \cdot 4,48 = 29498 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= (A_{R,D} e_{R,D} + A_{R,Z} e_{R,Z}) f_{yd,R} + A_{c,D} e_{c,D} f_{cd} \\ &= ((121,9 \cdot -8,82 + 50,1 \cdot 21,47) 32,7 + 899,8 \cdot -5,18 \cdot 4,48) / 100 = 912,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

**9.6.3 Tragfähigkeit bei der gegebenen Belastung**

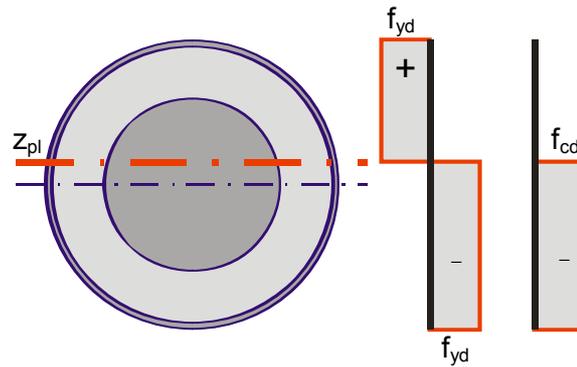
Die Lage der sich bei der gegebenen Last einstellende plastische Nulllinie wird mit einer Überschlagsrechnung bestimmt. Dazu wird anhand der benötigten Stahlfläche die Verschiebung der plastischen Nulllinie zur Querschnittsmittelachse bestimmt.

$$A_{\text{erf}} = (N_{\text{Ed}} - 2572) / 2 \cdot f_{y,d} = \frac{9500 - 2572}{2 \cdot 32,7} = 106 \text{ cm}^2$$

Die Breite des in der Mittelachse des Querschnittes vorhandenen Stahlquerschnittes beträgt 32,2 cm. Daraus ergibt sich eine Verschiebung der plastischen Nulllinie zur Mittelachse von

$$z_{\text{pl}} = \frac{106}{32,2} = 3,3 \text{ cm}$$

Bei dieser Betrachtung wird vernachlässigt, dass die Stahlbreite zum Querschnittsrand hin kleiner wird. Dafür wurde der zusätzliche Normalkraftanteil des Betons vernachlässigt. Die Auswertung erfolgt nach dem bereits gezeigten Schema.



**Abb. 94** Vollplastische Spannungsverteilung für die für die gegebene Belastung angenommene Lage der plastischen Nulllinie

$$\varphi_{R,a} = 2 \cdot \arccos \frac{z_{pl}}{r_R} = 2 \cdot \arccos \frac{3,3}{25,4} = 165,1^\circ \Rightarrow A_{R,a} = 846,2 \text{ cm}^2$$

$$e_{R,a} = 12,59 \text{ cm}$$

$$\varphi_{R,i} = 2 \cdot \arccos \frac{z_{pl}}{r_c} = 2 \cdot \arccos \frac{3,3}{24,3} = 164,4^\circ \Rightarrow A_{R,i} = 767,7 \text{ cm}^2$$

$$e_{R,i} = 12,15 \text{ cm}$$

### Mantelrohr

$$A_{R,Z} = A_{R,a} - A_{R,i} = 846,2 - 767,7 = 78,5 \text{ cm}^2$$

$$e_{R,Z} = \frac{A_{R,a} e_{R,a} - A_{R,i} e_{R,i}}{A_{R,a} - A_{R,i}} = \frac{846,2 \cdot 12,59 - 767,7 \cdot 12,15}{846,2 - 767,7} = 16,89 \text{ cm}$$

$$A_{R,D} = A_R - A_{R,Z} = 172 - 78,5 = 93,5 \text{ cm}^2$$

$$e_{R,D} = \frac{-A_{R,Z} e_{R,Z}}{A_{R,D}} = \frac{-78,9 \cdot 16,9}{93,5} = -14,26 \text{ cm}$$

### Kernprofil

Für das zugbeanspruchte Segment des Profites wird der Öffnungswinkel  $\varphi_K$  berechnet. Die Fläche und der Schwerpunktsabstand zur Querschnittsmittellinie wird analog bereits verwendeten Gleichungen berechnet.

$$\varphi_K = 2 \cdot \arccos \frac{z_{pl}}{r_K} = 2 \cdot \arccos \frac{3,3}{15} = 154,6^\circ \Rightarrow A_{K,Z} = 55,2 \text{ cm}^2$$

$$e_{K,Z} = 8,19 \text{ cm}$$

$$A_{K,D} = A_K - A_{K,Z} = 707 - 255,2 = 451,8 \text{ cm}^2$$

$$e_{K,D} = \frac{-A_{K,Z} \cdot e_{K,Z}}{A_{K,D}} = \frac{-255,2 \cdot 8,19}{451,8} = -4,63 \text{ cm}$$

**Betonfüllung**

$$A_{c,D} = A_c - (A_{R,i} - A_{K,Z}) = 1148 - (767,7 - 255,2) = 635,5 \text{ cm}^2$$

$$e_{c,D} = \frac{-(A_{R,i} \cdot e_{R,i} - A_{K,Z} \cdot e_{K,Z})}{A_{c,D}} = \frac{-(767,7 \cdot 12,15 - 255,2 \cdot 8,19)}{635,5} = -11,39 \text{ cm}$$

**Zugehörige Schnittgrößen des Gesamtquerschnittes**

$$N = (A_{R,D} - A_{R,Z}) \cdot f_{yd,R} + A_K \cdot f_{yd,K} + A_{c,D} f_{cd}$$

$$= (93,5 - 78,5)32,7 + (451,8 - 255,2) \cdot 32,7 + 635,5 \cdot 4,48 = 9766 \text{ kN}$$

$$M = (A_{R,D} e_{R,D} + A_{R,Z} e_{R,Z}) f_{yd,R} + (A_{K,D} e_{K,D} + A_{K,Z} e_{K,Z}) f_{yd,R} + A_{c,D} e_{c,D} f_{cd}$$

$$= ((93,5 \cdot 14,26 + 78,5 \cdot 16,89)32,7 + (451,8 \cdot 4,63 + 255,2 \cdot 8,19)32,7 + 635,5 \cdot 11,39 \cdot 4,48)/100$$

$$= 2561,3 \text{ kNm}$$

Die sich mit der angenommenen plastischen Nulllinie ergebende Normalkraft ist etwas höher als die Belastung  $N_{Ed}$  der Stütze. Das zugehörige plastische Moment ist somit auf der sicheren Seite liegend berechnet.

**9.7 Nachweis**

Die dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit bestimmt sich nach Tab. 19 aus Interpolation.

$$N_{pl,d} = (A_R + A_K) f_{yd} + A_c f_c$$

$$= (172 + 707) \cdot 32,7 + 1148 \cdot 4,48 = 33886 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,d}} = \frac{9500}{33886} = 0,28$$

Stahlgüte Kernprofil: S355 ( $f_{yd} = 32,7 \text{ kN/cm}^2$ )

Betongüte C70/85:  $f_{cd} = 4,48 \text{ kN/cm}^2$

$$D_K/D = 300/508 = 0,59$$

$$\alpha_M = 0,65$$

Der Tragsicherheitsnachweis führt sich damit zu

$$\frac{M_{Ed}}{\alpha_M \cdot M_{pl}(N_{Ed})} = \frac{1577}{0,65 \cdot 2561} = 0,95 \leq 1,0$$

Eine ausreichende Beulsicherheit gemäß DIN 18800-5 [2] ist für das hier verwendete Mantelrohr nachgewiesen (Tab. 27).

## 10 Schlussbemerkung

Im Rahmen dieser Ausarbeitung wurden die theoretischen Grundlagen zum Tragverhalten von Verbundstützen aus hochfesten Werkstoffen erarbeitet.

Für Hohlprofil-Verbundstützen aus hochfesten Betonen mit und ohne Rundvollprofilen als Einstellprofil wurden dazu experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Traglast unter verschiedenen Ausmitten durchgeführt. Ein auf der Basis des Finite-Element-Programmes Ansys entwickeltes System, welches eine zutreffende Nachrechnung der Versuche ermöglichte, diente als Grundlage für weitere Stützenberechnungen.

Mit Simulationen zum Abkühlverhalten in Rundvollprofilen wurde die Bildung von Eigenspannungen untersucht. Dadurch und auf der Grundlage von ungünstig angenommenen Randbedingungen konnte ein numerisch abgesicherter Eigenspannungsansatz für die Durchführung von Traglastberechnungen angegeben werden.

Mit umfangreichen theoretischen Untersuchungen wurde ein Konzept erarbeitet, das die Anwendung der vereinfachten Nachweisverfahren nach DIN 18800-5 und Eurocode 4 auf Hohlprofil-Verbundstützen mit Rundvollkernen ermöglicht. Dafür wurden die Grundlagen des Nachweiskonzeptes nach DIN 18800-5 und Eurocode 4 erläutert.

Es wurden Parameterstudien zur Anpassung der Eingangswerte für die Anwendung des vereinfachten Verfahrens auf den betrachteten Querschnittstyp durchgeführt. Auf dieser Grundlage erfolgte eine Einordnung von Querschnitten und Systemen zu Knickspannungslinien. Des Weiteren ermöglichten sie die Angabe von Imperfektionen zur Führung der Nachweise nach Theorie II. Ordnung.

Durch die durchgeführten Untersuchungen wird eine Anwendung der vereinfachten Verfahren nach DIN 18800-5 und EC4-1-1 für Hohlprofil-Verbundstützen mit einem Rundvollkern aus hochfesten Stählen und Betonen und ermöglicht.

Für die Weiterentwicklung des Nachweiskonzeptes besteht weiterer Forschungsbedarf.

Die in dieser Arbeit angesetzte Eigenspannungsverteilung beruht weitgehend auf theoretischen Untersuchungen mit ungünstigen Randbedingungen. Dieser rechnerische Eigenspannungsansatz sollte anhand von Eigenspannungsmessungen überprüft werden. Damit könnte gezeigt werden, dass der Ansatz geringerer Eigenspannungen möglich ist, wodurch höhere Stützentragslasten erzielt werden können.

Die Festigkeit des Stahles wurde in dieser Arbeit auf einen S460 begrenzt. Die Berechnung und Auswertung von Querschnitten mit höheren Stahlfestigkeiten ist prinzipiell möglich. Es liegen jedoch keine Erkenntnisse zum Beulverhalten ausbetonierter Rohre aus Stählen S690 oder höher vor. Die Risiken lokalen Versagens der hochfesten Stähle sind daher nicht zu beurteilen. Entsprechende Untersuchungen hierzu sind erforderlich, bevor der Anwendungsbereich auf hochfeste Stähle erweitert werden kann.

Eine detailliertere Berücksichtigung des Querschnittsaufbaus kann durch die Angabe von angepassten Verhältniswerten zwischen dehnungsbeschränkter und vollplastischer Querschnittstragfähigkeit ermöglicht werden. Da es sich bei den Imperfektionen und Querschnittssteifigkeiten sowie der zu verwendenden Querschnittstragfähigkeit um aufeinander abgestimmte Größen handelt, ist dies nur mit einem gleichzeitigen rechnerischen Abgleich der genannten Eingangswerte möglich.

## 11 Literatur

- [1] EN 1994-1-1: Eurocode 4-1, Entwurf von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton- Teil 1-1: Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, Okt. 2003
- [2] DIN 18800-5:2005-10: Stahlbauten – Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton – Bemessung und Konstruktion
- [3] Lindner, J., Bergmann, R.: Zum Nachweis von Verbundstützen nach DIN 18800 Teil5, Der Stahlbau 7/1998
- [4] Hanswille, G. Bergmann, R.: Ermittlung geometrischer Ersatzimperfectionen für Verbundstützen mit hochfesten Stählen, Forschungsbericht Deutsches Institut für Bautechnik, Aktenzeichen P3-5-17.10-992/01, Okt. 2001
- [5] Grauers, M: Composite Columns of Hollow Steel Sections filled with High Strength Concrete; Göteborg, 1993
- [6] Roik, K., Breit, M., Schwalbenhofer, K.: Untersuchung der Verbundwirkung zwischen Stahlprofil und Beton bei Stützenkonstruktionen, Projekt P51, Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V. , 1984
- [7] Hanswille, G., Porsch, M.: Lasteinleitung bei ausbetonierten Hohlprofil-Verbundstützen mit normal- und hochfesten Betonen, Forschung für die Praxis P 477, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V., 2004
- [8] O’Shea, M.D., Bridge, R.Q.: The effects of local buckling and confinement in concrete filled circular steel tubes: Mechanics of Structures and Materials, Balkema, Rotterdam, 1999
- [9] Johansson, Mathias: Composite Action and Confinement Effects in Tubular Steel-Concrete Columns; Göteborg, Schweden, 2002
- [10] Kordina, K., Quast, U.: Bemessung von schlanken Bauteilen für den durch Tragwerksverformungen beeinflussten Grenzzustand der Tragfähigkeit – Stabilitätsnachweis, Beton-Kalender 2002
- [11] Erläuterungen zu DIN 1045-1, DafStb Heft 525, Beuth Verlag, Berlin 2003
- [12] Mark A Bradford, Hing Yip Loh, Brian Uy: Local Buckling of Concrete-Filled Circular Steel Tubes, Composite Construction in Steel and Concrete IV, Banff, Canada 2002
- [13] Roik, K., Schwalbenhofer, K.: Experimentelle Untersuchungen zum plastischen Verhalten von Verbundstützen, Projekt 125, Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V. , 1988
- [14] Matting, A.: Beitrag zur Berechnung der Eigenspannungen in umwandlungsfrei abgekühlten Vollzylindern aus Stahl, Hannover, 1970
- [15] Roik, K., Schaumann, P.: Tragverhalten von Vollprofilstützen – Fließgrenzenverteilung an Vollprofilquerschnitten, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Juli 1980
- [16] Sennah, Khaled u. Wahba, John: Compressive Strength of Solid Round Steel Bars, Journal of Structural Engineering ASCE S. 147-151, Jan. 04
- [17] Roik, K., Bergmann, R., Mangerig, I.: Zur Traglast von einbetonierten Stahlstützen unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens von Beton, Projekt P102 der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Juli 1987
- [18] Roik, K., Bergmann, R., Bode, H.: Einfluß von Kriechen und Schwinden des Betons auf die Tragfähigkeit von ausbetonierten Hohlprofilstützen, Projekt 27, Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V. , 1979
- [19] Ichinose, L.H., Watanabe, E, Nakai, H.: An experimental study on creep of concrete filled steel pipes, Journal of Constructional Steel Research 57 (2001), S. 453 – 466

- [20] Bergmann, R.: Traglastberechnung von Verbundstützen, Technisch-wissenschaftliche Mitteilung Nr. 81-2, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum
- [21] Hanswille, G. , Lippes, M.: Einsatz von hochfesten Stählen und Betonen bei Hohlprofil-Verbundstützen, AiF-Forschungsprojekt Nr. 14196 N, 2007
- [22] Sen, H.K.: Triaxial effects in concrete filled tubular steel columns; London, Juli 1969
- [23] DIN 1045 Teil 1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton, Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Juli 2001
- [24] Porsch, M.: Hintergrundbericht: Korrektur der Versagensfläche des Materialmodells „Concrete“ in Ansys 7.1, Teile 1 bis 3, Wuppertal, 2005 (unveröffentlicht)
- [25] DIN EN 1990:2002: Grundlagen der Tragwerksplanung
- [26] DIN EN 206-1:2000 Beton, Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- [27] DIN 1045: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
- [28] CEB-FIP Model Code 1990, Juli 1991
- [29] Johansson, M.: Structural Behavior of Circular Steel-Concrete Composite Columns, Göteborg, Sweden 2000
- [30] DIN EN 1993-1-2:2005: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1.2: Allgemeine Regeln, Tragwerksbemessung für den Brandfall
- [31] Christ, H.-J.: Cyclic Stress-Strain Response and Microstructure, ASM Handbook, Vol. 19, ASM International 1996
- [32] EN 1991-1-2:2002: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen, Brandeinwirkungen auf Tragwerke
- [33] VDI – Wärmeatlas, CD-ROM, 8. Auflage
- [34] Hamme, U. und Schaumann, P.: Rechnerische Analyse von Walzeigenspannungen, Der Stahlbau 11/1987
- [35] Verbundstützen mit Kernprofil System Geillinger, Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-26.03-42, spanverbund, Gesellschaft für Verbundträger mbH, 65529 Waldems-Esch
- [36] DIN 18800-2 (11.90): Stahlbauten, Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken
- [37] Siebold, H.: Der Einfluß von Eigenspannungen auf das Tragverhalten von Druckstäben aus warmgefertigten Hohlprofilen, Bauingenieur 61, 1986
- [38] Petersen, Ch.: Stahlbau, Verlag Vieweg und Sohn, Braunschweig, 1988
- [39] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung, Konformität, Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
- [40] Tue, N. V., Schenk, G., Schwarz, J.: Eine kritische Betrachtung des zusätzlichen Sicherheitsbeiwertes für hochfesten Beton, Bauingenieur 82, Januar 2007
- [41] Rüsck, H, Jungwirth, D: Stahlbeton – Spannbeton, Band 2, Werner-Verlag Düsseldorf 1976
- [42] Quast, U.: Lineares oder nichtlineares Kriechen bei Druckgliedern?, Beton und Stahlbetonbau 99 (2004), S. 816 - 823

## **Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau**

### **Bergische Universität Wuppertal**

---

- Heft 1      Andres, M.: Zum Stabilitätsnachweis von Schalentragsystemen aus Hochleistungsbeton, 2004; ISBN 978-3-940795-00-7
- Heft 2      Wörmann, R.: Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nichtlineare Trag- und Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken, 2004; ISBN 978-3-940795-01-4
- Heft 3      Piel, W.: Zur Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken mit Stahlverbundsystemen, 2004; ISBN 978-3-940795-02-1
- Heft 4      Mahran, E.: Finite-Infinite-Elemente-Modellierung zur Simulation der Boden-Bauwerk-Flüssigkeit-Interaktion unter dynamischer Anregung, 2004; ISBN 978-3-940795-03-8
- Heft 5      Eusani, R.: Zur numerischen Zeitbereichssimulation der Aeroelastischen Instabilität bei Seilbrücken, 2005; ISBN 978-3-940795-04-5
- Heft 6      Stracke, J.: Flachdecken aus Konstruktions - Leichtbeton, 2005; ISBN 978-3-940795-05-2
- Heft 7      Hanswille, G., Porsch, M., Üstündağ, C.: Versuchsbericht über die Durchführung von 77 Push-Out-Versuchen im Rahmen des Forschungsprojektes „Modellierung von Schädigungsmechanismen zur Beurteilung der Lebensdauer von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton“, Projekt C8 im Sonderforschungsbereich 398, 2007; ISBN 978-3-940795-06-9
- Heft 8      Schäfer, M.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen, 2007; ISBN 978-3-940795-07-6
- Heft 9      Üstündağ, C.: Beitrag zur Bemessung von Verbundträgern unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen, 2007; ISBN 978-3-940795-08-3
- Heft 10     Hanswille, G., Porsch, M.: Versuchsbericht über die Durchführung von 36 Push-Out-Versuchen; ISBN 978-3-940795-09-0
- Heft 11     Hanswille, G., Porsch, M.: Metallurgische Untersuchungen an Schweißnahtverbindungen; ISBN 978-3-940795-10-6
- Heft 12     Jamali, N.: On the Numerical Simulation of Friction-Isolated Structures; ISBN 978-3-940795-11-3
- Heft 13     Lippes, M.: Zur Bemessung von Hohlprofil – Verbundstützen aus hochfesten Stählen und Betonen; ISBN 978-3-940795-12-0