

Rissbildung in fugenlosen Kaianlagen

Ein Berechnungsmodell für massive Bauteile aus Stahlbeton

Vom Promotionsausschuss der
Technischen Universität Hamburg-Harburg
zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)
genehmigte Dissertation

von
Jens Wasner

aus
Rostock

2014

1. Gutachter: Prof. Dr. Viktor Sigrist
2. Gutachter: Prof. Dr. Jürgen Grabe
3. Gutachter: Prof. Dr. Uwe Starossek

Datum der mündlichen Prüfung: 05.11.2014

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau der TUHH

Heft 12

Jens Wasner

Rissbildung in fugenlosen Kaianlagen

Ein Berechnungsmodell für massige Bauteile aus Stahlbeton

Shaker Verlag
Aachen 2015

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

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

Zugl.: Hamburg-Harburg, Techn. Univ., Diss., 2014

Copyright Shaker Verlag 2015

Alle Rechte, auch das des auszugsweisen Nachdruckes, der auszugsweisen oder vollständigen Wiedergabe, der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen und der Übersetzung, vorbehalten.

Printed in Germany.

ISBN 978-3-8440-3376-2

ISSN 1865-8407

Shaker Verlag GmbH • Postfach 101818 • 52018 Aachen

Telefon: 02407 / 95 96 - 0 • Telefax: 02407 / 95 96 - 9

Internet: www.shaker.de • E-Mail: info@shaker.de

Vorwort

Herr Wasner war Kollegiat des von der DFG geförderten Graduiertenkollegs „Seehäfen für Containerschiffe zukünftiger Generationen“ und Mitarbeiter am Institut für Massivbau der TUHH. Einige Projekte innerhalb des Kollegs beziehen sich auf den konstruktiven Ingenieurbau, wobei der wissenschaftliche Fokus auf Fragen des Verhaltens großer fugenloser Stahlbetonstrukturen und deren Zusammenwirken mit den Gründungselementen und dem Baugrund (Boden-Bauwerk-Interaktion) liegt.

Im Zentrum der Arbeit von Herrn Wasner steht die rechnerische Behandlung von massigen Stahlbetonkonstruktionen unter Last- und Zwangbeanspruchungen. Trotz erheblicher Anstrengungen in der Forschung ist es nach wie vor nicht möglich, für diese Art von Tragwerken zuverlässige Berechnungsergebnisse zu erzielen, was auf folgende Defizite zurückzuführen ist: Einerseits fehlen repräsentative Ansätze für die Einwirkungen (Hydratation, Temperatur, Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklung), und andererseits mangelt es an physikalisch abgesicherten Modellen zur rechnerischen Erfassung der Rissbildung für die Anwendung auf massive Konstruktionen großer Ausdehnung.

Mit seiner Dissertation leistet Herr Wasner insbesondere zum Thema der Rissmodellierung einen Beitrag. Er greift für seine Untersuchungen auf ein kommerzielles Finite Elemente Programm (Abaqus) zurück, das er mit Blick auf die Erfassung der Rissbildung speziell konfiguriert, indem er die Werkstoffbeziehungen an das von ihm entwickelte *Zuggurtmodell für massive Bauteile (ZGMmB)* anpasst. Dieses baut auf dem Zuggurtmodell auf, berücksichtigt zusätzlich aber den Wirkungsbereich der Bewehrung und ein phänomenologisch abgesichertes Modell für die Kraftausbreitung in den Kernbereich des Bauteils. Diese Definitionen ermöglichen es, Einrisse und Trennrisse rechnerisch (trotz des verschmierten FE-Ansatzes) zu unterscheiden und damit auch bei Anwendung von Schalenelementen deutlich höherwertigere Berechnungen durchführen zu können. Die Wahl der Art der FE-Modellierung ist insofern bedeutsam, als damit große Strukturen mit komplexen Lager- und Randbedingungen problemlos erfasst werden können.

Die Anwendbarkeit des Modells wird anhand einiger Versuchsnachrechnungen belegt. Darüber hinaus wird das Berechnungsmodell auf ein konkretes Beispiel angewendet, wobei die Zwangbeanspruchungen infolge Abkühlung sowie die Mindestbewehrung und der Einfluss der Bettung durch den Baugrund betrachtet werden. Die gezeigten Ergebnisse belegen die Leistungsfähigkeit der vorgestellten Art der Modellierung und dürften deshalb insbesondere auch für die Praxis von Interesse sein.

Hamburg, 2014

Prof. Dr. Viktor Sigrist

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit liefert einen Beitrag zur Ermittlung der wirksamen Zwangsbeanspruchung in langen fugenlosen Kaianlagen. Der Schwerpunkt liegt dabei auf der besonderen Rissbildung in den massigen Stahlbetonüberbauten. Hierfür werden spezielle Rechenmodelle entwickelt, mit denen das nichtlineare Baustoff- und Verbundverhalten wirklichkeitsnah abgebildet wird.

Nach einer Einführung in die Entwicklung der Containerschifffahrt werden unterschiedliche Konstruktionsweisen für Kaianlagen mit fugenlosen Überbauten vorgestellt. Als Grundlage für die Entwicklung mechanischer Berechnungsmodelle werden anschließend die baustofflichen Eigenschaften von Beton und Stahl beschrieben sowie deren Zusammenwirken im Verbundbaustoff Stahlbeton erläutert. Es wird weiter auf die maßgebenden Einwirkungen eingegangen, die während der Herstellung und der Nutzung einer fugenlosen Kaianlage aus Stahlbeton zu berücksichtigen sind.

Aus dem *Zuggurtmodell* von Marti et al. (1999), einem anerkannten Modell zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von schlanken Stahlbetontragwerken, wird eine analytische *Tension-Stiffening-Formulierung* abgeleitet. Diese kann als Baustoffbeziehung in Finite-Elemente-Modelle mit verschmiertem Rissansatz implementiert werden.

Da bei Kaianlagen die Bauteilabmessungen wesentlich größer sind als im üblichen Hochbau, stellt sich hier ein abweichendes Rissverhalten ein. Bei solchen als „massig“ bezeichneten Bauteilen treten neben den Trennrissen auch so genannte Einrisse auf (Sekundärrissbildung), deren Ausbreitung sich auf die bewehrten Randbereiche (wirksame Zugzone) beschränkt, so dass sie den Gesamtquerschnitt nicht durchtrennen. Hierfür wird in dieser Arbeit das auf physikalischen Zusammenhängen basierende *Zuggurtmodell für massige Bauteile* (ZGMmB) entwickelt, das diese Besonderheiten im Rissverhalten abbilden kann. Aufbauend auf den Erkenntnissen für schlanke Stahlbetonbauteile, wird aus dem ZGMmB eine *Tension-Stiffening-Formulierung für massige Bauteile* abgeleitet. Diese ermöglicht Finite-Elemente-Berechnungen langer fugenloser Kaianlagen im Gesamtmodell, ohne dabei den Verbund zwischen der Bewehrung und dem Beton explizit erfassen zu müssen.

In einer umfangreichen Beispielrechnung werden schließlich die zuvor entwickelten Modelle exemplarisch angewendet und die Zwangsbeanspruchung im fugenlosen Kai-mauerüberbau unter Berücksichtigung der Interaktion mit der Gründung eingehend untersucht.

Abstract

The thesis contributes to the determination of the effective restraint action in large jointless quays. The focus is on the particular cracking behaviour of the voluminous reinforced concrete superstructures. For this purpose special mechanical models are developed. With those the non-linear material behaviour and bond relation are mapped to reality.

After an introduction about the development of container shipping different types of quays with jointless superstructure are presented. Then the material properties of concrete and steel are described, and their interaction in composite building material is explained in detail. Further, the relevant impacts during casting and use of jointless quays made of reinforced concrete are discussed. From the *Tension Chord Model* of Marti (1999), a recognized model for the description of the load-bearing and deformation behaviour of slender reinforced concrete structures, an analytical *Tension Stiffening Formulation* is derived. This can be implemented as a material relationship in finite element models with smeared crack approach.

Since the component dimensions in quays are much larger than in normal building construction, here a different cracking behavior is observable. While the crack pattern of slender concrete members subjected to tension comprises several through-cracks with moderate crack spacing and widths, the cracking behaviour of massive concrete members is characterized by the development of only few through-cracks accompanied by an assembly of shallow cracks. The propagation of these secondary cracks is limited to the reinforced edge areas (effective tensile zone), so they do not disrupt the total cross section. To account for this special cracking behaviour the *Tension Chord Model for Massive Concrete Members (ZGMmB)* is developed which explains the origin of primary and secondary cracks using mechanical relations. Based on the findings of slender reinforced concrete members a tension stiffening formulation for massive components is derived from the ZGMmB. This allows for finite element calculations of long jointless quays without modelling the bond between concrete and reinforcement explicitly.

Finally, the previously developed models are applied in a comprehensive sample calculation to examine the restraint action in the jointless concrete superstructure of a piled quay taking into account the interaction with the foundation.

Inhaltsverzeichnis

| | |
|---|-----------|
| Vorwort | iii |
| Kurzfassung | v |
| Abstract | vi |
| Symbolverzeichnis | xi |
| 1 Einführung | 1 |
| 1.1 Problemstellung | 1 |
| 1.2 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit | 4 |
| 2 Kaikonstruktionen | 7 |
| 2.1 Kaianlagen für Containerterminals | 7 |
| 2.1.1 Einleitung | 7 |
| 2.1.2 Schwergewichtskonstruktionen | 9 |
| 2.1.3 Spundwandbauweise | 11 |
| 2.1.4 Pfahlrostkonstruktionen | 13 |
| 2.1.5 Ortbetonbauweise | 16 |
| 2.2 Fugenlose Kaianlagen aus Stahlbeton | 19 |
| 2.2.1 Konventionelle Bauweise mit Dehnfugen | 19 |
| 2.2.2 Fugenlose Kaianlagen in norddeutschen Seehäfen | 20 |
| 2.2.3 Internationale Beispiele für fugenlose Kaianlagen | 25 |
| 3 Baustoffe und Einwirkungen | 27 |
| 3.1 Einleitung | 27 |
| 3.2 Beton | 28 |
| 3.2.1 Beton unter einachsiger Zugbeanspruchung | 28 |
| 3.2.2 Beton unter einachsiger Druckbeanspruchung | 30 |
| 3.2.3 Beton unter mehrachsiger Beanspruchung | 33 |
| 3.3 Bewehrungsstahl | 34 |
| 3.4 Verbund | 36 |
| 3.5 Rissbildung im Stahlbeton | 38 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 3.6 | Einwirkungen auf Kaikonstruktionen | 45 |
| 3.6.1 | Eigenspannungen, innerer und äußerer Zwang | 45 |
| 3.6.2 | Beanspruchung aus der Herstellung des Betons | 47 |
| 3.6.3 | Klimatisch bedingte Temperatureinwirkungen | 50 |
| 3.6.4 | Einwirkungen aus dem Hafenbetrieb | 50 |
| 4 | Numerische Berechnung von Stahlbetontragwerken | 53 |
| 4.1 | Berechnungen mit der Finite-Elemente-Methode | 53 |
| 4.1.1 | Allgemeines | 53 |
| 4.1.2 | Nichtlineare Modelle zur Berechnung von Stahlbeton | 56 |
| 4.1.3 | Analytische Tension-Stiffening-Formulierung | 60 |
| 4.1.4 | Modifizierte Tension-Stiffening-Formulierung | 64 |
| 4.1.5 | Validierung der MTST-Formulierung | 67 |
| 4.1.6 | Zusammenfassung | 71 |
| 4.2 | Rissbildung in massigen Stahlbetonbauteilen | 71 |
| 4.2.1 | Besonderheiten massiger Bauteile | 71 |
| 4.2.2 | Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk | 79 |
| 4.2.3 | Mindestbewehrung und Rissbreitenbegrenzung | 88 |
| 4.3 | Zuggurtmodell für massige Bauteile | 90 |
| 4.4 | Mittleres Bauteilverhalten im ZGMmB | 103 |
| 4.5 | Schlussfolgerungen | 109 |
| 5 | Tragverhalten und Rissbildung bei fugenlosen Kaianlagen | 113 |
| 5.1 | Anwendungsbeispiel: Predöhlkai Hamburg | 113 |
| 5.2 | Modellbildung | 116 |
| 5.2.1 | FE-Modell des Kaimauerüberbaues | 116 |
| 5.2.2 | Boden-Bauwerk-Interaktion | 118 |
| 5.2.3 | Einwirkungen auf die Kaianlage | 123 |
| 5.3 | Auswertung der Ergebnisse | 126 |
| 5.3.1 | Rissbreiten | 126 |
| 5.3.2 | Einfluss der Bettung auf das globale Tragverhalten | 128 |
| 5.3.3 | Schlussfolgerungen | 130 |
| 5.4 | Parameteruntersuchungen | 132 |
| 5.4.1 | Einfluss der wirksamen Betonzugfestigkeit | 132 |
| 5.4.2 | Mittlerer Einrissabstand | 134 |
| 6 | Zusammenfassung und Ausblick | 137 |
| 6.1 | Zusammenfassung | 137 |

| | |
|--|------------|
| 6.2 Diskussion und Ausblick | 140 |
| A Klimatisch bedingte Temperaturprofile | 143 |
| B Übersicht der Modellparameter | 145 |
| Literaturverzeichnis | 149 |

Symbolverzeichnis

Kleine lateinische Buchstaben

| | |
|-----------------|---|
| $a_{r,E}$ | Anzahl der Risselemente zwischen zwei Trennrissen |
| c | Beiwert; Betondeckung |
| d | statische Nutzhöhe |
| d_1 | Abstand der Bewehrung von der Bauteiloberfläche |
| d_s | Bewehrungsdurchmesser |
| f_c | Betondruckfestigkeit |
| f_{ct} | Betonzugfestigkeit |
| $f_{ct,eff}$ | im Betonquerschnitt wirksame Bauwerkszugfestigkeit |
| $f_{ct,min}$ | minimale Betonzugfestigkeit |
| $f_{ct,fl}$ | Biegezugfestigkeit |
| $f_{ct,sp}$ | Spaltzugfestigkeit |
| f_t | Stahlzugfestigkeit der Bewehrung |
| f_y | Streckgrenze der Bewehrung |
| h | Bauteilhöhe |
| k | Beiwert zur Abminderung der Zugfestigkeit aufgrund herstellungsbedingter Zwangbeanspruchung |
| $k_1 \dots k_4$ | Verbundbeiwerte |
| k_c | Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung |
| k_s | Bettungsmodul |
| k_t | Völligkeitsbeiwert der Spannungsverteilung zwischen Rissen |
| $k_{z,t}$ | Faktor zur Berücksichtigung des Betonalters |
| k_T | Bauteiltemperaturfaktor |
| k_D | Dauerzugbeanspruchungsfaktor |
| k_E | Eigenspannungsfaktor |
| k_S | Beiwert zur Berücksichtigung der Streuung der Zugfestigkeit |
| k_V | Verdichtungsfaktor |
| l | Länge |
| l_b | Verbundlänge |

| | |
|-----------|--------------------------------|
| l_e | Einleitungslänge |
| p | Flächenlast |
| q | Streckenlast |
| s | Abstand zweier Bewehrungsstäbe |
| s_r | Rissabstand |
| s_{rm} | gemittelter Rissabstand |
| u, v, w | Knotenverschiebung; Verformung |
| w_{cr} | Rissbreite |
| x, y, z | Elementkoordinaten |

Große lateinische Buchstaben

| | |
|-----------|--|
| A | Querschnittsfläche |
| A_{ct} | Betonzugzone |
| D_s | Pfahldurchmesser |
| E | Elastizitätsmodul |
| E_{ci} | Elastizitätsmodul des Betons im Ursprung |
| F | Zugkraft |
| G_F | spezifische Bruchenergie |
| L | Länge; Einbindelänge eines Pfahles |
| L_E | Einleitungslänge |
| N | Normalkraft |
| M | Biegemoment |
| Q | Querkraft |
| R | Krümmungsradius |
| X, Y, Z | Modellkoordinaten |

Kleine griechische Buchstaben

| | |
|--------------------|----------------------------------|
| α_s | Völligkeitsbeiwert |
| δ | Schlupf |
| ε_c | Betondehnung |
| ε_s | Stahldehnung |
| ε_{sm} | mittlere Stahldehnung |
| ε_{sr} | Stahldehnung im Riss |
| ε_{su} | Stahldehnung im Bruchzustand |
| ε_{sy} | Stahldehnung an der Streckgrenze |

| | |
|----------------------------------|--|
| ε_M | mittlere Elementdehnung |
| $\bar{\varepsilon}_{\text{eff}}$ | mittlere Dehnung in der wirksamen Zugzone |
| λ | Rissabstandsbeiwert |
| λ_{Pfahl} | Pfahlschlankheit |
| σ_c | Betonspannung |
| σ_p | Spannstahlspannung |
| σ_s | Stahlspannung |
| σ_{sr} | Stahlspannung im Riss |
| $\bar{\sigma}_s$ | mittlere Stahlspannung im Zuggurtmodell für massige Bauteile |
| $\Delta\sigma$ | Maß für die Mitwirkung des Betons zwischen zwei Trennrissen |
| $\Delta\sigma_{\text{sr,E}}$ | Stahlspannungsdifferenz zwischen benachbarten Einrissen |
| τ_b | Verbund Schubspannung |
| τ_{b0} | Grundwert der Verbund Schubspannung |
| τ_{b1} | abgeminderte Verbund Schubspannung |
| φ | Knotenverdrehung |

Kopfzeiger

| | |
|---------|------------------------|
| 1, 2, 3 | Raumrichtungen |
| el | elastisch |
| I | Zustand I (ungerissen) |
| II | Zustand II (gerissen) |

Fußzeiger

| | |
|-----|----------------------------------|
| aR | ... bei abgeschlossenem Rissbild |
| c | Beton |
| ct | ... bei Erstrissbildung |
| eff | effektiv |
| max | maximal |
| min | minimal |
| o | oben |
| s | Stahl |
| u | unten; ... beim Bruch |
| y | ... beim Fließbeginn |
| E | Einriss |
| Ers | Ersatz |

T Trennriss

Beziehungen

$n = E_s/E_c$ Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Stahl und Beton

$\rho = E_s/E_c$ geometrischer Bewehrungsgehalt

EA Dehnsteifigkeit

EI Biegesteifigkeit

Abkürzungen

FEM Finite-Elemente-Methode

MTST modifizierter Tension-Stiffening-Ansatz

TEU Twenty-foot Equivalent Unit

TST Tension-Stiffening: zugversteifende Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen

ZGM Zuggurtmodell

ZGMmB Zuggurtmodell für massige Bauteile

1 Einführung

I don't have ships,
I have seagoing trucks.

(Malcom P. McLean)

1.1 Problemstellung

Als *Malcom McLean* 1956 mit einem umgebauten Öltanker erstmals 58 stapelbare Stahlkisten auf die Reise von Newark (New Jersey) nach Houston (Texas) schickte, ahnte kaum jemand, dass er damit den internationalen Warentransport revolutionieren würde. Der US-amerikanische Fuhrunternehmer war es leid, oft stundenlang auf das Entladen und Beladen seiner Trucks im Hafen warten zu müssen. Dabei entstand die Idee für ein universelles Transportsystem sowohl für den See- als auch für den Landweg. *McLean* verkaufte seine Spedition und gründete die Reederei Sea-Land, die bereits zehn Jahre später den transatlantischen Containerdienst eröffnete. Mit der Ankunft der *MS Fairland* zunächst in den Häfen von Rotterdam und Bremen begann im Mai 1966 die moderne europäische Containergeschichte. Heute ist der Standardcontainer (20 Fuß lang, 8 Fuß breit und 8 Fuß plus 6 Zoll hoch) in der Transportwelt sprichwörtlich das Maß aller Dinge. Dabei ist TEU (Twenty-foot Equivalent Unit) die international verwendete Einheit zur Zählung der standardisierten Container verschiedener Größen sowie zur Beschreibung der Ladekapazität von Schiffen und des Umschlages an Containerterminals.

Mit dem stetigen Wachstum des Containerumschlages steigen nicht nur die Anforderungen an den Schiffbau, der die Grenzen des Machbaren noch lange nicht erreicht sieht. Auch Schifffahrtsstraßen wie der *Suezkanal* und der *Panamakanal* müssen angepasst werden, ebenso wie die anzulaufenden Häfen. Hierbei spielt der zunehmende Tiefgang der Containerschiffe eine entscheidende Rolle. Einerseits müssen die Kai-konstruktionen hierfür ausgelegt sein, andererseits ist aufgrund der erforderlichen Wassertiefe der Zugang der Schiffe zu vielen Häfen nur noch mit Einschränkungen möglich. Eine Vergrößerung der Zufahrtswassertiefen ist jedoch, wie das Beispiel der Elbvertiefung zwischen Hamburg und Cuxhaven zeigt, häufig sehr umstritten, weil

hierdurch die Fließgeschwindigkeit erhöht und damit der Sedimenteintrag in die Häfen wie auch die Hochwassersicherheit beeinflusst werden. Auch in leichter zugänglichen Seehäfen wirken sich die zunehmenden Tiefgänge der Schiffe direkt auf die Kaikonstruktionen aus. Infolge größerer erforderlicher Geländesprünge sind diese einerseits für erheblich höhere Erd- und Wasserdrücke zu bemessen. Andererseits müssen immer tiefere Bodenschichten für die Gründung erreicht werden.

Hinzu kommen immer größere Belastungen durch die hohen und weit ausladenden Containerkrane. Der im Bild 1.1 dargestellte Querschnitt vom *Predöhlkai* im Hamburger Hafen veranschaulicht die Größenverhältnisse zwischen Containerschiff, Kaianlage und Kran. Die Containerkrane müssen immer höhere und breitere Schiffe abfertigen und wachsen folglich mit, so dass die Kaikonstruktionen für erheblich größere Kranlasten ausgelegt sein müssen. Ebenso nehmen aufgrund der steigenden Schiffsmassen die direkten Einwirkungen durch die Schiffe (z. B. Pollerzug, Anlegedruck etc.) zu und sind bei der Bemessung von Kaianlagen zu berücksichtigen. Zusätzlich sind der gesamte Terminalbetrieb wie auch der Hinterlandbereich auf größere Umschlagsmengen und höhere Umschlagsraten einzurichten, um lange Schiffsowiezeiten zu vermeiden.

Mit den steigenden Anforderungen an die Containerhäfen müssen die bisherigen Konzepte für den Bau von Kaikonstruktionen angepasst und teilweise grundsätzlich überdacht werden. Eine aktuelle Entwicklung stellt dabei der Übergang zu fugenlosen Kaianlagen dar, wobei im Wesentlichen nur die Stahlbetonüberbauten bzw. die Kranbahnbalke ohne Dehnfugen errichtet werden.

Noch vor wenigen Jahren wurden lange Stahlbetonbauwerke grundsätzlich mit Dehnfugen hergestellt. Diese wurden eingeführt, um Zwangkräfte im Tragwerk zu verringern, die infolge verformungsbehindernder Lagerung auftreten. Da deren Herstellung und Instandsetzung sehr teuer und die zwangabbauende Wirkung nicht immer sichergestellt sind, wird heute zunehmend fugenlos gebaut. Beispiele hierfür finden sich im Hoch- und Brückenbau sowie im Gleisbau („Feste Fahrbahn“) und bei ausgedehnten Bodenplatten (z. B. im Kraftwerksbau). Speziell im Hafengebäude erweisen sich Dehnfugen sogar als störend beim Lastabtrag, weil die hohen Kranlasten nicht mehr problemlos von einem Abschnitt zum nächsten übertragen und anschließend in den Baugrund geführt werden können.

Der Verzicht auf Dehnfugen bietet in Bezug auf das Tragverhalten und die Dauerhaftigkeit von Kaikonstruktionen wesentliche Vorteile. Allerdings reagieren fugenlose Kaianlagen empfindlich auf zwangerzeugende Einwirkungen, wie beispielsweise klimatisch bedingte Temperaturänderungen. Durch eine behinderte Bauwerksverkür-

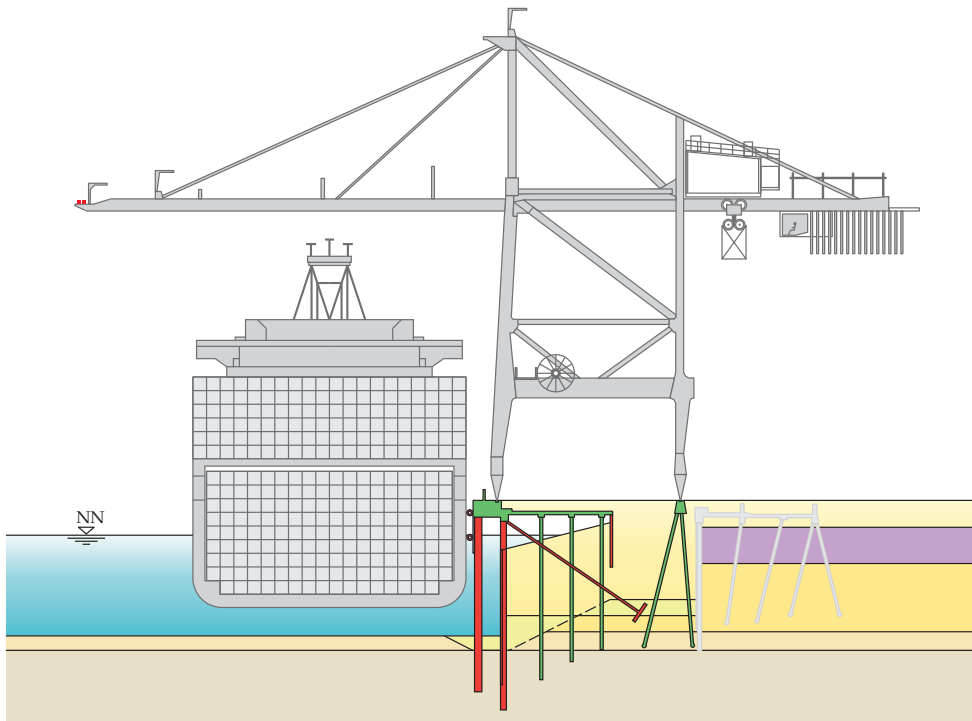


Bild 1.1: Schautafel zum Ausbau der Kaianlage am *Predöhlkai* im Hamburger Hafen zur Abfertigung moderner Großcontainerschiffe (© Arge Züblin / Aarsleff)

zung werden Zugspannungen erzeugt, die zur Rissbildung im Beton führen. Zur Begrenzung der Rissbreiten auf ein verträgliches Maß werden Bewehrungsstäbe aus Stahl eingelegt, wodurch die Dehnung auf viele Risse mit geringer Breite verteilt wird.

Aufgrund der im Hafengebäude üblichen großen Bauteilabmessungen führen vereinfachte Ansätze bei der Ermittlung der Zwangbeanspruchung häufig zu unwirtschaftlich großen Bewehrungsgehalten. Solche einfachen Rechenmodelle vernachlässigen, dass infolge der Rissbildung im Beton die Dehnsteifigkeit des Überbaues verringert wird und sich dadurch die Zugkräfte abbauen. Gleichzeitig steht die Steifigkeit der Gründungselemente in direktem Zusammenhang mit der Größe der Verformungsbehinderung. Für eine realistische Beurteilung der Zwangbeanspruchung in fugenlosen Kaianlagen aus Stahlbeton sind daher Modelle erforderlich, in denen sowohl das nicht-lineare Tragverhalten des Stahlbetons als auch die Boden-Bauwerk-Interaktion wirklichkeitsnah erfasst werden. Dabei müssen wegen der großen Bauwerksabmessungen die besonderen Rissbildungsmechanismen in massigen Bauteilen aus Stahlbeton berücksichtigt werden. Hierfür existieren bisher keine geeigneten Berechnungsmodelle.

1.2 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit

Zur Beurteilung der tatsächlich wirksamen Zwangbeanspruchung in langen fugenlosen Kaianlagen sind entsprechend große Modelle notwendig. Zudem ist es sinnvoll, Einwirkungen aus der Herstellung und dem Betrieb des Containerterminals im selben Modell zu überlagern, um die Auswirkungen einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang auf den Stahlbetonüberbau untersuchen zu können. Dabei ist das Verständnis vom Lastabtrag unterschiedlicher Kaikonstruktionen ebenso wichtig wie das Wissen über das Trag- und Verformungsverhalten von massigen Bauteilen aus Stahlbeton.

Die vorliegende Arbeit leistet einen Beitrag hierzu und gibt dem planenden Ingenieur ein Werkzeug an die Hand, mit dem eine einfache Modellierung und Berechnung fugenloser Kaianlagen unter Zuhilfenahme der *Finite-Elemente-Methode* (FEM) möglich ist. Der Schwerpunkt liegt auf der zuverlässigen Ermittlung der Zwangbeanspruchung und Rissbildung während der Nutzungsdauer. Es wird ein auf einfachen physikalischen Zusammenhängen basierendes Rissmodell für massige Bauteile entwickelt und gezeigt, wie dieses als nichtlineares Baustoffmodell in beliebige FE-Programme implementiert werden kann. Das Ziel ist es, die Zwangbeanspruchung in fugenlosen Kaianlagen unter Berücksichtigung der Wechselwirkung mit der Bauwerksgründung wirklichkeitsnah zu ermitteln. Die programminterne Berechnung der Rissbreiten soll helfen, die Dauerhaftigkeit solcher Bauwerke einfacher und sicherer als bisher zu beurteilen.

Da die Steifigkeit der Gründungsstruktur von entscheidender Bedeutung für den Zwangaufbau ist, werden im ersten Teil der Arbeit unterschiedliche Konstruktionsweisen für Kaianlagen vorgestellt. Die für Norddeutschland typischen Pfahlrostkonstruktionen stehen dabei im Fokus, da sich die auf Pfählen gegründeten Stahlbetonüberbauten besonders gut für eine Herstellung ohne Dehnfugen eignen. Aber auch Schwergewichts- und Spundwandkonstruktionen können mit fugenlosen Überbauten und Kranbahnbalken ausgestattet werden. Es wird ebenfalls über erste Erfahrungen bei bereits fertig gestellten fugenlosen Kaianlagen berichtet.

Im zweiten Teil dieser Arbeit werden die relevanten Baustoffeigenschaften sowie das Tragverhalten des Verbundbaustoffes Stahlbeton genauer betrachtet. Diese Grundlagen sind essentiell für das Verständnis der später entwickelten Rissmodelle. Des Weiteren wird geklärt, welchen Beanspruchungen Kaianlagen während der Herstellung und im Betrieb ausgesetzt sind. Ein besonderes Augenmerk liegt dabei auf den zwan-

gerzeugenden Einwirkungen. Hierzu wird zunächst eine Abgrenzung zwischen Eigenspannungen und Zwangspannungen vorgenommen.

Im Hauptteil dieser Arbeit wird die Vorgehensweise zur numerischen Berechnung von fugenlosen Kaianlagen mithilfe der FEM erläutert. Da hierbei großmaßstäbliche Modelle der gesamten Kaikonstruktion zur Anwendung kommen, ist die Verwendung von Baustoffmodellen mit verschmiertem Rissansatz empfehlenswert. Bei diesen so genannten *smeared crack models* werden einzelne Risse als über das gesamte Element gemittelt angenommen. Die hierfür benötigten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen werden aus dem *Zuggurtmodell* (nach Marti et al., 1998) abgeleitet und als Stoffmodell für gerissenen Stahlbeton ins FE-Programm implementiert.

Bei der Berechnung von fugenlosen Kaianlagen sind aufgrund der großen Bauwerksabmessungen die hierauf begründeten Besonderheiten bei der Zwangbeanspruchung und Rissbildung zu berücksichtigen. Daher wird in einem eigenen Abschnitt die Entwicklung der Bauteiltemperatur, der Betoneigenschaften und der Zwangspannungen in massigen Stahlbetonbauteilen dargestellt.

Aufbauend auf den Überlegungen zum *Zuggurtmodell* für schlanke Stahlbetonstäbe wird das ebenso anschauliche *Zuggurtmodell für massige Bauteile* entwickelt, bei dem die Bildung von Trennrissen und Einrissen sowie die Kraftausbreitung von der bewehrten Randzone ins unbewehrte Bauteilinnere konsequent verfolgt werden. Die Folgen der herstellungsbedingten Zwangbeanspruchung und einer hieraus resultierenden initialen Rissbildung finden über den vereinfachten Ansatz einer abgeminderten Betonzugfestigkeit Eingang in die Berechnung. Analog zum Vorgehen bei schlanken Stahlbetonbauteilen wird hieraus eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Zugbereich abgeleitet.

Anschließend werden in einer umfangreichen Beispielrechnung die zuvor entwickelten Modelle exemplarisch angewendet. Anhand des Kaimauerquerschnittes vom *Pre-döhlkai* im Hamburger Hafen wird das Tragverhalten langer fugenloser Kaianlagen unter Berücksichtigung des Zwangabbaues infolge der Rissbildung eingehend untersucht. Zudem werden Ansätze zur vereinfachten Erfassung der Interaktion zwischen dem Stahlbetonüberbau und der Pfahlgründung aufgezeigt. In Parameteruntersuchungen werden die Auswirkungen der Pfahlbettung und der initialen Rissbildung auf die Ermittlung der Rissbreiten analysiert.

Eine umfassende Zusammenfassung und Diskussion bilden den Abschluss dieser Arbeit.

2 Kaikonstruktionen

2.1 Kaianlagen für Containerterminals

2.1.1 Einleitung

Das schnelle Wachstum der Containerschifffahrt führte bereits in den vergangenen Jahren zu einem grundlegenden Wandel in der Struktur und dem Erscheinungsbild vieler Häfen. Dabei folgten die Hafenbetreiber mit ihren Investitionen stets den Anforderungen der Schiffe bzw. mussten den zu erwartenden Erfordernissen voraussehen. Es entstanden Hafenanlagen, die heute fast ausschließlich dem Umschlag von containerisierten Waren dienen. Diese sogenannten Containerterminals und deren Anlagen sind speziell hierfür ausgelegt und werden fortwährend für einen schnelleren Umschlag der Container sowie für größere Containerschiffe und Umschlagsmengen optimiert. Containerterminals sind das Bindeglied zwischen dem Überseeverkehr und dem weiteren Transport der Container auf kleineren Feeder- und Binnenschiffen, mit der Bahn oder per LKW. Den Übergang zwischen dem Wasser- und dem Landweg bilden dabei die Kaianlagen als aufwendigste Bestandteile der Containerterminals. Diese hochbeanspruchten Bauwerke dienen zum Anlegen und Festmachen der Containerschiffe sowie zum Lastabtrag aus dem Containerumschlag. Zusätzlich müssen sie häufig hohe Geländesprünge sichern und als Hochwasserschutzeinrichtung das Überfluten des Terminalbereiches und des Hinterlandes verhindern.

Für Containerhäfen sind nahezu senkrechte Geländesprünge (Bild 2.1a) besonders geeignet, weil hier die Krane dicht an die Kaikante gesetzt werden und so die gesamte Länge der wasserseitigen Ausleger ausgenutzt wird. Allerdings müssen bei solchen Kaianlagen große Erddruckkräfte abgefangen werden. Im Gegensatz dazu sind Ufer-einfassungen mit natürlicher oder künstlicher Böschung (Bild 2.1c) lediglich gegen Erosion zu schützen, z. B. mit entsprechendem Deckwerk oder einer Böschungsverkleidung. Sie müssen jedoch durch eine ausgedehnte Kaikonstruktion so weit überbaut werden, dass die Containerschiffe im Tiefwasser anlegen können. In Binnenhäfen

kann die teilgeböschte Bauweise hierzu eine wirtschaftliche Alternative sein, weil nur ein kleiner Geländesprung abgestützt werden muss (Bild 2.1b).

Die Überbauten von Kaikonstruktionen werden üblicherweise in Stahlbeton ausgeführt. Dies ist erforderlich, um den hohen mechanischen Belastungen aus dem Terminalbetrieb standzuhalten und dabei nur geringe Verformungen zu erfahren. Insbesondere die wasser- und landseitigen Kranbahnbalken weisen häufig sehr große Bau-teilabmessungen auf, um Deformationen der hochbelasteten Kranbahn unterhalb der äußerst empfindlichen Containerkrane auf ein Minimum zu begrenzen. Zudem sind entsprechend geplante und korrekt ausgeführte Betonbauwerke gut geeignet, den aggressiven Umwelteinflüssen aus Meerwasser, Luftfeuchtigkeit, Tausalz und Sonneneinstrahlung einen effektiven Widerstand entgegen zu setzen.

Fugenlose Stahlbetonüberbauten bieten in Bezug auf die Dauerhaftigkeit und das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion wesentliche Vorteile gegenüber der blockweisen Herstellung mit Dehnfugen. Sie reagieren jedoch empfindlich auf zwangerzeugende Einwirkungen. Dabei hängt die tatsächlich wirksamen Zwangbeanspruchung entscheidend von der Steifigkeit der Substruktur, also der Bauweise der Kaikonstruktion, ab. Dies muss für eine wirtschaftliche Bemessung berücksichtigt werden.

Die Entscheidung für oder gegen eine bestimmte Bauweise hängt im Wesentlichen von den lokalen Randbedingungen ab. Dabei sind vor allem die Lage im Hafen und die Baugrundbeschaffenheit entwurfsbestimmend, aber auch die Frage, ob es sich um einen Neubau oder die Fortführung bzw. Erweiterung einer bestehenden Konstruktion handelt. Auch die Baukosten sowie die zur Verfügung stehenden Flächen und Mittel sind unter Berücksichtigung der zu erwartenden Schiffsgrößen und Umschlagsmengen gegeneinander abzuwägen. Als Einstieg werden im Folgenden die vier wichtigsten Bauweisen beschrieben. Einen umfassenden Überblick über die verschiedenen Konstruktionsweisen von Kaianlagen bieten beispielsweise CUR (2005) und Brinkmann (2005).

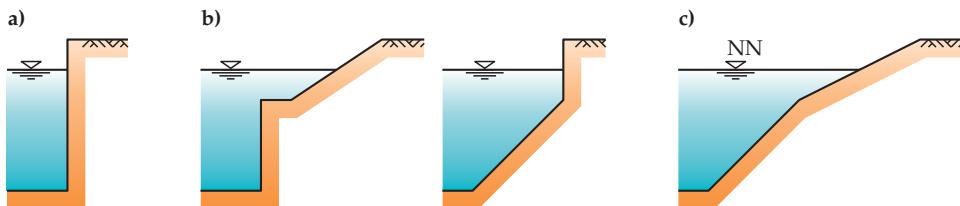


Bild 2.1: Arten von Ufereinfassungen: a) senkrecht; b) teilgeböschst; c) geböschst (nach Brinkmann, 2005)

2.1.2 Schwergewichtskonstruktionen

Wie der Name andeutet, wird bei Schwergewichtskonstruktionen die Standsicherheit des in der Regel senkrechten Geländesprunges durch das Eigengewicht der Konstruktion sichergestellt. Schwergewichtskonstruktionen werden überwiegend dort eingesetzt, wo Pfahl- und Spundwandkonstruktionen bedingt durch die Bodenverhältnisse nicht ausführbar sind. Dies ist insbesondere dann der Fall, wenn wegen sehr dicht gelagerter Sande, kompakten Gesteines oder felsigen Baugrundes das Einbringen von Pfählen und Stahlprofilen nicht oder nur mit unwirtschaftlich hohem Aufwand möglich ist. Angesichts der großen Gewichtslasten erfordern Schwergewichtskonstruktionen einen besonders tragfähigen Baugrund unterhalb der Bauwerkssohle, um ein Gleiten oder Kippen zu verhindern. Ist dieser nicht oder nur mit geringer Mächtigkeit vorhanden, so müssen Maßnahmen zur Baugrundverbesserung (z. B. Verdichten oder Austausch) durchgeführt werden.

Zu den Schwergewichtskonstruktionen gehören Schwimm- und Senkkästen (Caissons) sowie Winkel- bzw. Rippenstützwände und die Blockbauweise. Alle diese Konstruktionen können mit vorgefertigten Bauteilen hergestellt werden. Dies erweist sich jedoch erst bei langen Kaianlagen als wirtschaftlich. Auch Fangedämme (als Kasten oder aus Kreis- bzw. Flachzellen) und Konstruktionen mit „bewehrter Erde“ (durch Bodenvernagelung oder Geotextilien) zählen zu den Schwergewichtskonstruktionen. Hier bildet der eingeschlossene Erdkörper das tragende Element. Den Konstruktionen ist gemein, dass sie üblicherweise über einen oberhalb der Wasserlinie angeordneten Kaimauerkopf aus Ortbeton verfügen, der unter anderem als Gründung für die wasserseitige Kranbahn dient.

Landbauweise

Schwergewichtskonstruktionen können sowohl an Land als auch in Wasserbauweise hergestellt werden. Bei Landbaustellen müssen zunächst eine tiefe Baugrube oder umlaufende Dämme errichtet werden. Gleichzeitig wird eine Grundwasserabsenkung erforderlich, damit die Bauarbeiten im Trockenen erfolgen können. Nach Fertigstellung der Kaikonstruktion wird das wasserseitige Erdreich abgetragen und die Kaimauer landseitig hinterfüllt.

Ein Beispiel hierfür ist der in Vandamme et al. (2007) ausführlich beschriebene Bau des *Deurganckdok* am linken Ufer der Schelde im Hafen von Antwerpen. Für die Herstellung dieser 5 km langen und 30 m hohen Kaimauer musste zunächst der Grundwas-

serspiegel weiträumig abgesenkt werden, damit der Bodenaushub bis auf die Tiefe des zukünftigen Hafenbeckens erfolgen konnte (Bild 2.2). Die anschließend eingerammten Spundwände sollen das Gleiten der Kaimauer verhindern; gleichzeitig dienten sie im Bauzustand als längsseitige Schalung für die Betonage des Kaimauerfußes.

Die Herstellung der Winkelstützmauer erfolgte in Ortbetonbauweise in Abschnitten von 20 m Länge. Gummidichtstreifen in den Fugen sollen ein Auspülen des wieder aufgefüllten Sandes verhindern. In den folgenden Bauphasen wurden die senkrechte Wand betoniert und schließlich der über Wasser liegende Kaimauerkopf mit den erforderlichen Ausrüstungsteilen wie Poller, Fender usw. bestückt. Vorbereitungen für die Aufnahme der wasserseitigen Kranbahn wurden ebenfalls getroffen. Vor dem Hinterfüllen der Kaimauer und dem Ausheben des Hafenbeckens wurde ein 30 m breiter Asphaltstreifen entlang des Kaimauerfußes ausgebildet, der Kolkbildung und Erosion verhindern und so die Standsicherheit der gesamten Kaianlage gewährleisten soll (Vandamme et al., 2007).

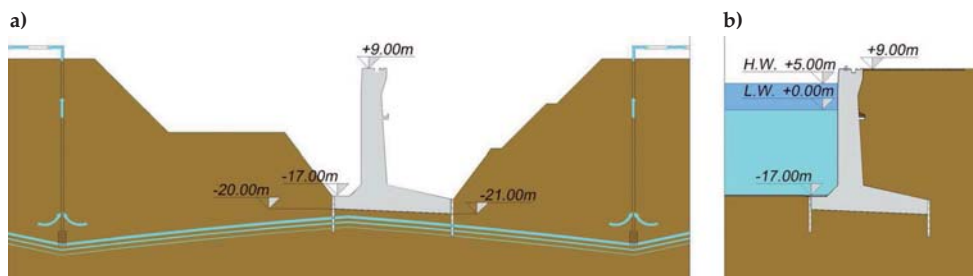


Bild 2.2: L-förmige Winkelstützmauer in Antwerpen (Belgien): a) während der Herstellung als Landbaustelle mit weitreichender Grundwasserabsenkung und b) nach der Fertigstellung (aus Vandamme et al., 2007)

Wasserbauweise

Ist das Herstellen einer trockenen Baugrube an Land aus Kostengründen oder wegen der Platz- und Bodenverhältnisse nicht möglich, so können Schwergewichtskonstruktionen auch in Wasserbauweise errichtet werden. Hierfür eignen sich insbesondere Schwimm- und Senkkästen sowie Rippenstützwände. Die einzelnen Bauelemente werden dabei an Land vorgefertigt und anschließend im Wasser auf einer vorbereiteten Ausgleichsschicht aus Schotter abgestellt. Der Fugenabdichtung kommt dabei eine besondere Bedeutung zu, damit die Hinterfüllung bei schwankenden Wasserständen und großen Wasserüberdrücken nicht ausgespült wird. Erst nach Fertigstellung der Kaimauer und nach dem Abklingen der initialen Setzungen wird schließlich

der Kaimauerkopf aus Ortbeton hergestellt. Die hierfür erforderliche Vorbelastung im Bauzustand übersteigt dabei je nach anstehendem Baugrund die zu erwartenden Betriebslasten teilweise um ein Vielfaches.

Häufig kann bei der Wasserbauweise dem Meer ein beachtliches Stück Land abgerungen werden, so dass diese Bauweise insbesondere für Seehäfen geeignet ist. Dies zeigen beispielsweise die Planungen für zukünftige Containerterminals im westlichen Singapur (Bild 2.3). Die guten Erfahrungen mit den etwa 19 m hohen Schwimmkästen am *Pasir Panjang Terminal* eröffneten die Planungen für einen tideunabhängigen Hafen im natürlichen Tiefwasser bis 30 m unter dem Meeresspiegel (Khoo und Soon, 2008).

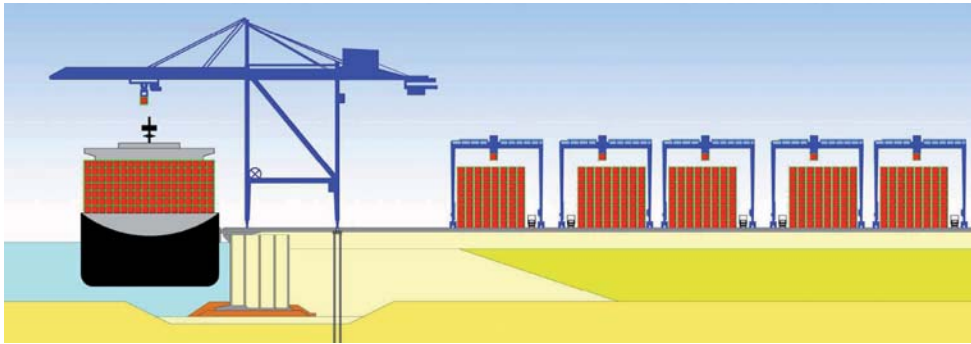


Bild 2.3: Mehr als 30 m hohe Schwimmkästen für zukünftige Containerterminals im westlichen Singapur (aus Khoo und Soon, 2008)

2.1.3 Spundwandbauweise

Spundwandkonstruktionen bestehen in der Regel aus Stahlprofilen, die durch Schlösser miteinander verbunden sind. Aber auch Konstruktionen aus Betonfertigteilen oder Holz sind denkbar. Die Standsicherheit kann bei kleinen Geländesprüngen gelegentlich noch allein durch ein tiefes Einbinden in den Baugrund gewährleistet werden (eingespannter Kragarm). Bei größeren Geländesprüngen wird die Spundwand zusätzlich am Kopfpunkt oder in mehreren Lagen rückverankert (Bild 2.4). Hierzu eignen sich beispielsweise horizontale Rundstahlanker mit zentrisch gelagerten Ankerwänden oder -tafeln. Auch Konstruktionen mit geneigten Spundbohlen und mit vorgespannten Verpressankern oder Schrägpfählen finden Anwendung. Die Vorteile einer mehrfach rückverankerten Spundwandkonstruktion liegen primär in der reduzierten Biegebeanspruchung der Tragbohlen im Vergleich zu lediglich am Kopfpunkt (ein-

fach) rückverankerten Spundwänden. Dadurch können die Tragprofile in ihrer Länge und im Querschnitt maßgeblich reduziert werden.

Im Hafengebäude kommen häufig gemischte Spundwände zum Einsatz, weil die hohen Geländesprünge zu einer erheblichen Biegebeanspruchung in der Spundwand führen und gleichzeitig große Vertikallasten abgetragen werden müssen. Dies ist mit den wellenförmigen Stahlspundbohlen allein vielfach nicht mehr möglich. Gemischte Spundwände zeichnen sich durch die wechselweise Anordnung verschiedenartiger Stahlprofile oder Rammelemente aus. Die vertikalen Lasten werden dabei ausschließlich von den langen und schweren Tragbohlen bzw. Tragrohren aufgenommen. Und auch die Erddruckkräfte werden größtenteils über Gewölbewirkung direkt in diese Doppel-T-Träger oder Rohr- bzw. Kastenprofile eingetragen und über Biegung in den Baugrund bzw. in die horizontale Verankerung geführt. Als Zwischen- oder Füllbohlen werden im Allgemeinen etwas kürzere wellenförmige Stahlspundbohlen eingesetzt. Gemischte Spundwände finden ebenfalls Anwendung bei den Pfahlrostkonstruktionen, die im Abschnitt 2.1.4 detailliert beschrieben werden.

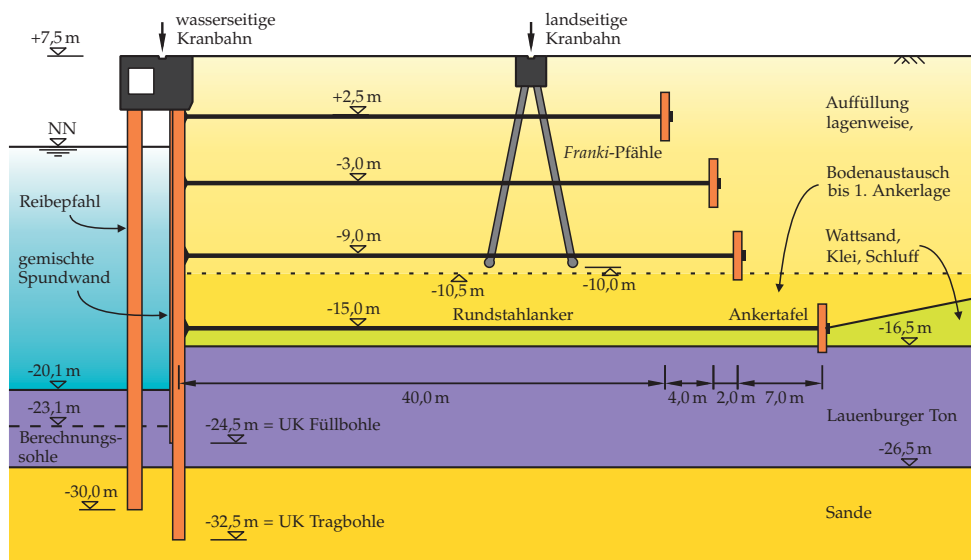


Bild 2.4: Sondervorschlag (nicht ausgeführt) einer mehrfach rückverankerten Stahlspundwand für den Neubau des *JadeWeserPorts* in Wilhelmshaven (© Josef Möbius Bau-GmbH)

2.1.4 Pfahlrostkonstruktionen

Als Pfahlrostkonstruktion werden Einzelpfähle oder Pfahlgruppen bezeichnet, die durch eine zumeist aus Stahlbeton bestehende Rostplatte zu einer Gründungseinheit verbunden sind. Bei Kaimauern werden häufig auch Spundwände in die Konstruktion mit einbezogen. Pfahlroste können in geschlossene und offene Konstruktionen unterteilt werden, wobei auch Mischformen möglich sind. Während bei erstgenannten die Pfähle vollständig von Baugrund umgeben und somit gut geschützt sind, tragen die Pfähle offener Konstruktionen frei oberhalb der Geländeoberfläche. Allgemein werden Pfahlrostkonstruktionen überall dort eingesetzt, wo tragfähiger Baugrund erst in großer Tiefe ansteht und/oder hohe Belastungen für die Kaianlage zu erwarten sind.

Geschlossene Bauweise

Geschlossene Pfahlrostkonstruktionen sind durch eine wasserseitige Spundwand gekennzeichnet, die senkrecht oder schräg hergestellt werden kann. Bei der geneigten Ausführung ist die Biegebeanspruchung infolge des Erddruckes geringer, jedoch wird damit auch der Erdwiderstand am Spundwandfuß reduziert, so dass die Einbindetiefe vergrößert werden muss. Am Kopfpunkt ist die Spundwand häufig über Schrägpfähle rückverankert und monolithisch mit der Pfahlrostplatte verbunden. In Verbindung mit mehreren Pfahlreihen, die auch geneigt oder als Bock angeordnet werden können, entsteht so trotz schlechter Bodenverhältnisse ein vergleichsweise steifes Bauwerk, welches selbst erhöhten Anforderungen an die zulässigen Verformungen gerecht wird.

Kann die Kaimauer in Landbauweise hergestellt werden, so ist die Anordnung der Rostplatte unterhalb des Wasserspiegels möglich (Bild 2.5a). Dadurch werden die freie Stützweite der Spundwand reduziert und der Erddruck auf diese wirksam abgeschirmt. Zusätzlich erfolgt durch die hohe Auffüllung oberhalb der Rostplatte eine gleichmäßige Verteilung konzentrierter Vertikallasten auf größere Bereiche des Pfahlrostes, wodurch auch hier die Beanspruchung geringer ausfällt.

Bei Wasserbaustellen muss die vordere Spundwand schon in der Bauphase als Abgrenzung gegen das anstehende Seewasser herangezogen werden, damit Pfähle und Rostplatte im Trockenem hergestellt werden können. Ein Beispiel hierfür ist die Kaimauer des CT4 am Containerterminal *Wilhelm Kaisen* in Bremerhaven (Bild 2.5b). Nachdem die wasserseitige Spundwand von einer Hubinsel aus eingebracht wurde, konnten die schrägen Ankerpfähle in den Baugrund gerammt und an die Tragbohlen

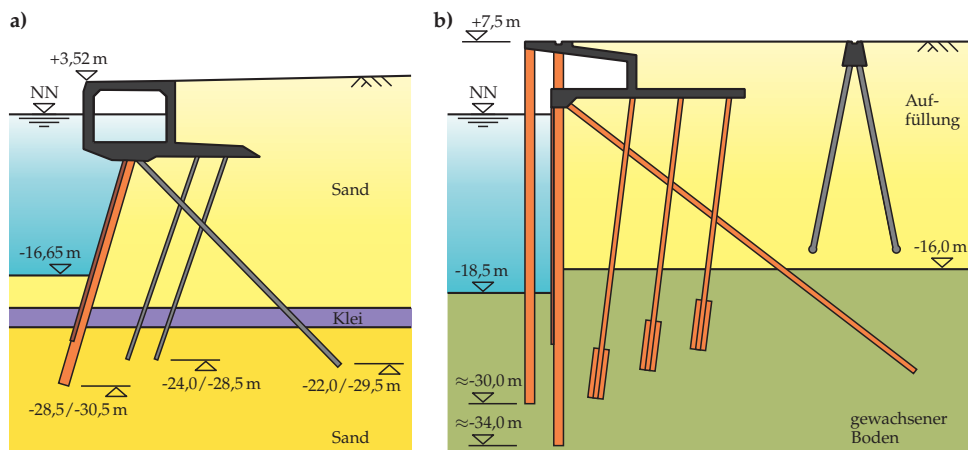


Bild 2.5: Geschlossene Pfahlrostkonstruktionen: a) mit tiefliegender Pfahlrostplatte bei den *Maasvlakte*-Terminals in Rotterdam, Niederlande (aus Vollstedt und Woltering, 2008); b) mit hoher Pfahlrostplatte beim CT 4 in Bremerhaven (aus Stahlmann et al., 2009)

angeschlossen werden. Es folgten die Hinterfüllung der Konstruktion mit Sand sowie die Herstellung der drei Pfahlreihen, bevor die Pfahlrostplatte und die anderen Elemente des Überbaues betoniert werden konnten. Charakteristisch für die Kaikonstruktion dieses direkt an der Wesermündung zur Nordsee gelegenen Containerterminals ist die bereits Ende der 1960er Jahre entwickelte in den Stahlbetonüberbau integrierte Wellenkammer (siehe auch Bild 2.11b auf Seite 21). Sie dient dem Abbau der Wellenenergie und verhindert so bei Sturmflut den Wellenüberschlag auf den rückwärtigen Bereich des Terminals.

Offene Bauweise

Offene Pfahlrostkonstruktionen unterscheiden sich von allen anderen Bauweisen, da hier die Höhendifferenz zwischen der Hafensohle und dem Terminalbereich nicht durch eine senkrechte Kaimauer überwunden wird, sondern ein auf Pfählen gegründeter Trägerrost die natürliche oder künstliche Böschung überbrückt (vgl. Bild 2.6). Diese leichten Konstruktionen erfordern sehr viel Platz, so dass sie vornehmlich an Küsten und Ästuaren ausgeführt werden. Sie sind außer bei Kaianlagen auch für Pieranlagen und Seebrücken geeignet.

Ein besonderer Vorteil von offenen Pfahlrostkonstruktionen liegt in der schnellen Bauweise selbst bei sehr weichen und bindigen Böden. Direkt im Anschluss an das Abteufen der Pfähle bis in den tragfähigen Baugrund kann der Trägerrost (häufig mit

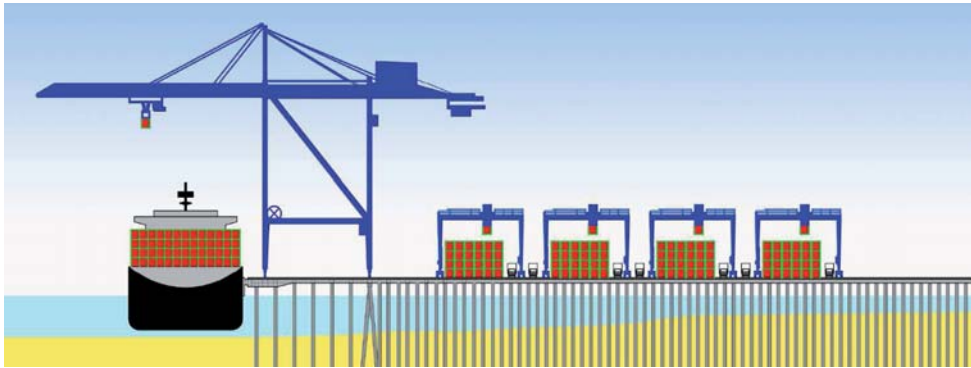


Bild 2.6: *Tanjong Pagar Terminal*: erster Containerterminal in Singapur aus den frühen 1970er Jahren (aus Khoo und Soon, 2008)

vorgespannten Fertigteilen) hergestellt werden, ohne eine lange Konsolidierungszeit abwarten zu müssen. Auch die Gefahr von Langzeitsetzungen wird minimiert. Bereits kurz nach der Herstellung der Rostplatte aus Ortbeton sind das Terminal und die aufgeständerte Umschlagsfläche betriebsbereit.

Da bei überbauten Böschungen keine signifikanten Erd- und Wasserdrücke auftreten, kann die Rostplatte vielfach allein auf vertikalen Pfählen gegründet werden. Können die senkrecht hierzu auftretenden Einwirkungen, die durch das Anlegen und Festmachen der Containerschiffe wie auch durch Eisdruck und Wind entstehen, nicht über die Pfahlbiegung in den Baugrund abgetragen werden, so sind zusätzlich Schrägpfähle oder Pfahlböcke anzuordnen. Darüber hinaus besteht bei bindigen Böden im Bereich hinter der Kaikonstruktion die Gefahr von Setzungen, die zu einer nach vorn gerichteten Verrückung des Bodens führen können, so dass hier entsprechende Verankerungen erforderlich sind (Brinkmann, 2005).

In jedem Fall muss die Böschung so befestigt werden, dass die globale Standsicherheit nicht gefährdet ist. Dies kann beispielsweise durch eine Schicht Filterkies geschehen, die eine Erosion des Bodens als Folge von Propellerströmungen und Wellenbewegungen effektiv verhindert. Für offene Kaikonstruktionen stellt der Wellenangriff an der Unterseite eine der größten Gefahren dar. Zum Einen begünstigen aggressives Hafengewasser wie auch feuchtwarmes Klima die Korrosion. Daher sind regelmäßige Inspektions- und Reparaturarbeiten erforderlich, die rasch zu einem entscheidenden Kostenfaktor werden. Zum anderen führen Eisdruck und der Wellenaufschlag auf die Unterseite der Pfahlrostplatte zu abhebenden Kräften. Dabei können große Schäden an der Konstruktion entstehen, wie auch durch Schiffskollisionen.

Misch- und Sonderformen

Soll die freie Pfahllänge bei einer offenen Pfahlrostkonstruktion verkürzt werden, kann am oberen oder unteren Teil der Böschung eine Spundwand vorgesehen werden, so dass eine teilgeböschte Ufereinfassung entsteht; jedoch sind auch hier die Pfähle nicht vor Schiffs- oder Treibgutstoß und Eisgang geschützt.

Üblicherweise kommen beim Neubau landseitige und rückverankerte Spundwände zum Einsatz. Diese Mischform ist aber auch bei der Vertiefung einer bestehenden senkrechten Kaimauer denkbar, wenn durch Vorsetzen und Anschließen eines Pfahlrostes die anstehende natürliche Böschung überbaut wird und dadurch eine neue Kaimauer für Schiffe mit größerem Tiefgang entsteht.

Eine besondere Form von Pfahlrostkonstruktionen mit geöffneter Hauptwand und überbauter Böschung stellt die Ende der 1990er Jahre entwickelte „Neue Hamburger Bauweise“ (vgl. Bild 1.1) dar. Sie war auch Vorbild für die Kaianlage am *JadeWeserPort* in Wilhelmshaven (Bild 2.7). Durch die Anordnung einer vorderen sowie einer hinteren Spundwand wird die Höhendifferenz zwischen Hafensohle und Terminalniveau mit zwei Teilgeländesprüngen überwunden. Die Notwendigkeit hierfür resultiert aus der hohen Biegebeanspruchung auf die wasserseitige Spundwand. Aufgrund fertigungstechnisch begrenzter Querschnittsgrößen der Tragbohlen sind diese nicht geeignet, den gesamten Geländesprung von über 30 m zwischen der Geländeoberkante und der tiefen Berechnungssohle freitragend abzufangen. Deshalb wird nach Fertigstellung der Pfahlrostkonstruktion ein Teil der Füllbohlen im oberen Bereich herausgeschnitten, so dass der Boden unterhalb der Rostplatte herausfließen bzw. ausgebagert werden kann. Hierdurch werden sowohl der Erd- als auch der Wasserdruck auf die vordere Spundwand erheblich reduziert. Die hintere Spundwand soll das Nachfließen des rückwärtigen Baugrundes verhindern und schirmt gleichzeitig einen Teil des Erddruckes aus dem kleinen Geländesprung gegen die vordere Spundwand ab. So entsteht selbst bei ungünstigem Baugrund eine vergleichsweise kompakte und steife Kaikonstruktion, die einen sehr tiefen Geländesprung abfängt und dennoch die hohen Lasten moderner Containerkrane sicher in den Baugrund führen kann.

2.1.5 Ortbetonbauweise

Zur Ortbetonbauweise gehören Schlitzwände und Bohrpfahlwände, wobei letztere im Kaimauerbau eher unüblich sind und daher nicht betrachtet werden. Die Schlitzwandbauweise wurde vor 60 Jahren maßgeblich in Frankreich und Italien entwickelt

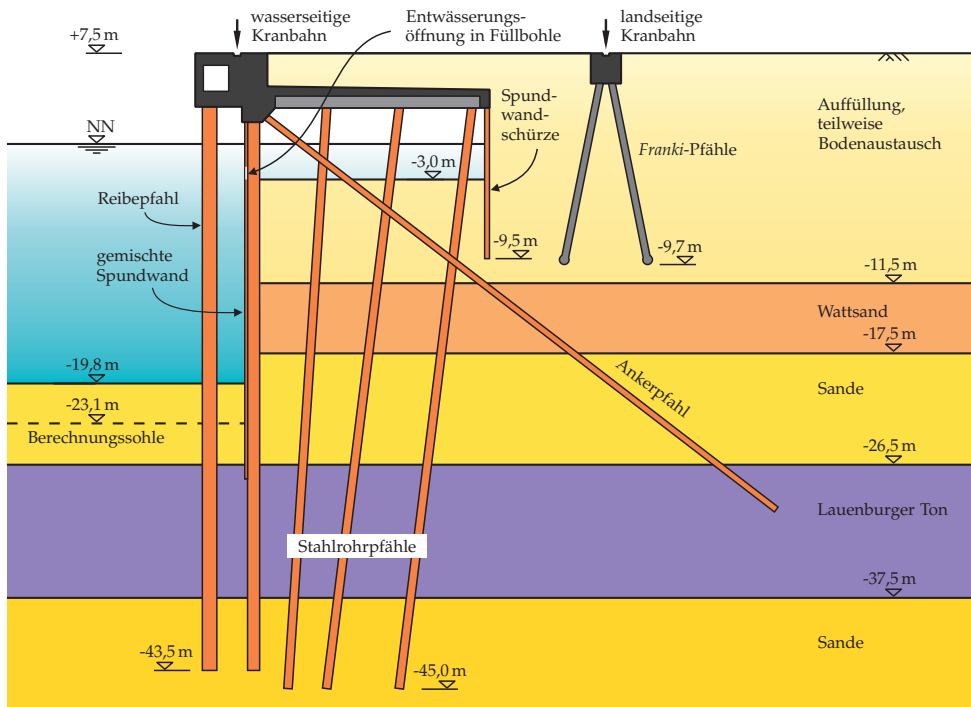


Bild 2.7: Ausgeführte Pfahlrostkonstruktion am JadeWeserPort mit ausgebaggerter Wellenkammer unterhalb der Pfahlrostplatte nach dem Modell der „Neuen Hamburger Bauweise“ (© Josef Möbius Bau-GmbH)

und zählt dort auch heute noch zu den Basislösungen bei der Ausschreibung von Kaikonstruktionen (CUR, 2005).

Schlitzwände sind im Baugrund hergestellte Ortbetonwände, bei denen abschnittsweise Schlitze mit Spezialgreifern oder Fräsen bis zu einer Tiefe von 150 m ausgehoben werden. Zur Stützung des anstehenden Erdreiches wird während des Abteufens eine Stützflüssigkeit (Bentonitsuspension) eingebracht, in die anschließend der Bewehrungskorb eingestellt wird. Schlitzwände ohne nennenswerte Biegebeanspruchung können auch unbewehrt ausgeführt werden. Im darauffolgenden Arbeitsschritt wird der Beton im Kontraktorverfahren in den Schlitz eingefüllt, wobei die Stützflüssigkeit von unten nach oben verdrängt wird. Nach dem Abpumpen wird diese aufbereitet und kann beim nächsten Abschnitt wiederverwendet werden.

Das Tragverhalten einer Schlitzwand entspricht weitestgehend dem einer (gemischten) Stahlspundwand, so dass diese Bauweise insbesondere dort zum Einsatz kommt, wo eine Emission von Rammschall und Erschütterungen vermieden werden soll. Des

Weiteren hat das Herstellungsverfahren den Vorteil, dass Hindernisse und Geröll sowie fester Geschiebemergel oder Ton leicht durchörtert werden können. Bei geringer Wassertiefe oder in Verbindung mit Fangedämmen oder Stahlkastenschalungen können Schlitzwände sogar im Wasser errichtet werden (Brinkmann, 2005).

Ein Beispiel für die Schlitzwandbauweise ist der Containerterminal *Damietta International Port* in Ägypten (Bild 2.8). Neben den statischen und technischen Anforderungen waren hier lokale Besonderheiten zu beachten, wie bevorzugte Bauweisen, verfügbare Rohstoffe und die Erfahrung der Fachkräfte. In Ägypten, einem der weltweit größten Zementproduzenten, war aus wirtschaftlichen Gründen eine Bauweise in Stahlbeton einer reinen Stahlkonstruktion vorzuziehen. Gute Erfahrungen mit der Schlitzwandbauweise konnten auch schon beim kurz zuvor fertiggestellten Containerterminal im nahe gelegenen Port Said an der Mündung des *Suezkanales* gesammelt werden.

Die Kaikonstruktion besteht aus zwei Schlitzwänden, auf denen jeweils zentrisch der wasserseitige bzw. landseitige Kranbahnbalken angeordnet ist (Pfeiffer, 2008). Dazwischen spannt eine auf Bohrpfählen gegründete Pfahlrostplatte aus Fertigteilen und Ortbeton, unterhalb derer ein Hohlraum geschaffen wurde, der den Erddruck auf die wasserseitige Schlitzwand reduziert (analog zur überbauten Böschung beim *JadeWeserPort*).

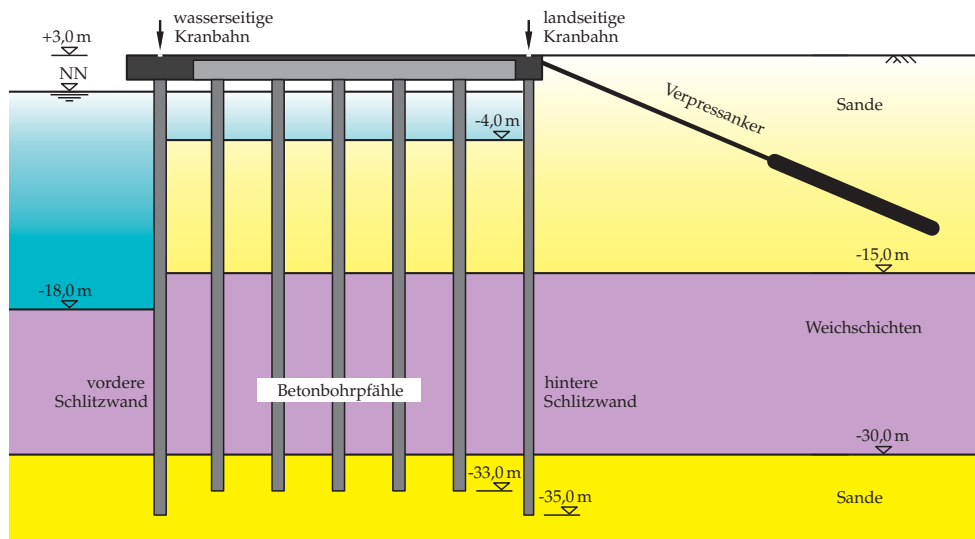


Bild 2.8: Containerterminal *Damietta International Port*: fugenlose Kranbahnbalken auf Schlitzwänden (aus Pfeiffer, 2008)

2.2 Fugenlose Kaianlagen aus Stahlbeton

2.2.1 Konventionelle Bauweise mit Dehnfugen

Um der steigenden Nachfrage nach einem schnellen Containerumschlag gerecht zu werden, werden immer größere Terminals mit langen Liegeplätzen zur gleichzeitigen Abfertigung mehrerer Großcontainerschiffe gebaut. Die dadurch entstehenden Kaianlagen können leicht die Länge von einem oder mehreren Kilometer erreichen. Dies führt bei der konventionellen Bauweise zu einer Vielzahl an Dehnfugen, die eine unkontrollierte Rissbildung als Folge von behinderten Längsdehnungen vermeiden sollen. Dehnfugen gehören zu den Schwachstellen in Stahlbetontragwerken und verursachen häufig mehr Schäden, als sie verhindern (Polónyi, 1993). Die Ursachen hierfür liegen in der Komplexität der Herstellung dieser Abschnitte, die die bauliche Durchbildung erschwert bzw. die korrekte Ausführung und die Abdichtung außerordentlich anspruchsvoll werden lässt.

Zudem beeinflussen Dehnfugen das Tragverhalten der Kaikonstruktionen in ungünstiger Weise. Einerseits wird die Lastausbreitung in Längsrichtung unterbrochen, so dass beispielsweise die konzentriert angreifenden Kranlasten von den wenigen Gründungselementen unterhalb eines einzelnen Kaimauerblockes abgetragen werden müssen. Dies ist im Zuge der immer größer werdenden Containerkrane kaum mehr möglich. Andererseits ergeben sich Nachteile durch die notwendige Überführung der extrem hoch belasteten Kranschienen über die Fugen. Hierfür sind aufwendige konstruktive Maßnahmen (Schubdübel, Koppelträger) erforderlich.

Ein großes Problem stellt auch die Dauerhaftigkeit der Dehnfugen dar. Die Erfahrung zeigt, dass die bekannten dauerelastischen Fugenmaterialien für die rauen Umweltbedingungen in Seehäfen ungeeignet sind (Morgen et al., 2005). Meerwasser, Tausalz und direkte Sonneneinstrahlung lassen den Fugenverguss schnell altern und verursachen schließlich Undichtigkeiten und Schädigungen. Zusätzlich führen ungleichmäßige Baugrundsetzungen einzelner Blöcke zu Relativverschiebungen, wodurch Undichtigkeiten in sich weit öffnenden Fugen entstehen oder Betonabplatzungen an den Kontaktstellen zusammenstoßender Kaimauerblöcke auftreten können (Bild 2.9). Im Laufe der Nutzungsdauer entstehen so erhebliche Kosten für die Reparatur und Instandhaltung der Dehnfugen. Darüber hinaus muss deren Wirksamkeit teilweise angezweifelt werden, da sich häufig Risse parallel und in direkter Nähe zu den Dehnfugen bilden, wie Bild 2.10 veranschaulicht.

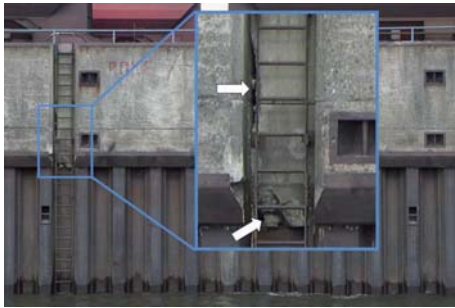


Bild 2.9: Geschädigte Dehnfuge am Kirchenpauerkai im Hamburger Hafen (aus Pfeiffer, 2012)



Bild 2.10: Schädigung im Bereich einer Dehnfuge am Containerterminal CT3 in Bremerhaven (aus Morgen, 2008)

Vor diesem Hintergrund ist es konsequent, dass seit Mitte der 1990er Jahre die Machbarkeit von fugenlosen Kaianlagen untersucht wird. Durch den Verzicht auf Dehnfugen wird die Dauerhaftigkeit der Stahlbetonüberbauten verbessert und die laufenden Kosten während der Nutzungsdauer werden reduziert. Zusätzlich wird das Tragverhalten optimiert, denn bedingt durch den kontinuierlichen Lastabtrag können lokale Beanspruchungen (z. B. Kranlasten, Pollerzug, Schiffsstoß, Inhomogenitäten im Baugrund und daraus resultierende ungleichmäßige Setzungen) auf eine Vielzahl von Pfählen verteilt werden. Dies erhöht die Tragfähigkeit der Kaikonstruktion sowie deren Robustheit gegenüber progressivem Kollaps, so dass die Stabilität des Gesamtsystems durch den Ausfall einzelner Tragelemente nicht gefährdet wird.

2.2.2 Fugenlose Kaianlagen in norddeutschen Seehäfen

In der Deutschen Bucht sehen sich die drei Seehäfen Hamburg, Bremen/Bremerhaven und Wilhelmshaven mit den Herausforderungen des wachsenden Containerverkehrs und den daraus resultierenden Anforderungen an die Hafeninfrastruktur konfrontiert. Damit diese Häfen auch in Zukunft von den Reedereien mit den größten Containerschiffen angelaufen werden und somit in Europa wettbewerbsfähig bleiben, müssen die Kaianlagen auch für Containerschiffe zukünftiger Generationen ausgelegt sein. Da auch die Anforderungen an die Hochwassersicherheit steigen, werden schnell Geländesprünge von 30 m und mehr zwischen dem Kaimauerkopf und der Entwurfstiefe erreicht. Neben den großen Belastungen durch hohe und weit ausladende Containerkrane sind entsprechend große Erddrücke abzufangen. Da alle deutschen Seehäfen dem Einfluss der Tide unterliegen, müssen ebenfalls hohe Wasserüberdrücke, die aus Extremereignissen resultieren, bei der Konstruktion berücksichtigt werden. Um diese

zu reduzieren, wurde bereits Anfang der 1990er Jahre die „Neue Hamburger Bauweise“, eine Kaimauer mit geöffneter Hauptwand und einer mit der Pfahlrostplatte überbauten Böschung, entwickelt (Bild 2.11a). Dieser Kaimauertyp wurde auch beim einzigen deutschen Tiefwasserhafen in Wilhelmshaven umgesetzt (Bild 2.11c). In Bremerhaven wurde am neuen Containerterminal CT 4 das hier seit Jahrzehnten bewährte Konzept der im Bild 2.11b dargestellten geschlossenen Pfahlrostkonstruktion mit integrierter Wellenkammer fortgesetzt.

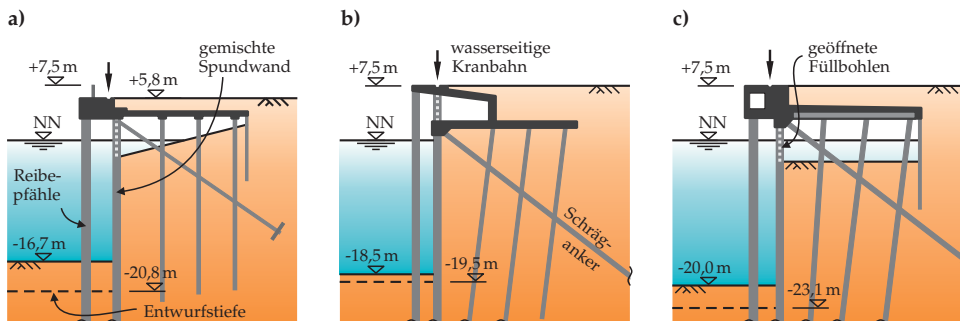


Bild 2.11: Norddeutsche Kaikonstruktionen im Vergleich (Darstellung maßstäblich): **a)** Hamburg; **b)** Bremerhaven; **c)** Wilhelmshaven

Aufgrund des größtenteils eiszeitlich geprägten schwierigen Baugrundes werden die Kaimauern der deutschen Seehäfen fast ausschließlich als Pfahlroste hergestellt. Dabei binden die Tragprofile in die tiefliegenden Tonschichten ein oder durchörtern diese. Oberhalb der Tonschichten befinden sich geröllartige Sandschichten (Geschiebemergel), die vor Beginn der Pfahlrammung zumindest innerhalb der Rammtrasse ausgetauscht werden müssen. Alternativ können bei der Ausführung in Landbauweise die langen Stahlprofile in Schlitze eingestellt werden, die zuvor mit Spezialgreifern ausgehoben wurden (ähnlich der in Abschnitt 2.1.5 beschriebenen Schlitzwandbauweise). Diese erschütterungsarme Bauweise ist aufgrund der Minimierung des Ramm-schalles besonders umweltverträglich und soll beispielsweise bei der Westerweiterung des EUROGATE-Terminals im Hamburger Hafen eingesetzt werden.

Die gesamten Überbauten der hier erläuterten Kaimauertypen wurden in Stahlbeton ausgeführt, da dieser Baustoff robust ist gegenüber der Witterung und chemischem Angriff des Meer- und Brackwassers. Weiterhin ermöglicht er die Herstellung steifer Tragsysteme, die die Verformungen gering halten. Um die Konstruktionen auch hinsichtlich des Lastabtrages und der Dauerhaftigkeit zu verbessern, wurden sie zunehmend ohne Dehnfugen hergestellt. Die hierbei gesammelten Erfahrungen sind im Folgenden zusammengestellt (vgl. auch Wasner und Sigrüst, 2012).

Hamburg

Im Hamburger Hafen werden seit 1998 die auf Pfahlböcken gegründeten hinteren Kranbahnbalken in fugenloser Bauweise ausgeführt. Beim Ausbau des Containerterminals am *Burchardkai* (CTB, Bild 2.12) und beim Neubau in *Altenwerder* (CTA) wurden erstmals Containerkrane mit einer Fahrspurweite von 35 m eingesetzt (statt wie bisher 18 m), um auch Containerschiffe der neuesten und zukünftiger Generationen abfertigen zu können (Bild 2.13). Bei der Berechnung der Kaianlagen wurde festgestellt, dass die erheblich größeren horizontalen Krankräfte aus Bremsbeschleunigungen und Wind nicht mehr allein mithilfe der fugenlos verlegte Kranschiene von einem Balkenabschnitt zum nächsten übertragen werden konnten (Glimm et al., 2003). Die Dehnfugen begrenzten die Weiterleitung der Längskräfte, so dass als Folge die Kranbahnbalken mit Längen von 360 m (CTB) und 1430 m (CTA) fugenlos hergestellt wurden. Arbeitsfugen waren zwangsläufig erforderlich.



Bild 2.12: Waltershofer Hafen und Containerterminal *Burchardkai* in Hamburg (© HHLA)



Bild 2.13: CMA CGM *Callisto*: Containerschiff der 6. Generation am *Burchardkai* (© bildarchiv-hamburg.de)

Zur damaligen Zeit konnte bereits auf langjährige Erfahrungen mit fugenlosen Stahlbetonbauteilen im Hochbau, im Brückenbau und beim Schienenoberbau mit „Fester Fahrbahn“ zurückgegriffen werden. Dennoch war der Schritt zum fugenlosen Kranbahnbalken nicht selbstverständlich, weil aufgrund der im Hafen- und Wasserbau üblichen großen Bauteilabmessungen die Zwangbeanspruchung wesentlich kritischer zu bewerten ist. So weisen bei den oben genannten Bauvorhaben die hinteren Kranbahnbalken eine Querschnittsabmessung von $b/h = 1,7\text{m}/1,8\text{m}$ auf. Sie müssen folglich als massige Bauteile bezeichnet und behandelt werden (vgl. hierzu Abschnitt 4.2.1). Aus diesem Grund wurden während der Herstellung der Kranbahnbalken umfangreiche Messprogramme installiert, mit denen Temperaturen und Dehnungen über einen Zeitraum von vier Jahren aufgezeichnet wurden. Die Beschreibung des Messprogrammes am *Burchardkai* und die Ergebnisse wurden von Glimm et al. (2003) dokumentiert.

Die Auswertung der Messungen zeigte ein Anwachsen der Zwangsschnittgrößen als Folge der sinkenden Umgebungstemperatur im Winterhalbjahr. Eine rasch ansteigende Lufttemperatur und direkte Sonneneinstrahlung führten anschließend zur starken Erwärmung der Oberseite des Kranbahnbalkens und folglich zu Temperaturgradienten mit unterschiedlich über die Querschnittshöhe verteilten Dehnungen. Weiterhin ergaben sich frühe Zwangbeanspruchungen aus abfließender Hydratationswärme und Schwinden (vgl. hierzu Abschnitt 3.6). Die größten Zwangzugkräfte traten erwartungsgemäß in der Mitte des 360 m langen Balkens auf. Zusätzliche Messungen zweier Kranüberfahrten ergaben, dass die hieraus resultierenden Dehnungen verhältnismäßig gering sind gegenüber der Zwangbeanspruchung.

Mittlerweile ist der fugenlose Kranbahnbalken die Standardlösung für Neubauprojekte im Hamburger Hafen, und auch der Stahlbetonüberbau der eigentlichen Kaikonstruktion soll in Zukunft ohne Dehnfugen ausgeführt werden.

Bremerhaven

Auch bei der Erweiterung des Containerterminals *Wilhelm Kaisen* in Bremerhaven (Bauabschnitt CT 3) konnten 1997 erste positive Erfahrungen bei der fugenlosen Bauweise des 695 m langen landseitigen Kranbahnbalkens gesammelt werden. Darauf aufbauend erfolgte in den Jahren 2002/2003 bei der Erweiterung des Containerterminals um den Abschnitt CT 3a (340 m) die Herstellung des gesamten Kaimauerüberbaues mit integrierter Wellenkammer in fugenloser Bauweise. Auch hier wurden umfangreiche Messeinrichtungen installiert, die den Temperaturverlauf und die Dehnungen in den einzelnen Bauwerksteilen (Wellenkammersohle, -decke und Kaimauerkopf) über einen Zeitraum von eineinhalb Jahren aufzeichneten. Die Ergebnisse sind in Morgen et al. (2005) dokumentiert und können folgendermaßen zusammengefasst werden: Zur Herstellung einer robusten und dauerhaften fugenlosen Kaianlage an einer derart exponierten Stelle kommt neben vielfältiger Erfahrung mit der monolithischen Stahlbetonbauweise und umfangreichen numerischen Berechnungen insbesondere der Bontontechnologie, der konstruktiven Bauwerksdurchbildung und einer gut abgestimmten Nachbehandlung eine große Bedeutung zu.

Beim Bau des Abschnittes CT 3a konnte durch die Verwendung von Beton mit niedriger Hydratationswärmeentwicklung in Zusammenhang mit einem geringen Zementgehalt die Wärmefreisetzung so weit reduziert werden, dass die Kerntemperatur der 0,8 m dicken Betonbauteile nicht über 40 °C anstieg. Durch die Anrechnung von Flugasche auf das Wasser-Zement-Verhältnis wurde dies begünstigt und zusätzlich ein

hoher Chlorideindringwiderstand erreicht. Ein geringer Wassergehalt und intensive Nachbehandlungsmaßnahmen reduzierten das Auftreten früher Schwindrisse. Die bei der Eignungsprüfung des Betons durchgeführten Temperatur- und Festigkeitsmessungen am Probewürfel mit 80 cm Kantenlänge ließen den Schluss zu, dass bereits im jungen Beton so große Zugspannungen auftraten, dass der Zeitpunkt der Erstrissbildung vor dem Erreichen des 50%-Wertes der 28-Tage-Betonfestigkeit lag. Dies führte zur Reduzierung der erforderlichen Mindestbewehrung für zentrischen Zwang. Ein engmaschiges Bewehrungsnetz sollte die Bildung klaffender Trennrisse verhindern. Im Ganzen konnten die Rissbreiten auf das erforderliche Maß von 0,25 mm begrenzt werden. Größere Risse, die beispielsweise am Kaimauerkopf aufgrund klimatischer Temperaturbeanspruchung auftraten, wurden zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit verpresst.

Aufbauend auf diesen guten Erfahrungen wurde 2004 am CT4 erstmals ein fugenloser Stahlbetonüberbau mit einer Gesamtlänge von 1680 m hergestellt. So entstand gleichzeitig der mit insgesamt 4875 m längste Containerkai der Welt (Bild 2.14). Obwohl sich aufgrund der erwartungsgemäß höheren Lasten die Bauteildicke auf 0,9 m vergrößerte, konnte mithilfe von Eignungsprüfungen des Betons nachgewiesen werden, dass die für CT3a entwickelten Bemessungsgrundlagen auch für den Bau von CT4 angesetzt werden konnten. Auch hier wurden in ausgewählten Bauabschnitten Messprogramme installiert, die zeigten, dass sogar bei hohen Umgebungstemperaturen die Betontemperatur den Wert von 45 °C kaum überstieg. Wie zuvor am CT3a ergab die visuelle Aufnahme von Rissen, dass die geforderte maximale Rissbreite von 0,25 mm nur vereinzelt überschritten wurde (Morgen, 2008).



Bild 2.14: Weltweit längste Kaianlage am Containerterminal *Wilhelm Kaisen* in Bremerhaven (© bremenports)



Bild 2.15: Einziger deutscher Tiefwasser-Containerhafen *JadeWeserPort* in Wilhelmshaven (© EUROGATE)

Wilhelmshaven

In Wilhelmshaven wurde ab 2008 Deutschlands erster und einziger tideunabhängiger Container-Tiefwasserhafen, der *JadeWeserPort*, gebaut (Bild 2.15). Der hier ausgeführte Kaimauerquerschnitt entspricht im Wesentlichen der „Neuen Hamburger Bauweise“ (vgl. Bild 2.11), wobei im wasserseitigen Kranbahnbalken ein Versorgungstunnel installiert wurde, der auch zur Gewichtsreduktion und zur Begrenzung der Betonabmessungen beitrug. Der gesamte Kaimauerüberbau wurde in fugenloser Bauweise ausgeführt, so dass bei seiner Fertigstellung im Jahr 2012 ein 1725 m langes monolithisches Stahlbetonbauwerk entstand.

2.2.3 Internationale Beispiele für fugenlose Kaianlagen

Fugenlose Stahlbetonüberbauten finden nicht nur bei Pfahlrostkonstruktionen ihre Anwendung. So wurden beispielsweise beim *Containerterminal Damietta International Port* (Ägypten, vgl. Bild 2.8, S. 18) die Kaimauer ohne Dehnfugen hergestellt.

Auch bei der Erweiterung des Containerterminals in Beirut (Libanon, Bild 2.16) wurde auf Dehnfugen verzichtet. Hier zeigt sich ein weiterer Vorteil dieser Bauweise: Aufgrund der hohen Redundanz durch die mehrfache statische Überbestimmtheit sind fugenlose Kaianlagen nicht nur robust gegenüber extremen Ereignissen (z. B.

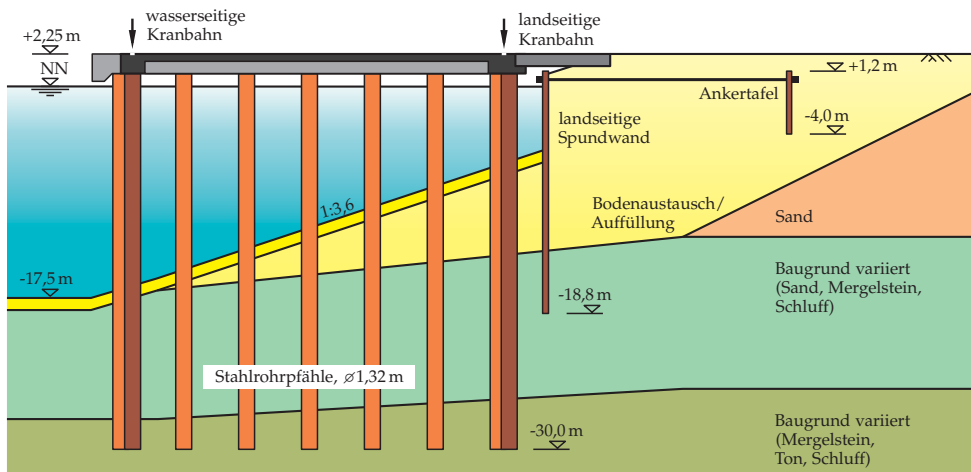


Bild 2.16: Kaikonstruktion des Containerterminals im Hafen Beirut (Libanon) in fugenloser Bauweise (© Sellhorn Ingenieurgesellschaft)

Schiffsanprall oder dem Ausfall einzelner Pfähle), sondern zeigen insbesondere in erdbebengefährdeten Regionen ein verbessertes Tragverhalten im Vergleich zur konventionellen Bauweise mit Dehnfugen (Pfeiffer, 2012).

3 Baustoffe und Einwirkungen

3.1 Einleitung

Grundlage für die Analyse des Tragverhaltens von fugenlosen Kaimauern aus Stahlbeton bilden die mechanischen Eigenschaften der Baustoffe und die daraus abgeleiteten Baustoffbeziehungen. Letztere definieren den Zusammenhang zwischen der Beanspruchung eines Baustoffes und seiner Verformung.

Zur Anwendung in numerischen Berechnungen werden experimentell ermittelte Last-Verformungs-Beziehungen vereinfacht und auf wenige wesentliche Kenngrößen reduziert. Dabei ist eine exakte mathematische Formulierung der Eigenschaften im Allgemeinen nicht erforderlich, weil hiermit nur eine scheinbar hohe Genauigkeit erreicht wird, die allein schon aufgrund der Streuung der Stoffparameter, insbesondere der des Betons, unrealistisch ist.

Im Folgenden werden die Baustoffeigenschaften von Beton und Betonstahl sowie mögliche Idealisierungen erläutert. Die experimentell gewonnenen Zusammenhänge zwischen Kräften und Verformungen werden dabei durch mittlere Spannungen und Dehnungen ausgedrückt. Das Zusammenwirken dieser Komponenten im Verbundbaustoff Stahlbeton wird durch das Verbundverhalten charakterisiert. Obwohl Spannungs- und Dehnungszustände in den Bauteilen stets mehrdimensional sind und entsprechende Tensoren 2. Stufe bilden, wird insoweit von isotropen und homogenen Baustoffen ausgegangen, dass es genügt, allein die Normalspannungen und die gleichgerichteten Dehnungen zur Beschreibung des Tragverhaltens heranzuziehen.

Im Anschluss werden die zur Untersuchung der fugenlosen Kaimauerüberbauten wesentlichen Einwirkungen erläutert. Hierzu zählen neben den großen Verkehrslasten aus dem Terminalbetrieb insbesondere die zwangerzeugenden Einwirkungen.

3.2 Beton

3.2.1 Beton unter einachsiger Zugbeanspruchung

Bei einachsiger Zugbeanspruchung verhält sich Beton bis zum Bruch nahezu linear elastisch. Die Festigkeit ist dabei vergleichsweise gering. Sie beträgt nur etwa 5...10% der Festigkeit bei Druckbeanspruchung und ist großen Streuungen unterworfen.

In gut kontrollierten Zugversuchen an unbewehrten Betonstäben kann beobachtet werden, dass der Prüfkörper nach Erreichen der Zugfestigkeit f_{ct} nicht schlagartig in zwei Hälften geteilt wird, sondern ein entfestigendes Verhalten zeigt (Bild 3.1b). Das Verformungsverhalten und die Festigkeit des Betons bei Zugbeanspruchung werden maßgeblich durch die Haftung zwischen der Zementmatrix und den Gesteinskörnern sowie durch die Zugfestigkeit des Zementsteines bestimmt. Bereits im unbelasteten Zustand liegen als Folge von Gefügespannungen um die Gesteinskörner herum Schwind- und Haftrisse vor. Diese Mikrorisse wachsen bei Belastungsbeginn zunächst an, bis die Haftzugfestigkeit an den Rändern der Gesteinskörner überschritten wird und sich weitere Mikrorisse senkrecht zur Beanspruchungsrichtung bilden. Durch die Spannungskonzentrationen an den Rissspitzen bilden sich Makrorisse im Zementstein. Mit zunehmender Beanspruchung entstehen sukzessive neue Risse und vorhandene Risse vergrößern bzw. vereinigen sich, bis sich schließlich an der schwächsten Stelle des Betonstabes, in der Bruchprozesszone, ein diskreter Riss formiert. Während innerhalb der Bruchprozesszone die Rissbildung weiter fortschreitet, werden die außerhalb liegenden Bereiche entlastet und verformen sich elastisch zurück. Bei fortschreitender Verlängerung des Betonstabes wird die aufnehmbare Kraft kontinuierlich abgebaut (Tension-Softening), bis der Betonstab endgültig in zwei Teile getrennt ist.

In Hillerborg (1983) wird neben anderen Modellen zur Beschreibung der Rissbildung im Beton das *Fiktive Rissmodell* (Bild 3.1a) vorgestellt. Mit diesem einfachen physikalischen Modell kann die Rissbildung und die Entfestigung eines unbewehrten, auf Zug beanspruchten Betonstabes bis zur Entstehung eines klaffenden Trennrisses anschaulich erläutert werden. Im *Fiktiven Rissmodell* wird mit der Beziehung (3-1) die Verlängerung des Betonstabes u durch die Verformungsanteile innerhalb und außerhalb der Bruchprozesszone vollständig beschrieben. Unter der Annahme, dass die Anfangsbreite der Bruchprozesszone verschwindend gering ist, lokalisieren sich die Verformungen nach Erreichen der Zugfestigkeit in einem fiktiven Riss mit der Rissbreite w_{cr} . Die Bereiche außerhalb der Bruchprozesszone verhalten sich entsprechend

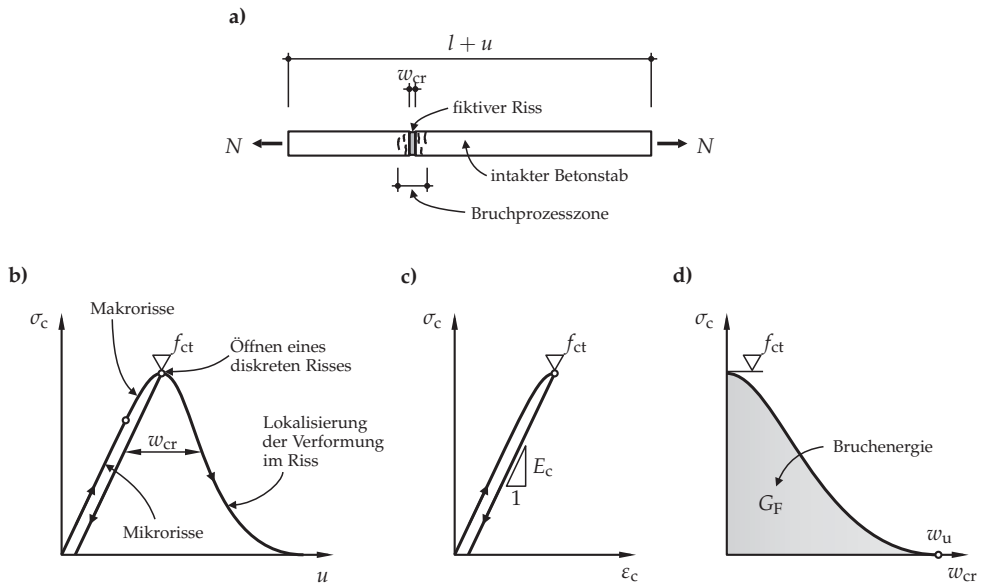


Bild 3.1: Fiktives Rissmodell (nach Hillerborg, 1983): **a)** Betonstab unter einachsiger Zugbeanspruchung; **b)** Spannungs-Verlängerungs-Diagramm des Betonstabes; **c)** Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Bereiche außerhalb der Bruchprozesszone; **d)** Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung in der Risszone

dem *Hooke'schen* Gesetz und verkürzen sich mit der Entlastung wieder (Bild 3.1c), so dass die Verlängerung u des gesamten Betonstabes mit

$$u = \varepsilon_c l + w_{cr} \quad (3-1)$$

abgebildet werden kann. Das Verformungsverhalten innerhalb der Rissprozesszone wird anhand der Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung im Bild 3.1d beschrieben. Dabei entspricht die Fläche unterhalb dieser Entfestigungskurve der auf die Rissfläche bezogenen spezifischen Bruchenergie G_F . Der Verlauf der Entfestigungskurve hängt maßgeblich von der Festigkeit des Zementsteines sowie von der Sieblinie, der Oberflächenbeschaffenheit und dem Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung ab und muss experimentell bestimmt werden. Dennoch wird die spezifische Bruchenergie als von den Dimensionen des Betonkörpers unabhängige Baustoffkenngröße betrachtet.

Im Allgemeinen beziehen sich Bemessungsregeln auf die zentrische Zugfestigkeit f_{ct} des Betons. Deren direkte Ermittlung im reinen Zugversuch ist nur mit hohem technischen Aufwand möglich, weil die Prüfkörper sehr empfindlich auf Störungen (Spannungskonzentrationen im Einleitungsbereich, Exzentrizitäten usw.) reagieren. Daher

wird üblicherweise die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ oder die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ im Versuch ermittelt und anschließend in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet. Die entsprechenden Umrechnungsbeziehungen (3-2) und (3-3) basieren auf empirischen Untersuchungen und bruchmechanischen Modellen (Zilch und Zehetmaier, 2010):

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct,sp} , \quad (3-2)$$

$$f_{ct} \approx 0,67 f_{ct,fl} . \quad (3-3)$$

Insbesondere die im Biegezugversuch ermittelten Festigkeitswerte hängen stark von der Sprödigkeit des Prüfkörpers und damit von seinen Abmessungen ab (Marti et al., 1999). Daher gilt die Näherung in Beziehung (3-3) nur für den standardisierten 4-Punkt-Biegezugversuch mit Prüfkörpern mit quadratischem Querschnitt und einer Kantenlänge von 150 mm.

Bei der Bemessung im Stahlbetonbau hat sich die in Versuchen festgestellte Korrelation zwischen einachsiger Druck- und Zugfestigkeit als zweckdienlich erwiesen. Für Betone mit normaler Festigkeit ($f_c \leq 50 \text{ N/mm}^2$) kann die zentrische Zugfestigkeit mit der Beziehung

$$f_{ct} \approx 0,3 f_c^{2/3} \quad (3-4)$$

abgeschätzt werden. Bei höherfesten Betonen steigt die Zugfestigkeit aufgrund veränderter Bruchmechanismen nur in geringerem Maße an.

3.2.2 Beton unter einachsiger Druckbeanspruchung

Das Verformungsverhalten von Beton unter einachsiger Druckbeanspruchung wird im Allgemeinen an zylindrischen Prüfkörpern oder Prismen mit rechteckigem Querschnitt (bzw. Betonwürfeln) untersucht. Wie unter Zugbeanspruchung kann auch im einachsigen Druckversuch nach Erreichen der maximalen Spannung, der Zylinder- bzw. Würfeldruckfestigkeit, eine Entfestigung des Betonkörpers beobachtet werden. Deren Ausprägung ist insbesondere von der Geometrie des Prüfkörpers sowie der Festigkeit des Zementsteines abhängig. Im Gegensatz zum Zugversuch lokalisieren sich die Verformungen nach Erreichen der Druckfestigkeit nicht in einem diskreten Querschnitt, sondern innerhalb einer ausgeprägten Bruchzone. Deren Größe und die beim Bruch freigesetzte Energie sind, wie von van Mier (1986) gezeigt, unabhängig von der Höhe der Prüfkörper; in der Folge fällt die Entfestigungskurve umso steiler ab, je schlanker der Prüfkörper ist. Damit stellt der abfallende Ast in der Spannungs-

Dehnungs-Beziehung eher das Verhalten des Gesamtsystems aus Prüfkörper und Prüfeinrichtung dar als eine Baustoffbeziehung des Betons (Sigrist, 1995).

Bild 3.2 veranschaulicht die charakteristische Spannungs-Dehnungs-Beziehung für einen normalfesten Beton unter einachsiger Druckbeanspruchung bei unterschiedlichen Prüfkörperhöhen. Obwohl bereits im unbelasteten Zustand einige Schwind- und Haftrisse zwischen den Gesteinskörnern und der Zementmatrix vorliegen, verhält sich der Beton bis zu einer Belastung von ca. 30% der Druckfestigkeit nahezu elastisch. Bei weiterer Druckbeanspruchung vergrößern sich die Mikrorisse als Folge von senkrecht zur Belastungsrichtung verlaufenden Querkzugspannungen und leiten so den nichtlinearen Vorbruchbereich ein. Ab einer Beanspruchung von ca. 80% der Druckfestigkeit entwickeln sich die Mikrorisse zu größeren Makrorissen, welche sich schließlich mit dem Erreichen der Druckfestigkeit zu Bruchflächen vereinigen (Pölling, 2001). Dadurch wird der Betonkörper innerhalb der Bruchprozesszone in einzelne lasttragende Lamellen unterteilt. Eine weitere verformungsgesteuerte Belastung führt zur fortschreitenden Zerrüttung des inneren Gefüges und damit zur sukzessiven Entfestigung des Betons.

Zur nichtlinearen Berechnung von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen mit Mitteln der Kontinuumsmechanik werden im Allgemeinen parabelförmige Spannungs-Dehnungs-Beziehungen verwendet, wie sie beispielsweise im Model Code 90 (CEB-FIP, 1993) angegeben sind:

$$\sigma_c = -f_c \frac{\kappa \eta - \eta^2}{1 + (\kappa - 2) \eta} \quad (3-5)$$

$$\text{mit } \eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}, \kappa = \frac{E_{ci}}{E_{c1}}. \quad (3-6)$$

Mit diesen kann das einachsige Tragverhalten von Beton auf Gebrauchslastniveau und sogar bis zum Bruch relativ genau beschrieben werden. Für die Bemessung existieren entsprechende Vereinfachungen.

In besonderen Fällen kann es erforderlich sein, auch das Nachbruchverhalten numerisch zu berücksichtigen, ohne dabei die Verformungen durch globale Verschiebungen ausdrücken zu müssen (Übergang von der kontinuumsmechanischen zur bruchmechanischen Betrachtungsweise). Obwohl das Entfestigungsverhalten von der Größe und Schlankheit des Betonkörpers abhängt, kann in solchen Fällen das Nachbruchverhalten mithilfe der nachfolgenden Beziehungen aus dem CEB-FIP (1993) abgebildet werden. Für Betonspannungen bis $|\sigma_c| > 0,5 f_c$ ist der abfallende Ast der Spannungs-

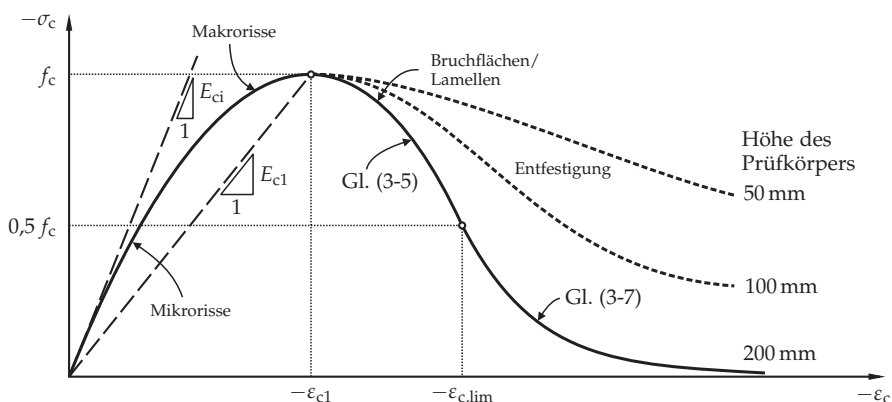


Bild 3.2: Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Betonprismen (Querschnittsfläche 100 mm × 100 mm) unter einachsiger Druckbeanspruchung (CEB-FIP, 1993) und Einfluss der Prüfkörperhöhe auf das Nachbruchverhalten (nach van Mier, 1986).

Dehnungs-Beziehung in Gleichung (3-5) gültig (vgl. Bild 3.2). Für mittlere Dehnungen $|\epsilon_c| \geq |\epsilon_{c,lim}|$ kann die Beziehung

$$\sigma_c = -f_c \left[\left(\frac{\xi}{\eta_{lim}} - \frac{2}{\eta_{lim}^2} \right) \eta^2 + \left(\frac{4}{\eta_{lim}} - \xi \right) \eta \right]^{-1} \quad (3-7)$$

$$\text{mit } \xi = \frac{4 [\eta_{lim}^2 (\kappa - 2) + 2 \eta_{lim} - \kappa]}{[\eta_{lim} (\kappa - 2) + 1]^2}, \quad (3-8)$$

$$\eta_{lim} = \frac{\epsilon_{c,lim}}{\epsilon_{c1}} = \frac{1}{2} \left(\frac{\kappa}{2} + 1 \right) + \sqrt{\frac{1}{4} \left(\frac{\kappa}{2} + 1 \right)^2 - \frac{1}{2}} \quad (3-9)$$

verwendet werden.

Die elastischen Eigenschaften des Betons hängen im Wesentlichen von der Gesteinskörnung ab. Die Streuungen des Elastizitätsmoduls E_c können im Allgemeinen bei rechnerischen Analysen vernachlässigt werden. Der in Gleichung (3-6) verwendete Tangentenmodul E_{ci} im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung kann vereinfachend mit

$$E_{ci} = 21\,500 \left(\frac{f_c}{10} \right)^{1/3} \quad (\text{in N/mm}^2) \quad (3-10)$$

bestimmt werden (CEB-FIP, 1993).

3.2.3 Beton unter mehrachsiger Beanspruchung

Die bekanntesten Versuche zur zweiachsigen Beanspruchung von Betonkörpern wurden von Kupfer (1973) ausführlich dokumentiert. Sie zeigen, dass das Verhalten von Beton unter zweiachsiger Zugbeanspruchung dem Verhalten unter einachsigem Zug sehr ähnlich ist. Die kleinere Zugspannung in Querrichtung beeinflusst die Betonzugfestigkeit kaum (Bild 3.3).

Bei zweiachsiger Druckbeanspruchung können prinzipiell ähnliche Spannungs-Dehnungs-Linien wie unter einachsigem Druck beobachtet werden. Allerdings werden die Querkzugspannungen durch die zweite Druckspannung teilweise überdrückt und so die Fortpflanzung der initialen Mikrorisse behindert. Dies führt zu einer Erhöhung der Druckfestigkeit, die bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_c^1/\sigma_c^2 \approx 2/1$ ca. 25% beträgt. Unter zweiachsigem hydrostatischen Druck lässt sich die Druckfestigkeit um etwa 10...16% steigern (Lubliner et al., 1989).

Der zweiachsige Zug-Druck-Bereich kann als Übergang vom einachsigen Druckverhalten zum einachsigen Zugverhalten betrachtet werden. Bei kleinen Zugspannungen ähnelt das Bruchverhalten dem im einachsigen Druckversuch; bei kleinen Druckspannungen dominiert das Zugverhalten: Es entsteht ein einzelner Riss orthogonal zur größten Hauptspannung.

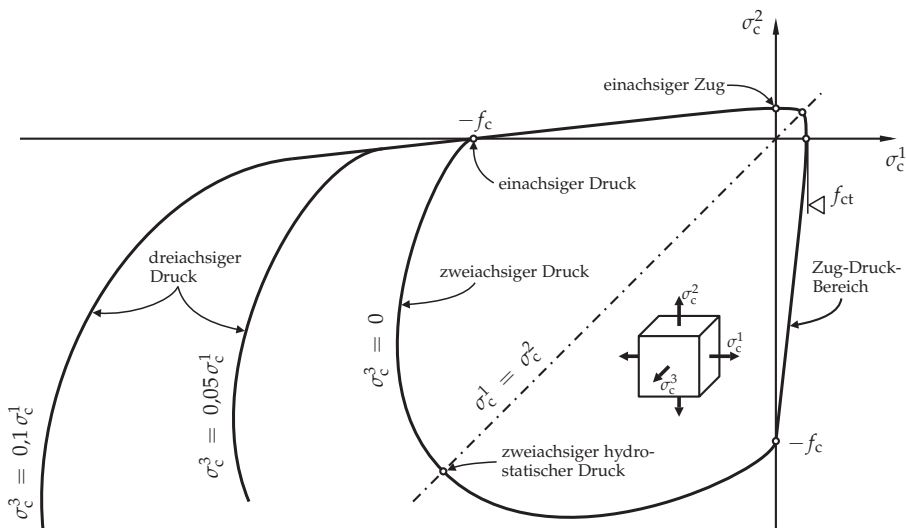


Bild 3.3: Mehrachsiges Tragverhalten von Beton: geschlossene Fließfunktion im ebenen Spannungsraum (nach Lubliner et al., 1989) und erhöhte Tragfähigkeit infolge dreiachsiger Druckbeanspruchung (nach van Mier et al., 1987)

Eine zusätzliche Druckbeanspruchung in der dritten Raumrichtung führt zu einer weiteren Behinderung der Mikrorissentwicklung. Daher bewirken schon sehr geringe Druckspannungen einen erheblichen Anstieg der Betondruckfestigkeit gegenüber entsprechenden zweiachsigen Versuchen. Bei nahezu hydrostatischen Druckverhältnissen wird das Wachstum der Mikrorisse vollständig unterbunden, so dass keine dreiaxige Druckfestigkeit angegeben werden kann.

3.3 Bewehrungsstahl

Aufgrund der geringen Betonzugfestigkeit führt bereits eine kleine Zugbeanspruchung zur Rissbildung im Betonbauteil. In Stahlbetonkonstruktionen übernehmen daher Bewehrungsstäbe die Aufgabe der Zugkraftübertragung über die Risse hinweg. Vereinfachend wird bei der Bemessung davon ausgegangen, dass die Bewehrung nur Kräfte in Stablängsrichtung aufnimmt und somit nur deren einachsiges Tragverhalten relevant ist.

Bewehrungsstähle werden entsprechend ihrer Herstellung in naturharte, kaltverformte oder wärmebehandelte Stähle unterteilt. Die Spannungs-Dehnungs-Kurven von naturharten und wärmebehandelten Stählen weisen eine ausgeprägte Streckgrenze f_y (Quetschgrenze bei Druckbeanspruchung) mit anschließendem Fließplateau und eine Verfestigungsphase bis zum Erreichen der Zugfestigkeit f_t auf (Bild 3.4). Bei kaltverformten Bewehrungsstählen wird in der Regel durch Ziehen oder Kaltwalzen die mikrokristalline Gefügestruktur so verändert, dass höhere Festigkeiten erreicht werden können. Durch die Kaltverformung bis in den Verfestigungsbereich entfällt die Fließphase und es erfolgt ein direkter Übergang von der elastischen in die plastisch verfestigende Phase. Hierbei wird diejenige Spannung als Streckgrenze definiert, bei der eine bleibende (plastische) Dehnung von 0,2% erreicht wird. Der Elastizitätsmodul E_s ist weitgehend unabhängig vom Herstellungsverfahren und liegt im Mittel bei ca. $200\,000\text{ N/mm}^2$.

Durch eine gezielte Behandlung während der Stahlherstellung werden die Festigkeitseigenschaften verbessert. Damit sind beispielsweise bei Spannstählen sehr hohe elastische Stahldehnungen möglich, so dass zeitabhängige Spannkraftverluste minimiert werden können. Allerdings wird durch die Vergütung, Kaltverformung und Wärmebehandlung in der Regel auch die Duktilität des Stahles vermindert (Bild 3.4a); die Fähigkeit, nach Überschreiten der Streckgrenze die Dehnung bei konstanter oder ansteigender Spannung noch zu vergrößern, nimmt ab.

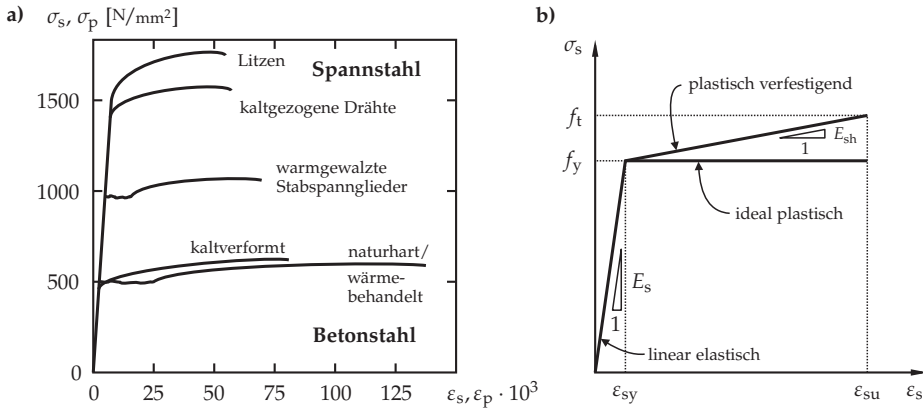


Bild 3.4: Verhalten von Bewehrungsstahl: **a)** Spannungs-Dehnungs-Kurven für unterschiedliche Stahlsorten; **b)** idealisierte Baustoffbeziehungen für Bewehrungsstahl mit und ohne Verfestigung

Die Duktilität des Stahles ist eine wesentliche Voraussetzung für die Verformungsfähigkeit von bewehrten Betonbauteilen und wird im Wesentlichen durch die Bruchdehnung ϵ_{su} und das Verhältnis der Zugfestigkeit zur Streckgrenze f_t/f_y charakterisiert. Anhand dieser Parameter werden nach DIN 1045-1 (2008) Betonstähle in die Duktilitätsklassen A (normalduktil, $f_t/f_y \geq 1,05$) und B (hochduktil, $f_t/f_y \geq 1,08$) eingeteilt. Für Sonderanwendungen in erdbebengefährdeten Gebieten ist im Eurocode 2 (2011) zusätzlich die Klasse C ($1,15 \leq f_t/f_y < 1,35$) definiert.

Naturharte Betonstähle verhalten sich unter Zug- wie auch Druckbeanspruchung annähernd gleich, so dass Spannungs-Dehnungs-Kurven unabhängig von der Belastungsrichtung angegeben werden. Bei kaltverformten Betonstählen ist die Quetschgrenze, verursacht durch Veränderungen im mikrokristallinen Gefüge, etwas kleiner als die Streckgrenze (*Bauschinger-Effekt*).

Zur Vereinfachung werden bei der Berechnung von Stahlbetontragwerken idealisierte Spannungs-Dehnungs-Beziehungen verwendet, deren Detaillierung entsprechend der jeweiligen Fragestellung zu wählen ist. So werden beispielsweise von Alvarez (1998) Spannungs-Dehnungs-Beziehungen mit nichtlinearem Verfestigungsbereich angegeben. Hingegen zeigt Bild 3.4b zwei sehr einfache Idealisierungen mittels bilinearer Ansätze mit und ohne Verfestigung, die für die meisten Anwendungsfälle hinreichend genau sind.

3.4 Verbund

Die Kraftübertragung zwischen den Baustoffen ist die Grundvoraussetzung für die Leistungsfähigkeit der Stahlbetonbauweise. Das Zusammenwirken von Beton und Bewehrungsstahl wird durch das Verbundverhalten charakterisiert. Die Verbundeigenschaften bestimmen die Größe der Rissbreiten und -abstände sowie das Maß der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Sie beeinflussen damit maßgeblich die Verformungen des Stahlbetonbauteiles im gerissenen Zustand.

Die Entstehung von Rissen im Beton führt zu Relativverschiebungen zwischen dem Beton und der Bewehrung, dem sogenannten Schlupf δ , und damit zur Aktivierung des Verbundes. Dabei beschreibt die aus Versuchen abgeleitete Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung als Pseudo-Stoffgesetz den Zusammenhang zwischen der Relativverschiebung und einer gemittelten Verbundschubspannung als Summe einzelner Mechanismen, die in der Grenzfläche zwischen dem Beton und den eingebetteten Bewehrungsstäben wirken (Bild 3.5b). Die Verbundwirkung eines gerippten Bewehrungsstahles beruht im Wesentlichen auf den drei folgenden Mechanismen: Haftung, Reibung und mechanische Verzahnung.

Der Haftverbund entsteht durch Adhäsionskräfte und die Mikroverzahnung an der Grenzfläche zwischen Stahl und Beton. Er führt zu einem anfänglich sehr steilen Anstieg in der Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung, ist jedoch nur gering belastbar und wird schon bei kleinsten Relativverschiebungen zerstört.

Nachdem die Haftung überwunden ist, setzt vorwiegend bei den heute eher unüblichen glatten Bewehrungsstäben das Gleiten ein, wodurch nahezu konstante Reibverbundspannungen aktiviert werden (Bild 3.5b). Für profilierte Stäbe ist dieser Mechanismus von untergeordneter Bedeutung. Hier wird das Verbundverhalten von der mechanischen Verzahnung der Rippen mit dem Beton dominiert (Scherverbund). Schon bei kleinen Relativverschiebungen stützen sich die Stahlrippen gegen den vor ihnen liegenden Beton ab (Bild 3.5a). Dabei entstehen in Richtung der Relativverschiebung geneigte innere Verbundrisse, die kleine Betonkonsolen zwischen den Rippen ausbilden. Mit dem Erreichen der maximalen Verbundschubspannung kommt es zur Zerstörung des Betongefüges und die Stahlrippen beginnen, den Beton lokal als Keil oder entlang der Mantelfläche abzuscheren. Bei einer Relativverschiebung in der Größenordnung des Rippenabstandes sind die Betonkonsolen vollständig abgeschert, so dass in der Scherfuge lediglich Reibverbundspannungen übertragen werden können. Deren Betrag ist nahezu unabhängig von der Relativverschiebung, so dass der Beweh-

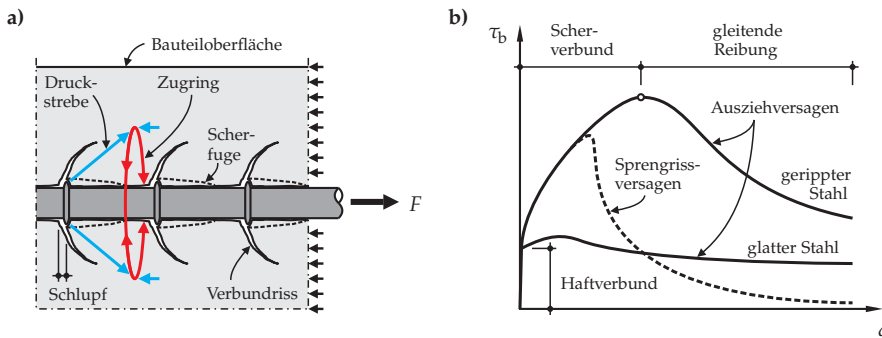


Bild 3.5: Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrungsstahl (in Anlehnung an Rehm, 1961; Eligehausen et al., 1983): **a)** schematische Darstellung; **b)** qualitative Verläufe der Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung für verschiedene Stabstahloberflächen und unterschiedliche Versagensformen

rungsstab kontinuierlich aus dem Beton herausgezogen wird. Diese Versagensform wird daher als Ausziehversagen bezeichnet.

In der Phase des Scherverbundes breiten sich Druckspannungen von den Rippen ausgehend rotationssymmetrisch und gegen den Stab geneigt aus. Sie bilden einen Druckkegel, an dessen Fuß kreisförmig um den Bewehrungsstab verlaufende Ringzugspannungen entstehen (Bild 3.5a). Ist die Betondeckung zu gering oder sind große Querzugspannungen vorhanden, so können sich Längsrisse entlang der Stabachse bilden, die zum Absprengen der Betonschale und damit zu einem schlagartigen Abfall der Verbundschubspannung führen. Dieses sogenannte Sprengrissversagen kann mit einer effektiven Behinderung der Querdehnung (ausreichende Betondeckung, Umschnürung mittels Querbewehrung oder planmäßiger Querdruck) vermieden werden.

In der Literatur existieren diverse Modelle, die das Verbundverhalten eines einbetonierten Bewehrungsstabes abbilden. Ein Überblick über die verschiedenen Verbundmodelle wird beispielsweise von Alvarez (1998) gegeben. Dort erfolgt ebenfalls eine detaillierte Darstellung der zahlreichen Parameter, die den Verlauf der Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung beeinflussen. Hierzu zählen neben der Betongüte und der Oberflächenprofilierung des Bewehrungsstabes vor allem auch die Spannungen senkrecht zur Stabachse sowie die Geschwindigkeit, Größe, Art und Dauer der Belastung.

Von Sigrist (1995) wird eine stark vereinfachte Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung vorgestellt, die lediglich von der Betondruckfestigkeit und der Spannung in der Bewehrung abhängt (Bild 3.6). In diesem zweistufigen starr-ideal plastischen Ver-

bundmodell wird die Abnahme der Verbundwirkung beim Fließen der Bewehrung durch einen schlagartigen Abfall der Verbundschubspannung abgebildet. Auf diesem vereinfachten Verbundmodell basiert auch das von Marti et al. (1998) entwickelte *Zuggurtmodell*, welches die Grundlage für die in dieser Arbeit abgeleiteten Berechnungsmodelle bildet. Es ist zu beachten, dass die Verbundkennwerte τ_{b0} und τ_{b1} anhand von Auszieh- und Zugversuchen ermittelt wurden, so dass bei diesem Verbundmodell ein Sprenggrissversagen nicht berücksichtigt wird.

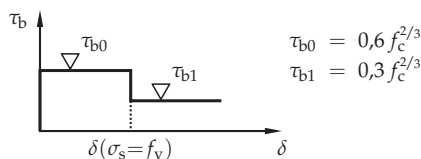


Bild 3.6: Zweistufiges, starr-ideal plastisches Verbundmodell (nach Sigrist, 1995)

3.5 Rissbildung im Stahlbeton

Die grundlegenden Modelle zur Berechnung von Verformungen gerissener Bauteile und der auftretenden Rissbreiten werden zunächst am reinen Zugstab hergeleitet. Über Analogiebetrachtungen werden sie später auf biegebeanspruchte Bauteile übertragen.

Das Tragverhalten eines Stahlbetonzugstabes wird im Allgemeinen durch vier Phasen charakterisiert, die im Folgenden mithilfe von Bild 3.7 erläutert werden:

Ⓐ ungerissener Zugstab

Im ungerissenen Zugglied (Zustand I) herrschen an jeder Stelle des Bauteiles (bis auf die Lasteinleitungsbereiche) ideale Verbundverhältnisse zwischen der Bewehrung und dem umgebenden Beton. In beiden Baustoffen liegen identische Dehnungen vor, so dass kein Schlupf auftritt. Der Zugstab verhält sich nahezu linear elastisch.

Ⓑ Rissbildungsphase

Sobald an einer Stelle die Zugfestigkeit des Betons erreicht ist, tritt ein Trennriss auf. Hier muss nun die gesamte Zugkraft von der Bewehrung aufgenommen werden.

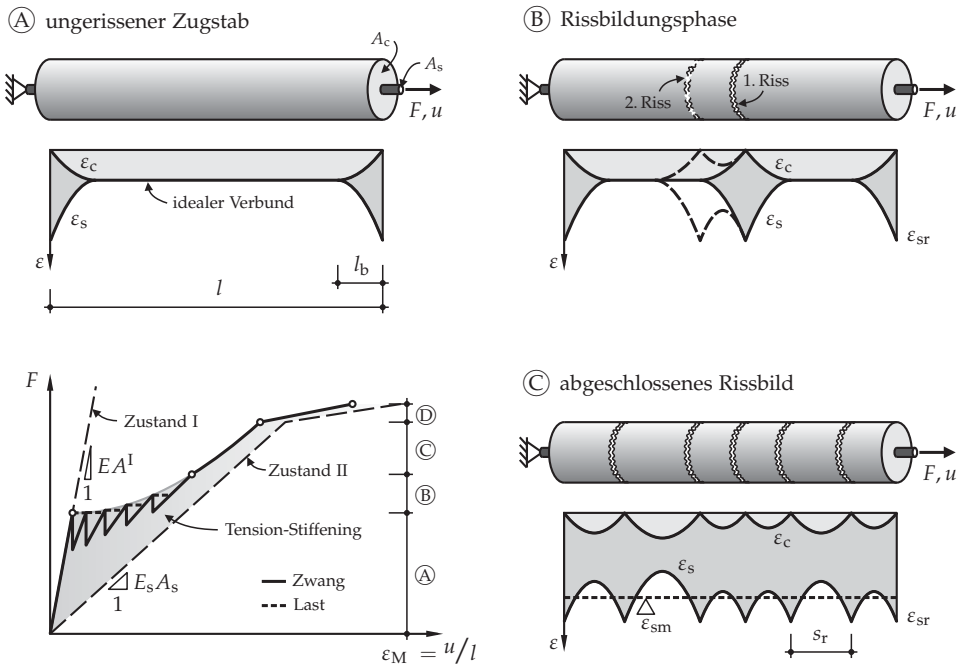


Bild 3.7: Trag- und Verformungsverhalten eines Stahlbetonzuggliedes mit streuender Zugfestigkeit und variablem Rissabstand sowie näherungsweise parabolischem Verlauf der Dehnungen bei realistischem Ansatz der Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung

Während dadurch die Stahldehnung im Riss stark ansteigt, fällt die Betondehnung am Rissufer auf Null ab. Diese Dehnungsdifferenz aktiviert Verbundkräfte innerhalb der Verbundlänge l_b , mittels derer Zugkräfte von der Bewehrung in den Beton eingeleitet werden. Am Ende der Verbundlänge liegen wieder die Verhältnisse des ungerissenen Zugstabes vor. Abhängig von der Verteilung der Betonzugfestigkeit bilden sich bei weiterer Laststeigerung zusätzliche Risse, zwischen denen auch Bereiche mit ungestörtem Verbund verbleiben können. Es entstehen solange neue Risse, bis an keiner Stelle im Bauteil die Betonspannung die Zugfestigkeit erreicht, so dass damit die Rissbildung abgeschlossen ist. Erst mit dem Übergang in die Fließphase können aufgrund sehr großer Verformungen weitere Risse entstehen.

In der Rissbildungsphase fällt die Dehnsteifigkeit des gesamten Zuggliedes ab. Bei kraftabhängiger Beanspruchung (äußere Last) führt dies bei jedem neuen Riss zu einer starken Zunahme der Längsdehnung ohne Kraftzuwachs. Unter verformungsabhängiger Beanspruchung (äußerer Zwang) hingegen fällt die Zugkraft bei jeder Rissbildung schlagartig ab und wächst bei zunehmender Verformung langsam wie-

der an, bis ein neuer Riss entsteht. Dies wird im Kraft-Verformungs-Diagramm durch den typischen sägezahnartigen Verlauf veranschaulicht.

© abgeschlossenes Rissbild

Die Rissbildung ist abgeschlossen, sobald überall im Stahlbetonstab Verbundschubspannungen aktiviert sind, also keine ungestörten Verbundbereiche mehr vorliegen. Eine zunehmende Längsdehnung des Zugstabes führt nicht mehr zur Bildung neuer Risse, sondern zur Aufweitung der vorhandenen.

Aufgrund der Inhomogenität des Betons unterliegen die Rissabstände großen Streuungen, so dass beim reinen Zugstab das Rissbild keine absolute Regelmäßigkeit aufweist. Die Größe der Rissabstände wird im Rahmen der hier beschriebenen Modellvorstellung durch den minimalen und den maximalen Rissabstand begrenzt. Der kleinste Abstand zwischen zwei Rissen $s_{r,\min}$ wird durch die sogenannte Verbundlänge l_b charakterisiert, da in der Umgebung eines vorhandenen Risses die Betonspannung über die Verbundwirkung erst langsam aufgebaut werden muss. Ein neuer Riss kann demnach frühestens am Ende der Verbundlänge entstehen, wenn hier die Zugfestigkeit des Betons erreicht wird. Der maximale Rissabstand $s_{r,\max}$ entspricht der doppelten Verbundlänge. Bei einem größeren Abstand würde die in den Beton eingetragene Zugkraft ausreichen, um zwischen den vorhandenen Rissen einen neuen Riss zu bilden. Die Eingrenzung des Rissabstandes s_r erfolgt mit der Beziehung

$$l_b \leq s_r \leq 2l_b. \quad (3-11)$$

In üblichen Stahlbetonkonstruktionen wird sich häufig, bedingt durch die Anordnung von Bügel- bzw. Querbewehrung mit regelmäßigem Verlegeabstand s , ein gleichmäßiges Rissbild mit $s_r \approx s$ einstellen.

Die Anzahl der Risse in einem Stahlbetonzugstab ist ausschlaggebend für die Verlängerung des Zugstabes bei Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes. Je mehr Risse auftreten, desto kleiner ist der Rissabstand und umso größer ist die Verlängerung u . Gleichzeitig nimmt die zugversteifende Mitwirkung des Betons ab. Die Dehnung des Zugstabes ε_M ist gleichbedeutend mit der mittleren Stahldehnung ε_{sm} des Bewehrungsstabes:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_M = \frac{u}{l}. \quad (3-12)$$

Dabei erreicht die Stahldehnung im Riss ihren Höchstwert mit

$$\epsilon_{sr} = \frac{\sigma_{sr}}{E_s} = \frac{F}{E_s A_s} \quad (3-13)$$

und wird zwischen den Rissen durch die Verbundwirkung abgebaut.

Das Trag- und Verformungsverhalten des Zugstabes wird nach der abgeschlossenen Rissbildung maßgeblich durch die Dehnsteifigkeit der Bewehrung $E_s A_s$ bestimmt. Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen ist als Zugversteifungseffekt (Tension-Stiffening) durch den nahezu parallelen Versatz der Arbeitslinie des Stahlbetonzugstabes im Vergleich zum reinen Bewehrungsstahl (Zustand II) zu erkennen.

Ⓓ Fließen der Bewehrung

Überschreitet die Stahlspannung im Riss die Streckgrenze, so nimmt die Verformung erheblich zu. Eine weitere Kraftzunahme wird allein durch die Verfestigung des Stahles ermöglicht. In unmittelbarer Umgebung der Risse treten plastische Stahldehnungen auf, die infolge der großen Relativverschiebung lokal zu einer Zerstörung des Verbundes führen.

Mit der Zugfestigkeit der Bewehrung wird auch die Tragfähigkeit des Stahlbetonzugstabes erreicht. Die maximale Verlängerung des Zugstabes ist direkt mit der Duktilität des Bewehrungsstahles, also mit seinem plastischen Verformungsvermögen, verknüpft.

Rissbreiten

Mithilfe des zuvor beschriebenen Modells können Kräfte und Verformungen von auf Zug beanspruchten Stahlbetonbauteilen berechnet werden. Im ungerissenen Zustand verteilt sich die Zugkraft F entsprechend der Dehnsteifigkeiten $E_s A_s$ und $E_c A_c$ auf den Stahl- und den Betonquerschnitt. Für einen Schnitt im Bereich ungestörten Verbundes gilt daher:

$$F_s = F \frac{\rho n}{1 + \rho(n-1)} \quad \text{und} \quad F_c = F \frac{1 - \rho}{1 + \rho(n-1)}, \quad (3-14)$$

worin $\rho = A_s/A_c$ den geometrischen Bewehrungsgehalt und $n = E_s/E_c$ das Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Stahl und Beton bezeichnen. Die Dehnungen im Beton

und in der Bewehrung sind entlang des Zugstabes identisch und können aus der Dehnsteifigkeit EA^I des Verbundquerschnittes im Zustand I ermittelt werden:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s = \frac{F}{EA^I} \quad (3-15)$$

$$\text{mit } EA^I = E_c A_c (1 + \rho (n - 1)) . \quad (3-16)$$

Bei gerissenen Zugstäben wird zwischen dem Verhalten unmittelbar im Riss (reiner Zustand II) und dem mittleren Bauteilverhalten unterschieden. Unabhängig vom Fortschritt der Rissbildung wird die Stahlspannung im Riss mit

$$\sigma_{sr} = \frac{F}{A_s} \quad (3-17)$$

bestimmt. Zwischen zwei Rissen fällt die Stahlspannung zur Mitte des Risselementes ab, während sich die Betonspannung sukzessiv aufbaut. Zur Bestimmung des mittleren Bauteilverhaltens wird der infinitesimale Ausschnitt dx aus dem Zugstab betrachtet. Der Ableitung der Verformungsbeziehungen liegt hier die Vorstellung einer über das Bauteil konstanten Zugfestigkeit f_{ct} zugrunde. Weiterhin wird von einem abgeschlossenen Rissbild mit gleichmäßigem mittleren Rissabstand s_{rm} gemäß Gleichung (3-11) ausgegangen:

$$s_{rm} = \lambda s_{r,max} \quad (0,5 \leq \lambda \leq 1,0) . \quad (3-18)$$

Hierin charakterisiert der Beiwert λ das Verhältnis aus mittlerem und maximalem Rissabstand. Die mittleren Dehnungen im Beton ε_{cm} und in der Bewehrung ε_{sm} können folglich zu

$$\varepsilon_{cm} = \frac{1}{s_{rm}} \int_0^{s_{rm}} \varepsilon_c(x) dx \quad \text{und} \quad (3-19)$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{1}{s_{rm}} \int_0^{s_{rm}} \varepsilon_s(x) dx = \varepsilon_{sr} - \frac{1}{s_{rm}} \int_0^{s_{rm}} \Delta\varepsilon_s(x) dx \quad (3-20)$$

$$\text{mit } \Delta\varepsilon_s(x) = \frac{4}{d_s E_s} \int_0^x \tau_b(x) dx \quad (3-21)$$

berechnet werden, worin d_s der Durchmesser des Bewehrungsstahles ist. Ist der Verlauf der Verbundschubspannung $\tau_b(x)$ bekannt, können Gleichung (3-21) gelöst und die mittleren Stahl- und Betondehnungen bestimmt werden.

Ferner kann unter der Annahme, dass die Querschnitte eben bleiben (*Bernoulli-Hypothese*), die Änderung des Schlupfes $d\delta(x)$ entlang des infinitesimalen Stabelementes dx aus der Differenz der Verformungen des Stahles und des Betons ermittelt werden:

$$\frac{d\delta(x)}{dx} = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x). \quad (3-22)$$

Die Rissbreite $w_{cr} = 2\delta(0)$ entspricht dann dem zweifachen Schlupf im Riss (vgl. Bild 3.8b). Sie lässt sich auch über die mittleren Verformungen ausdrücken:

$$w_{cr} = s_{rm} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}). \quad (3-23)$$

Durch den Ansatz einer konstanten Verbundschubspannung τ_{b0} für Stahlspannungen im Riss $\sigma_{sr} < f_y$ werden, wie im *Zuggurtmodell* von Marti et al. (1998) vorgestellt, die Verläufe der Stahl- und Betondehnungen linearisiert (Bild 3.8). Die Beziehungen (3-19) und (3-20) lassen sich dadurch erheblich vereinfachen:

$$\varepsilon_{cm} = \frac{\tau_{b0} s_{rm}}{E_c d_s} \frac{\rho}{1 - \rho}, \quad (3-24)$$

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sr} - \frac{\tau_{b0} s_{rm}}{E_s d_s}. \quad (3-25)$$

Der mittlere Rissabstand s_{rm} ergibt sich damit zu

$$s_{rm} = \frac{\lambda f_{ct}}{2 \tau_{b0}} \frac{1 - \rho}{\rho} d_s. \quad (3-26)$$

Mit dem Fließen der Bewehrung im Riss nimmt die Stahldehnung zu (ε_s im Bild 3.8c). Die Verbundbedingungen verschlechtern sich erheblich und die Verbundschubspannung fällt auf τ_{b1} ab (vgl. Bild 3.6). Das mittlere Verformungsverhalten der Bewehrung kann in diesem Beanspruchungszustand mit dem Ausdruck

$$\varepsilon_{sm} = \frac{(\sigma_{sr} - f_y)^2 d_s}{4 E_{sh} \tau_{b1} s_{rm}} \left(1 - \frac{E_{sh} \tau_{b0}}{E_s \tau_{b1}}\right) + \frac{(\sigma_{sr} - f_y)}{E_s} \frac{\tau_{b0}}{\tau_{b1}} + \left(\varepsilon_{sy} - \frac{\tau_{b0} s_{rm}}{E_s d_s}\right) \quad (3-27)$$

beschrieben werden. Unter der Voraussetzung einer ausreichenden Duktilität des Bewehrungsstahles kann dieser bei weiterer Steigerung der Beanspruchung auf voller

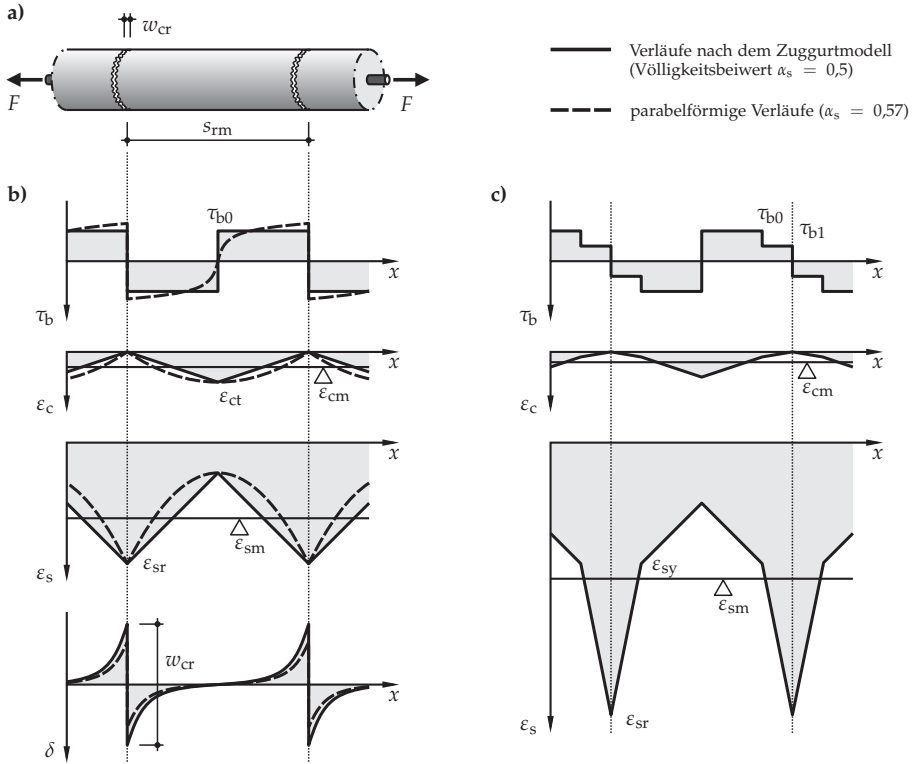


Bild 3.8: Zuggurtelement: **a)** Ausschnitt aus dem Zugstab; **b)** Verläufe der Verbundschubspannung τ_b , der Dehnungen im Beton ϵ_c und im Stahl ϵ_s sowie des Schlupfes δ bei abgeschlossenem Rissbild (Vergleich des Zuggurmodells zu realistischen Verläufen); **c)** Verbundschubspannung und Dehnungen bei Fließen des Stahles in der Rissumgebung

Länge plastifizieren. Im gesamten Zuggurtelement wirkt nun die reduzierte Verbundschubspannung τ_{b1} , so dass die mittlere Verformung des Stahles der Beziehung

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_{sr} - f_y}{E_{sh}} + \left(\epsilon_{sy} - \frac{\tau_{b1} s_{rm}}{E_{sh} d_s} \right) \quad (3-28)$$

gehört.

Die mit der Idealisierung der Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung einhergehende Linearisierung der Stahl- und Betondehnungen führt bei vorwiegend kurzzeitiger Belastung zu einer Überschätzung der mit Gleichung (3-23) ermittelten Rissbreite w_{cr} . Der tatsächliche Dehnungsverlauf ist eher parabelförmig. Durch Einführung des Völligkeitsbeiwertes $\alpha_s = 0,57$ bei der Bestimmung der mittleren Verformungen

kann diesem Umstand Rechnung getragen werden (König und Tue, 1996). Für die Rissbreite bei kurzzeitiger Belastung $w_{\text{cr}}^{\text{kurz}}$ folgt dann:

$$w_{\text{cr}}^{\text{kurz}} = 2(1 - \alpha_s) w_{\text{cr}}. \quad (3-29)$$

Unter langandauernder Zugbeanspruchung kann das sogenannte Verbundkriechen beobachtet werden. Durch Kriechen entzieht sich der Beton innerhalb der Verbundzone seiner Beanspruchung. Die Betonspannung (und damit die Mitwirkung des Betons) wird reduziert, während die Spannung in der Bewehrung ansteigt. Dadurch nehmen die Verformung des Zugstabes u und die Rissbreiten w_{cr} geringfügig zu. Ein vergleichbares Verhalten wird durch wiederholte Belastung hervorgerufen und tritt gleichermaßen in der Zugzone von gerissenen Biegeträgern auf. Dies kann beispielsweise durch eine Abminderung des Völligkeitsbeiwertes α_s berücksichtigt werden (Zilch und Zehetmaier, 2010). Die im Verlauf dieser Arbeit entwickelten Modelle basieren grundsätzlich auf den Annahmen des *Zuggurtmodells* nach Marti et al. (1998), so dass den Auswirkungen langandauernder und wiederholter Belastungen hier keine weitere Aufmerksamkeit gewidmet wird.

3.6 Einwirkungen auf Kaikonstruktionen

3.6.1 Eigenspannungen, innerer und äußerer Zwang

Zu den maßgeblichen Beanspruchungen in langen fugenlosen Kaianlagen gehören Spannungszustände, die auf Zwängungen und Eigenspannungen zurückzuführen sind. Zum besseren Verständnis der in dieser Arbeit verwendeten Begrifflichkeiten werden zunächst beide entsprechend ihrer Ursache und Auswirkung voneinander abgegrenzt.

Eigenspannungen und Zwangspannungen

Eigenspannungen werden durch linear oder nichtlinear über die Querschnittshöhe verteilte Dehnungen hervorgerufen. Sie entstehen unabhängig von der Art der Lagerung und sind über den Querschnitt integriert mit sich selbst im Gleichgewicht (Bild 3.9). Sie erzeugen folglich weder Schnittgrößen im Bauteil noch Lagerreaktionen, weshalb sie in der Literatur häufig mit inneren Zwangspannungen gleichgesetzt werden. Als

Ursache kommen beispielsweise nichtlinear verteilte Temperaturfelder infolge der Hydratationswärmeentwicklung beim Erhärten des Betons infrage.

Zwangspannungen treten immer dort auf, wo die freie Bauteilverformung aufgrund entsprechender Lagerbedingungen behindert wird (nicht zwängungsfreie Lagerung), oder wenn statisch überbestimmten Systemen eine Verformung aufgezwungen wird (z. B. Lagersetzung). Hierbei werden wiederum Lagerreaktionen und Schnittgrößen im Bauteil hervorgerufen. Während zentrische Zwangspannungen über die Querschnittshöhe konstant sind und eine Normalkraft im System erzeugen, wird durch linear verteilte Zwangspannungen der Querschnitt auf Biegung beansprucht (Biegezwangspannungen). Dies ist beispielsweise zu beobachten, wenn sich ein an beiden Enden eingespannter Balken an der Oberseite stärker erwärmt als an der Unterseite. Die an den Einspannstellen verhinderte freie Verdrehung des sich nach oben wölbenden Balkens erzeugt Lagermomente sowie eine Biegebeanspruchung im Balken selbst. Die behinderte Längenausdehnung resultiert in Lagerkräften und einer Drucknormalkraft im eingespannten Balken. Eigen- und Zwangspannungszustände können auch gleichzeitig auftreten und sich überlagern (Bild 3.9).

Innerer und äußerer Zwang

Zwangspannungen können nach ihrer Ursache in inneren und äußeren Zwang unterschieden werden. Hierbei bezeichnet der *innere Zwang* die aus dem Bauteil selbst hervorgerufenen Spannungen, die beispielsweise durch das Abfließen der Hydratationswärme entstehen (vgl. Abschnitt 4.2.1). Auch das Schwinden (Abschnitt 3.6.2) führt in Stahlbetonbauteilen zu einem inneren Zwangspannungszustand, weil der Beton durch die Bewehrungseinlagen aus Stahl an seiner freien Schwindverkürzung gehindert wird.

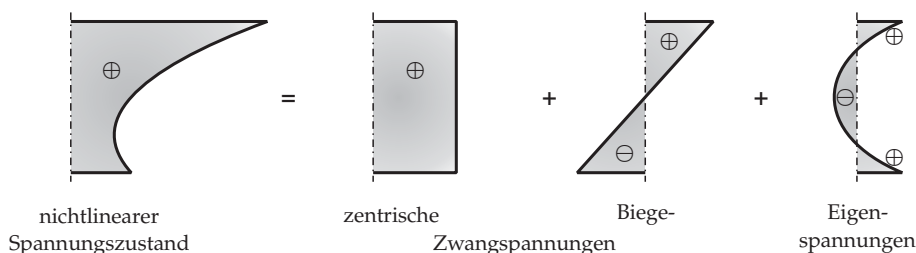


Bild 3.9: Überlagerung von Zwang- und Eigenspannungen zum nichtlinearen Spannungszustand

Als *äußerer Zwang* werden solche Zwangspannungszustände bezeichnet, die durch äußere Einwirkungen verursacht werden. Hierzu zählen aufgezwungene und behinderte Verformungen, die beispielsweise aufgrund ungleichmäßiger Lagersetzungen oder Klimateinwirkungen, wie Sonneneinstrahlung und Temperaturunterschiede zwischen dem Bauteil und seiner Umgebungsluft, entstehen.

Die verschiedenen Zwangursachen können gleichzeitig wirken, so dass deren Auswirkungen nicht immer eindeutig zugeordnet werden können. Die hierbei auftretenden Spannungszustände sind häufig eine Kombination aus zentrischen Spannungen und Biegezwangspannungen sowie überlagerten Eigenspannungen.

3.6.2 Beanspruchung aus der Herstellung des Betons

Beton erhärtet aufgrund der chemisch-mineralogischen Reaktion des Bindemittels mit dem Anmachwasser (Hydratation). Zu den wichtigsten hydraulischen Bindemitteln zählt der Portlandzement, dessen Hauptbestandteile Kalziumoxid (CaO) und Siliziumoxid (SiO₂) sind. Sie liegen nach dem Mahlen und Brennen der Rohstoffe Kalkstein oder Kreide und Ton in mineralischen Phasen als Trikalziumsilikat (3 CaO · SiO₂) und Dikalziumsilikat (2 CaO · SiO₂) vor. In kleineren Anteilen sind auch Aluminiumoxid (Al₂O₃) und Eisenoxid (Fe₂O₃) als Trikalziumaluminat und verschiedene Aluminatferrite im Zementklinker enthalten.

Die Hydratation erfolgt über die Oberfläche des fein gemahlene Zementklinkers, die unter Bildung von Hydratkristallen aufgelöst werden (Hornbogen et al., 2012). Ein Beispiel hierfür ist die Reaktion von Trikalziumsilikat mit Wasser zu Kalziumsilikat-hydrat und Kalziumhydroxid:



Der abgebundene Zementleim wird als Zementstein bezeichnet und bildet zusammen mit der Gesteinskörnung ein festes Gefüge (vgl. Bild 3.10).

Der Abbindevorgang ist exotherm, so dass sich der Betonkörper erwärmt, solange die freigesetzte Hydratationswärme größer ist als die im gleichen Zeitraum abgegebene Wärmemenge. Der Wärmestrom im Bauteil führt zu Temperaturgradienten und es entsteht eine dreidimensionale, zeitlich veränderliche Temperaturverteilung. Diese wird im Wesentlichen durch die Bauteildicke und durch die Rand- bzw. Wärmeübergangsbedingungen beeinflusst. Während bei schlanken Bauteilen von einer nahezu konstanten Temperaturverteilung ausgegangen werden kann, wächst die Tempera-

turdifferenz zwischen dem Kern und der Oberfläche mit steigender Bauteildicke an. Es treten nichtlinear verteilte Temperaturdehnungen auf, die in der Folge zu inneren Zwangsspannungen führen. Bei zwängungsfreier Lagerung sind dies allein Eigenspannungen. Aufgrund des nach außen hin abfallenden Temperaturgradienten entstehen am Rand des Bauteiles Zugspannungen, die Einrisse an der Bauteiloberfläche verursachen können.

Bei unterschiedlichen Wärmeübergangsbedingungen an der Grenzfläche zwischen dem Bauteil und seiner Umgebung stellen sich asymmetrische Temperaturfelder ein, die aufgrund des linearen Anteiles zusammen mit dem konstanten Anteil (mittlere Temperaturänderung) eine Verformung des Bauteiles zur Folge haben. Wird die freie Verformung des Bauteiles behindert, so führt dies zu zentrischen Spannungen und Biegezugspannungen (Bild 3.9), wodurch sogar Trennrisse entstehen können.

Weiterhin bewirken chemische und physikalische Vorgänge während und nach der Hydratation eine Veränderung des Wasserhaushaltes sowie eine damit einhergehende Volumenabnahme, die ebenfalls Zwangszugspannungen im Bauteil zur Folge hat. Diese als Schwinden bezeichneten Vorgang laufen ohne Einwirken einer äußeren Last oder Temperaturänderung ab und können nach Grube (1991) in vier Arten unterschieden werden:

Das *Kapillarschwinden* (Frühschwinden) tritt im frischen, noch verformbaren Beton auf, wenn an der Oberfläche des Betonkörpers Wasser verdunstet. Durch Kapillarkräfte entstehen in der Folge Zwangszugspannungen. Begünstigt wird dies durch Wind,

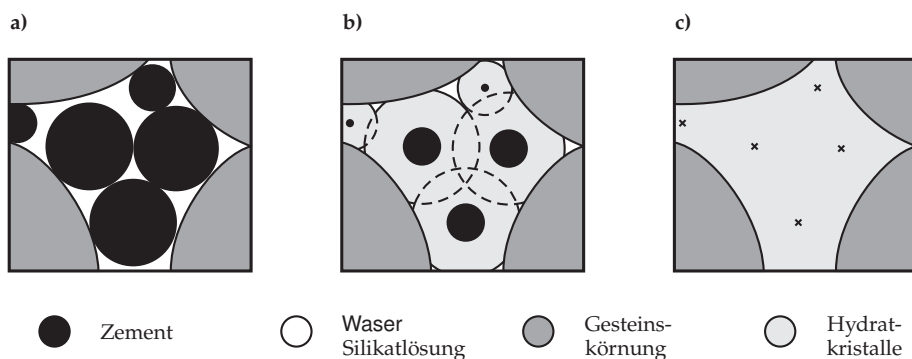


Bild 3.10: Schematische Darstellung des Erhärtens von Beton: **a)** Gemisch aus Gesteinskörnung, Zement und Wasser; **b)** teilweise Hydratation des Zementes und Verkleben der Sandkörner; **c)** Vollständige Hydratation und Verkleben der Sandkörner durch die Hydratphase (aus Hornbogen et al., 2012)

hohe Temperatur und geringe Luftfeuchtigkeit, wodurch die Gefahr einer frühen Rissbildung steigt.

Das *Trocknungsschwinden* setzt nach der Erhärtung des Zementleimes ein. Durch die Abnahme des Feuchtegehaltes im Bauteil nehmen die physikalischen Bindungskräfte (*van der Waals*-Kräfte) zwischen den Kalziumsilikathydrat-Kristallen zu und führen so zu einer Verringerung des Betonvolumens. Wird der Beton hoher Luftfeuchtigkeit oder Wasser ausgesetzt, so beginnt er zu quellen. Damit ist das Trocknungsschwinden teilweise reversibel. Die Größe der (End-)Schwindverformung ist insbesondere von der Luftfeuchtigkeit abhängig und kann bei mäßig feuchter Umgebung die Bruchdehnung des Betons übersteigen, so dass bei verformungsbehinderten Bauteilen netzartige Schwindrisse entstehen können. Bei massigen Betonkörpern führt der Feuchtegradient im Inneren zu unterschiedlichen Schwinddehnungen und folglich zu Eigenspannungen.

Das *chemische Schwinden* tritt in einer frühen Phase der Hydratation auf und liegt darin begründet, dass das Gesamtvolumen der Ausgangsstoffe vor der Hydratation größer ist als das Volumen der Hydrate. Dies wirkt sich insbesondere bei kleinen Wasser-Zement-Werten (hoher Zementgehalt) aus.

Das *Karbonatisierungsschwinden* tritt im Festbeton auf. Im Porenwasser gelöstes CO_2 aus der Umgebungsluft reagiert mit dem bei der Hydratation entstanden Kalziumhydroxid zu Kalziumkarbonat. Hierbei wird zuvor molekular gebundenes Wasser freigesetzt:



Da die Karbonatisierung auf die oberflächennahen Bereiche beschränkt, hat sie nur einen geringen Einfluss auf eine Zwangbeanspruchung im Betonbauteil. Ein wesentlich ungünstigerer Nebeneffekt dieser Reaktion ist der Abfall des pH-Wertes im Beton durch den Abbau des Kalziumhydroxides, wodurch die Korrosionsgefahr der Bewehrung zunimmt.

Insgesamt hat das Schwinden einen großen Einfluss auf die Beanspruchung und die Rissbildung im jungen Beton. Da die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften und der Zwangaufbau während der Hydratation mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten ablaufen (vgl. Abschnitt 4.2.1), ist es äußerst schwierig, diesen komplexen Vorgang allumfassend und allgemeingültig zu beschreiben. Ein vereinfachtes Modell zur Berücksichtigung der herstellungsbedingten Beanspruchung über eine Abminderung der effektiven Bauwerkszugfestigkeit wird im Abschnitt 4.2.2 ausführlich diskutiert.

3.6.3 Klimatisch bedingte Temperatureinwirkungen

Kaianlagen werden aufgrund ihrer exponierten Lage im Hafengebiet durch unterschiedliche Klimaerwirkungen beansprucht. Die häufig feuchte Umgebungsluft mit hohem Salzgehalt stellt eine chemische Einwirkung für den Stahlbetonüberbau dar. Diesem chemischen Angriff kann eine angepasste Betonrezeptur und eine ausreichende Betonüberdeckung der Bewehrung entgegengesetzt werden.

Andere meteorologische Einflüsse, wie die Umgebungslufttemperatur, Wind und Sonneneinstrahlung, erzeugen unterschiedliche instationäre Temperaturfelder in den verschiedenen Abschnitten des Kaimauerüberbaues, wodurch Zwang- und Eigenspannungen hervorgerufen werden. Maßgebend für die Temperaturzustände im Bauteilinneren sind neben der Bauteilgeometrie die baustoffspezifischen Parameter für Wärmetransport und -speicherung, die Wärmeübergangsbedingungen an der Oberfläche sowie die Größe des Wärmeeintrages von außen. Einen detaillierten Einblick zum Einfluss des Wettergeschehens auf die klimatisch bedingten Temperaturverläufe im Kaimauerüberbau liefert die Arbeit von Aberspach (2010). Bei dem darin entwickelten Modell erfolgt zunächst eine Aufteilung des Kaiquerschnittes in die Bereiche unterschiedlicher klimatischer Beanspruchung (Bild 3.11), an denen anschließend transiente Wärmeberechnungen auf Grundlage von langjährigen Messreihen des Deutschen Wetterdienstes durchgeführt werden. Aus den lokalen Klimadaten im Berechnungszeitraum (Verlauf von Lufttemperatur, Windgeschwindigkeit, Sonnenstand und Bedeckungsgrad mit Wolken am Standort Hamburg) wurden die Zeitreihen für Außentemperatur und Wärmeübergangskoeffizienten ermittelt und schließlich für die einzelnen Querschnittsbereiche die Temperaturprofile bestimmt. Die Ergebnisse sind in Form von konstanten, linearen und nichtlinearen Temperaturanteilen dargestellt, die so als Temperaturlastfall bei der Berechnung von Kai Konstruktionen angesetzt werden können.

3.6.4 Einwirkungen aus dem Hafenbetrieb

Die maßgebenden Bemessungsgrößen für den Neubau und die Erweiterung von Containerhäfen werden fast ausschließlich durch die zu erwartenden Schiffgrößen bestimmt. Das stetige Wachstum der Containerschiffe wirkt sich nicht nur auf die Sohlentiefe der Hafenbecken, die Länge der Liegeplätze und die Größe der Containerkrane aus, sondern stellt auch steigende Anforderungen an die Leistungsfähigkeit des gesamten Terminalbereiches und der Hinterlandlogistik. Die Belastungen bei An- und

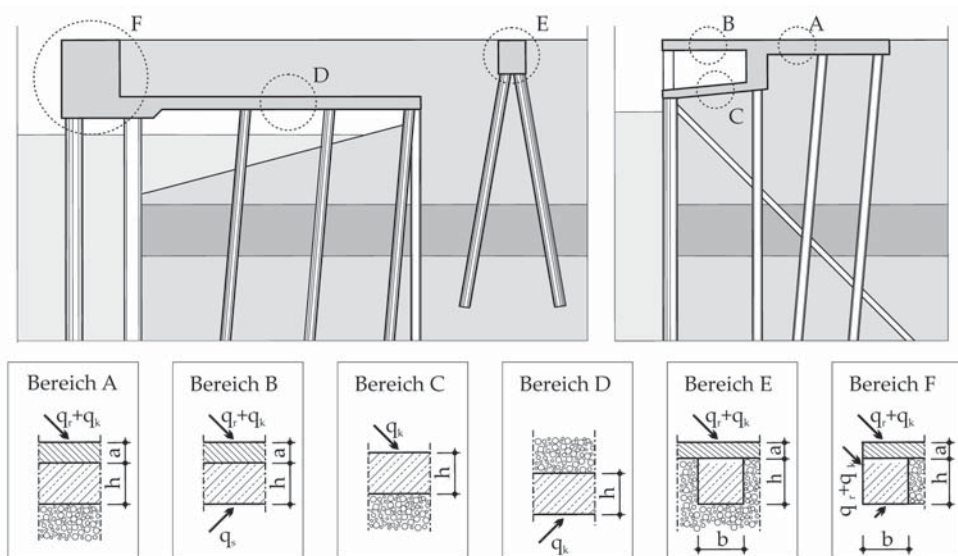


Bild 3.11: Aufteilung typischer Kaiquerschnitte in Bereiche unterschiedlicher klimatischer Beanspruchung (aus Aberspach, 2010)

Ablegemanövern sowie die Einwirkungen aus vertäuten Schiffen spielen dabei eine ebenso wichtige Rolle. Ein Großteil dieser Faktoren wirkt sich direkt oder indirekt auf die Bemessung des Stahlbetonüberbaues aus und wird daher im Folgenden kurz erläutert. Auf Einwirkungen, welche primär die Gründung der Kai Konstruktionen beanspruchen (z. B. Erddruck auf die Spundwand), wird hier nicht weiter eingegangen.

Beim Anlegen von Schiffen wirken stoßartige Kräfte auf die Kaianlage, die durch entsprechende Federungen abgebremst und verteilt werden sollen. Ausschlaggebend für die Größe des Anlegedruckes sind die Schiffsabmessung, die Anlegegeschwindigkeit, das Dissipationsvermögen der Fender sowie das Verformungsvermögen von Schiffswand und Bauwerk.

Ist das Schiff vertäut, kann das Löschen und Laden mithilfe der Containerkrane beginnen. Dabei ist es erforderlich, dass das Schiff möglichst ruhig am Liegeplatz liegt und seine (durch Wind, Strömung, Seegang, wechselnde Wasserstände, vorbeifahrende Schiffe sowie durch die Be- und Entladevorgänge induzierten) Bewegungen weitestgehend begrenzt werden. Hierzu wird es mittels Trossen an Pollern festgemacht, wodurch Zugkräfte in allen Raumrichtungen direkt auf den Stahlbetonüberbau übertragen werden. Zusätzlich wirken Druck- und Reibungskräfte auf die Fenderung. Entsprechend den zu erwartenden Schiffsgrößen müssen diese Kräfte bei der Berechnung

der Kaianlagen berücksichtigt werden. Anhaltswerte für Belastungen durch Schiffe (Pollerzug und Fenderdruck) können beispielsweise den Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ (EAU, 2012) oder den Dokumenten der jeweils zuständigen Hafenverwaltung (z. B. Hamburg Port Authority, 2008) entnommen werden.

Der eigentliche Terminalbetrieb führt zu Belastungen durch die Containerkrane sowie zu Einwirkungen aus der Zwischenlagerung und dem Umschlag der Container. Da die Umschlaggeräte in den meisten Fällen für jeden Terminal maßgeschneidert werden, müssen die zu berücksichtigenden Lasten individuell mit dem Kranhersteller und dem Terminalbetreiber abgestimmt werden. In EAU (2012) werden Anhaltswerte für statische Lasten gegeben. Dabei spielt insbesondere die Entwicklung der Schiffsbreiten eine wichtige Rolle. Verfügen die derzeit größten Containerschiffe noch über 22 oder 23 Containerreihen an Deck, so werden derzeit bei Neubauprojekten die Containerkrane für Schiffe mit 25 Containerreihen ausgelegt. Die über 80 m hohen Krane sind hierfür mit wasserseitigen Auslegern von fast 70 m Länge ausgestattet und können im Tandembetrieb vier Standardcontainer mit 120 t Gewicht bewegen. Hieraus resultieren große Vertikallasten, die im Regelfall über acht Räder je Portalstütze auf die Kranbahn und den darunter liegenden Kranbahnbalken verteilt werden. Nach aktuellem Stand der Umschlagtechnik können diese bis 1400 kN/m betragen (Pfeiffer, 2012). Zusätzlich wirken durch von Wind, Anfahren, Bremsen und Schiefelauf hervorgerufene Horizontalkräfte auf die Kranbahn, die im Allgemeinen mit 10...15% der Vertikallast in Ansatz gebracht werden.

Die Berücksichtigung einer dynamischen Beanspruchung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit des Stahlbetonbauwerkes erfolgt zumeist durch den Ansatz eines Schwingbeiwertes (dynamischer Vergrößerungsfaktor) in einer quasi-statischen Berechnung. In Rapp (2012) wird das Schwingverhalten von Containerkranen im Betrieb untersucht. Das Heben, Senken und Verahren eines Containers mithilfe einer am Ausleger geführten Laufkatze und die daraus resultierenden Bewegungen verursachen erhebliche Schwingungen der gesamten Kranstruktur. Die Untersuchungen zeigen, dass diese zusätzlich durch Wind angefacht werden und eine extreme Sturmböe sogar zum Abheben einer Portalstütze führen kann. Weitere dynamische Kräfte werden beim Überfahren von Imperfektionen in der Kranbahn (z. B. Schienenausbrüche oder Schiefelauf) in das darunterliegende Tragwerk eingeleitet. Solche dynamischen Einwirkungen sowie häufig wiederkehrende Lasten führen zur Ermüdung des Stahlbetons und sollten bei Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit nicht unberücksichtigt bleiben.

4 Numerische Berechnung von Stahlbetontragwerken

4.1 Berechnungen mit der Finite-Elemente-Methode

4.1.1 Allgemeines

Computergestützte Berechnungen sind aus der Tragwerksplanung und Bauwerksanalyse heutzutage nicht mehr wegzudenken. Das zur Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen erforderliche Lösen von Differentialgleichungen ist für einfache Geometrien und Aufgabenstellungen noch auf analytischem Wege möglich. Komplexe, diskontinuierliche Systeme wie dreidimensionale Flächentragwerke können jedoch nicht mehr „von Hand“ berechnet werden. Hierfür sind numerische Näherungsverfahren von Nöten, wie beispielsweise die Methode der Finiten Elemente (FEM), die in den 1950er Jahren von *John Argyris* (Stuttgart, London) und *Ray W. Clough* (Berkeley) unabhängig voneinander entwickelt wurde. Bei dieser Art der Diskretisierung wird das Tragwerk (Kontinuum) in viele kleine (endlich große) Elemente zerlegt, so dass die komplexe Verformungsfigur durch einzelne, stückweise stetige Funktionen (Ansatz- oder Formfunktionen) angenähert werden kann. Die mathematischen und mechanischen Hintergründe der Finite-Elemente-Methode werden beispielsweise in Bathe (2002) detailliert erläutert.

In der Strukturanalyse steht zur Lösung verschiedenartiger Fragestellungen eine Vielfalt an Elementtypen (Strukturelementen) mit speziellen Ansatzfunktionen zur Verfügung (Bild 4.1a-e). So können allgemeine Stabtragwerke beispielsweise durch Balkenelemente mit sechs Freiheitsgraden je Elementknoten diskretisiert werden (drei Verschiebungsfreiheitsgrade u, v, w und drei Rotationsfreiheitsgrade $\varphi_x, \varphi_y, \varphi_z$). Bei Fachwerken nach Theorie I. Ordnung wird das System durch die Eliminierung der Rotationsfreiheitsgrade so vereinfacht, dass keine Stabverkrümmung und Verdrehung auftreten können (Bild 4.1b).

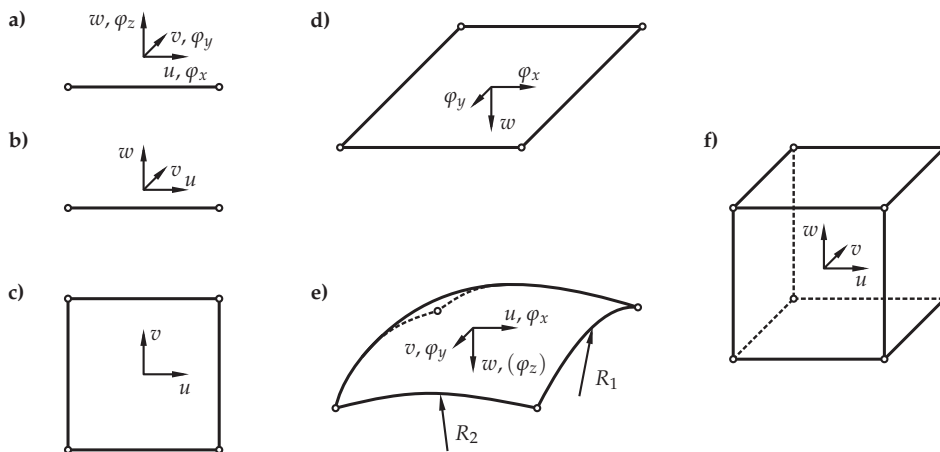


Bild 4.1: Elementtypen und zugehörige Knotenfreiheitsgrade: **a)** Balkenelement; **b)** Fachwerkstab; **c)** Scheibenelement; **d)** Plattenelement; **e)** Schalenelement; **f)** Kontinuumselement

Bei räumlichen Flächentragwerken spielen deren Form und insbesondere die Art der Beanspruchung eine entscheidende Rolle für die Wahl des passenden Elementtyps. Tritt die Beanspruchung allein innerhalb eines ebenen Flächentragwerkes auf (z. B. aussteifende Wände), so bieten sich Scheibenelemente an. Sie besitzen in den meisten Fällen nur zwei Verschiebungsfreiheitsgrade innerhalb der Scheibenebene (Bild 4.1c), so dass Verformungen und Schnittgrößen senkrecht dazu nicht abgebildet werden können. Da häufig auch der Rotationsfreiheitsgrad φ_z senkrecht zur Ebene nicht vorhanden ist, müssen Kopplungen mit anderen Elementtypen (z. B. mit Balkenelementen) oder konzentriert angreifende Einzelmomente gesondert modelliert werden.

Zur Berechnung von Tragwerken mit Lasten senkrecht zur Ebene (z. B. Decken) sind Plattenelemente geeignet (Bild 4.1d). Diese besitzen die drei Knotenfreiheitsgrade w, φ_x, φ_y und sind geeignet zur Tragwerksanalyse bei zweiachsiger Biegebeanspruchung. Sie können aber aufgrund des speziellen Elementansatzes keine Normalspannungen in der Mittenebene darstellen, so dass beispielsweise Zugspannungen, die durch eine behinderte Zwangverformung verursacht werden, bei der Berechnung keine Berücksichtigung finden. Für solche kombinierten Beanspruchungen sowie für nichtebene Flächentragwerke können Schalenelemente (Bild 4.1e) verwendet werden. Diese besitzen alle drei Verschiebungsfreiheitsgrade und je nach Elementansatz zwei bzw. drei Rotationsfreiheitsgrade.

Fragestellungen mit mehrdimensionalen Spannungszuständen können nur schwer mit den zuvor beschriebenen Strukturelementen untersucht werden. Hierfür sind

komplexe Modelle mit einer Vielzahl an Kontinuumselementen (nur Verschiebungsfreiheitsgrade, Bild 4.1f) erforderlich. Die ganzheitliche Untersuchung großer Strukturen mit diesem Elementtyp bringt die in der Ingenieurpraxis heute üblichen Rechnerkapazitäten schnell an ihre Leistungsgrenzen, so dass solche Berechnungen nur im Einzelfall möglich sind und eher den Forschungseinrichtungen vorbehalten bleiben. Des Weiteren sind die dringend erforderlichen Plausibilitätskontrollen und das Herausfiltern der wesentlichen Ergebnisse umso schwieriger, je umfangreicher und unübersichtlicher das Modell ist. Daher sollten FE-Modelle auf das Wesentliche reduziert werden – so einfach wie möglich, so komplex wie nötig (Duda, 1998).

Trotz der genannten Schwierigkeiten bei der Modellierung und Auswertung ist die Finite-Elemente-Methode in den letzten Jahrzehnten zu *dem* universellen Handwerkszeug des Bauingenieurs avanciert, das sowohl bei großen und komplizierten Strukturen, als auch (aus Bequemlichkeit) bei einfachen Systemen Anwendung findet. Ein weiterer Grund für die allmähliche Verdrängung der Handrechnung sind die vielfältigen, zu berücksichtigenden Lastfälle, für die je nach Bemessungssituation die maßgebende Lastfallkombination gefunden werden muss. Die Superposition der einzelnen Lastfälle setzt lineare Systeme voraus, so dass in der Ingenieurpraxis hauptsächlich solche FE-Modelle verwendet werden.

Zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen sind Modelle erforderlich, die sowohl das hochgradig nichtlineare Baustoffverhalten des Betons als auch die Verbundwirkung zwischen Beton und Bewehrung abbilden können. Mit solchen nichtlinearen FE-Modellen werden beispielsweise die Rissbildung und der damit einhergehende Abbau der Steifigkeit berücksichtigt. Dies kann insbesondere bei der Bemessung für Zwang zu wirtschaftlicheren Ergebnissen führen. Allerdings steigt das Fehlerpotential durch die Verwendung der nichtlinearen FEM an, was nicht zuletzt in der Schwierigkeit der realistischen Abbildung des Tragverhaltens eines gerissenen Stahlbetonquerschnittes begründet ist. Die nachfolgenden Abschnitte leisten einen Beitrag zum besseren Verständnis der Rissbildung im Stahlbetonbau und zur Modellierung des nichtlinearen Baustoffverhaltens. Die mechanischen Grundlagen zur inelastischen Strukturanalyse und vertiefende Kenntnisse hierzu wurden von Jirásek und Bažant (2001) umfassend zusammengestellt. Weiterhin liefert Rombach (2006) baupraktische Hinweise zur Modellierung von Stahlbetontragwerken mit der FEM sowie zu Fehlerquellen und ihrer Vermeidung.

4.1.2 Nichtlineare Modelle zur Berechnung von Stahlbeton

Nichtlinearen Berechnungen eilt aus den zuvor genannten Gründen häufig der Ruf nach der „Methode mit den besseren Ergebnissen“ voraus. Dabei hat das Wort „nicht-linear“ zunächst keine besondere Aussagekraft, da nicht eindeutig feststeht, ob es sich hierbei um eine stoffliche Nichtlinearität (z. B. Inelastizität) oder eine geometrisch nichtlineare Berechnung (z. B. nach Theorie II./III. Ordnung) handelt. Bei Letzter sind die Gleichgewichtsbedingungen auch am verformten System erfüllt, was insbesondere bei stabilitätsgefährdeten Tragwerken berücksichtigt werden sollte. Auf die geometrischen Nichtlinearitäten wird im Weiteren nicht detaillierter eingegangen, weil diese bei der Beurteilung der Zwangbeanspruchung von Kaianlagen eine untergeordnete Rolle spielen.

Einen wesentlichen Einfluss auf die Beanspruchung eines Stahlbetonbauteiles (Verformungen und Schnittgrößen) haben hingegen die baustofflichen Nichtlinearitäten und der mit der Rissbildung einhergehende Steifigkeitsverlust. So sollte im Sinne einer wirtschaftlichen Bemessung beispielsweise der Abbau der Zwangbeanspruchung durch das Aufreißen des Betons in den Berechnungsmodellen berücksichtigt werden. Hierfür stehen im Wesentlichen zwei verschiedene Arten der Modellierung zur Verfügung. Entweder kann die Rissbildung im Beton direkt über Diskontinuitäten im Verschiebungsfeld erfasst werden (diskreter Rissansatz). Oder es kann die Bildung von Rissen indirekt über eine Entfestigung des Betons in der Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung modelliert werden (verschmierter Rissansatz). Für die Berücksichtigung des Verbundes zwischen dem Beton und der Bewehrung werden spezielle Verbundelemente oder entsprechende Verbund Schubspannungs-Schlupf-Beziehungen verwendet.

Modelle mit einem diskreten Rissansatz (*discrete crack models*) ermöglichen sowohl die Lokalisierung einzelner Risse als auch die Berechnung der Rissausbreitung innerhalb des Tragwerkes. Dabei existieren verschiedene Methoden, wie die Diskontinuitäten erfasst werden können. Bei den sogenannten *Remeshing*-Verfahren wird die Rissbildung durch die Teilung von Elementen oder durch die Auflösung der Verknüpfung zwischen zwei Elementen abgebildet. Dies erfordert eine Neuvernetzung in der Umgebung der Risspitze und bedarf daher eines hohen numerischen Aufwandes. Zur Untersuchung bruchmechanischer Lokalisierungsphänomene sind daher Elemente mit eingebetteten Diskontinuitäten, wie sie beispielsweise in der *erweiterten Finite-Elemente-Methode* (XFEM: eXtended Finite Element Method) verwendet werden, besser geeignet. Mittels zusätzlicher lokaler Freiheitsgrade im Elementansatz werden hier die Verschiebungen in einen kontinuierlichen und einen diskontinuierlichen An-

teil zerlegt, so dass diese Methode unabhängig von der Vernetzung bleibt. Insgesamt wird deutlich, dass Modelle mit diskretem Rissansatz eher für Sonderfragestellungen und detaillierte Untersuchungen von Diskontinuitätsbereichen im Tragwerk geeignet sind (Aberspach, 2010).

In der täglichen Ingenieurpraxis sind die genaue Lage der Risse und der exakte Rissverlauf in der Regel von untergeordnetem Interesse. Für eine rasche und sichere Tragwerksanalyse und zur guten konstruktiven Durchbildung werden vielmehr die Spannungen und deren Verlauf im Querschnitt benötigt. Daraus werden die Bemessungsschnittgrößen ermittelt und es können die Entscheidungen zur erforderlichen Menge und richtigen Anordnung der Bewehrung getroffen werden. Dabei ist es im Sinne einer wirtschaftlichen Bemessung häufig notwendig, die nichtlinearen Baustoffeigenschaften des Stahlbetons zu berücksichtigen. Hierfür haben sich Modelle mit verschmierter Rissbildung durchgesetzt (*smearred crack models*). Das Aufreißen des Betons bei Erreichen der Zugfestigkeit wird dabei durch eine Entfestigung des Baustoffes abgebildet. Dadurch lässt sich der mit der Rissbildung einhergehende Steifigkeitsabbau bei der Berechnung der Tragwerksverformung und der Zwangsschnittgrößen auch in großen, vergleichsweise grob vernetzten Modellen erfassen. Das Elementnetz muss während der Berechnung nicht angepasst werden.

Für das Zusammenwirken des Betons und der Bewehrung ist der Verbund an der Grenzfläche zwischen beiden Baustoffen entscheidend. Durch die Verbundwirkung kann der Beton zwischen den Rissen mitwirken, obwohl im Riss die Zugkraft allein durch die Bewehrung übertragen wird (Bild 4.2). Dieser Effekt kann bei kleinen, aufwendigen Detailmodellen mit speziellen Verbundelementen erfasst werden, während bei der Berechnung großer Strukturen die Bewehrung im starren Verbund liegt, so dass die Verbundwirkung hier auf eine andere Weise berücksichtigt wird: Die infolge der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (*Tension-Stiffening*) induzierten Zugspannungen werden gemittelt und dem Beton oder der Bewehrung zugeschlagen. Gegenüber der expliziten Verbundmodellierung müssen hierbei Annahmen zum Wirkungsbereich der Bewehrung und zum Verlauf der Verbundschubspannungen getroffen werden.

Das Tension-Stiffening (TST) kann bei der numerischen Berechnung von Stahlbetontragwerken auf zwei Arten erfasst werden: Entweder wird die Zugfestigkeit des Betons vernachlässigt und anstelle der Stahldehnung im reinen Zustand II eine verringerte mittlere Stahldehnung ε_M angesetzt, oder dem Beton wird nach der Rissbildung eine Resttragfähigkeit zugewiesen, die erheblich kleiner ist als die initiale Zugfestigkeit des Betons. Die zuerst genannte Variante hat den Vorteil, dass die zugversteifende

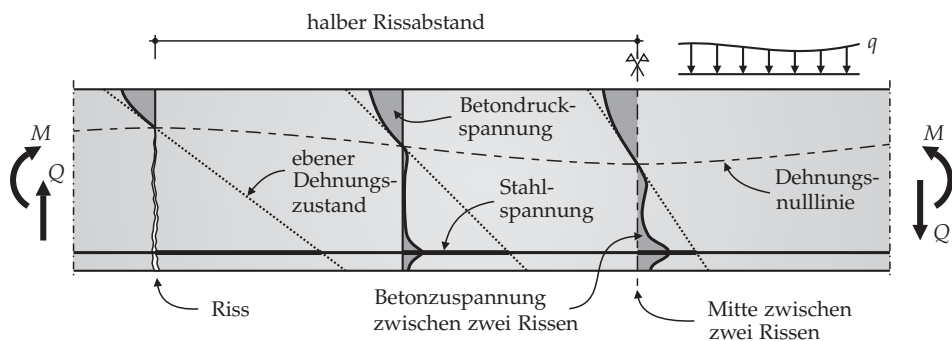


Bild 4.2: Mitwirkung des Betons in der Zugzone zwischen zwei Rissen: allmähliche Zugkraftübertragung von der Bewehrung in den Beton und Abnahme der Stahlspannung bei gleichzeitiger Vergrößerung der Druckzone (nach Pfeiffer, 2012)

Wirkung auf den Wirkungsbereich der Bewehrung beschränkt bleibt. Allerdings wird von Djouahra (2009) erläutert, dass die Modifizierung der Stahlkennlinie nur in Abhängigkeit von der Beanspruchung erfolgen kann. Demnach sind unterschiedliche Stoffmodelle für Biegebeanspruchung und zentrischen Zug erforderlich, so dass das Tragverhalten bei einer kombinierten Beanspruchung insbesondere bis zum Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes, aber auch darüber hinaus nur unzureichend genau abgebildet werden kann. Auch Quast (2010) beschreibt, dass die Verringerung der Betonstahldehnung zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons in der gerissenen Betonzugzone nur für die Berechnung einer reinen Biegebeanspruchung geeignet ist. Für Biegung in Verbindung mit Längskräften werden daher Verfahren mit mittlerer wirksamer Betonzugspannung empfohlen. Hierbei wird der TST-Effekt durch den Ansatz einer abnehmenden Resttragfähigkeit nach dem Erreichen der Zugfestigkeit in der Betonarbeitslinie berücksichtigt. Dies hat wesentliche Vorteile gegenüber der Modifikation der Stahlkennlinie. Einerseits kann, wie Djouahra (2009) zeigt, die zugversteifende Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen unabhängig von der Art der Beanspruchung angesetzt werden. Andererseits wird dem Beton auch über die Rissdehnung ε_{ct} hinaus eine Tragfähigkeit zugewiesen, so dass dieses Baustoffmodell besonders für die Modellbildung mit Strukturelementen geeignet ist.

Ein wesentlicher Nachteil bei der Modellierung mit über die Höhe homogenen Querschnitten besteht darin, dass der TST-Effekt nicht nur auf den Wirkungsbereich der Bewehrung beschränkt bleibt, sondern über den gesamten auf Zug beanspruchten Querschnittsteil verschmiert wird (Bild 4.3d). Dies kann insbesondere bei hohen Querschnitten zur Überschätzung der Biegesteifigkeit führen. Indem die rechnerische Resttragfähigkeit des Betons im Verhältnis der wirksamen Zugzonenhöhe h_{eff} zur tatsäch-

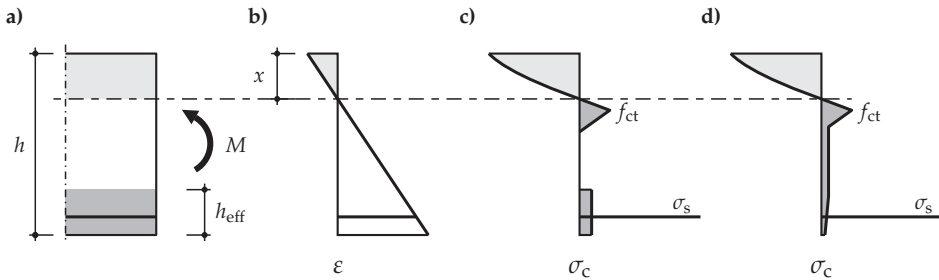


Bild 4.3: Stahlbetonquerschnitt unter Biegebeanspruchung: **a)** Querschnitt; **b)** Dehnungsverlauf ε ; **c)** Betonspannungen σ_c bei zugversteifender Mitwirkung des Betons nur im Wirkungsbereich der Bewehrung; **d)** Spannungsverlauf im idealisierten Rechenmodell, Resttragfähigkeit verteilt über die gesamte Zugzone

lichen Größe der Zugzone angepasst wird, kann dies ausgeglichen werden (Djouahra, 2009). Bei gegliederten Querschnitten oder geschichteten Schalenmodellen sollte der TST-Effekt explizit den entsprechenden Querschnittsteilen zugewiesen werden. So kann sichergestellt werden, dass die zugversteifende Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen auf den Wirkungsbereich der Bewehrung beschränkt bleibt, die Zugstabanalogie also nur auf die effektive Zugzone angewendet wird.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das Nachbruchverhalten des Betons und vor allem der Verbund zwischen der Bewehrung und dem umliegenden Beton einen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen haben. In realitätsnahen Berechnungen sollte daher die zugversteifende Mitwirkung des Betons in jedem Fall berücksichtigt werden. In Abhängigkeit von der Fragestellung und dem damit verbundenen Modellmaßstab ist der jeweilige Detaillierungsgrad zu wählen. Eine Hilfestellung hierfür gibt die in Anlehnung an Bentz et al. (2008) erstell-

Tabelle 4.1: Berücksichtigung des Modellmaßstabes bei der Wahl des Stoffmodells und des Elementansatzes

| Modellmaßstab | Mitwirkung des Betons auf Zug | Verbundverhalten | erforderliche Elementgröße | geeignete Elementtypen |
|----------------------------------|--|--------------------|----------------------------|-------------------------------|
| Rissfortschritt im Detail | Tension-Softening | Verbundelemente | sehr klein | 3D Kontinuums-elemente |
| Tragverhalten einzelner Bauteile | Tension-Softening/ Tension-Stiffening | Verbundbeziehungen | klein bis mittelgroß | 2D/3D Struktur-/Kontinuumsel. |
| Gesamtmodelle großer Strukturen | Tension-Stiffening | idealer Verbund | groß | 2D/3D Struktur-elemente |

te Tabelle 4.1. Ihr ist zu entnehmen, dass für die Analyse des globalen Tragverhaltens großer Kaikonstruktionen am ehesten Strukturelemente (je nach Beanspruchung Scheiben-, Platten- oder Schalenelemente) geeignet sind. Durch die Verwendung weniger großer Elemente bleibt die Berechnung nachvollziehbar und überschaubar. Lediglich besondere Detailfragen sollten in entsprechend kleinerem Modellmaßstab genauer untersucht werden.

4.1.3 Analytische Tension-Stiffening-Formulierung

Die Berücksichtigung des Tension-Stiffenings über die Resttragfähigkeit des Betons bietet insbesondere für Strukturelemente Vorteile bei der Definition der Baustoffbeziehungen. In der vorliegenden Arbeit wird daher dieser Ansatz weiter verfolgt.

In der Literatur existieren unterschiedliche Empfehlungen für die Modifikation der Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons im Zugbereich. Einige wurden von Pardey (1994) zusammengetragen und ausführlich analysiert (Bild 4.4). Die meisten dieser Ansätze sind empirisch abgeleitet, so dass es nicht verwundert, dass sie teilweise erheblich voneinander abweichen. Mithilfe des im Abschnitt 3.5 vorgestellten *Zuggurtmodells* (Marti et al., 1998) wird in dieser Arbeit die zugversteifende Mitwirkung des Betons analytisch beschrieben und eine auf mechanischen Zusammenhängen beruhende Tension-Stiffening-Formulierung abgeleitet. Hierzu wird die gesamte Arbeitslinie des Stahlbetonzugstabes über die vier charakteristischen Wertepaare aus Kraft und Verformung bei Erstrissbildung, abgeschlossener Rissbildung, Fließbeginn und beim Bruch beschrieben (vgl. Bild 4.5a). Die absoluten Spannungs- und Dehnungswerte zur Definition der Resttragfähigkeit des Betons (Bild 4.5b) werden schließlich über Gleichgewichtsbetrachtungen am Zuggurt gefunden. Grundlage dieses einfachen me-

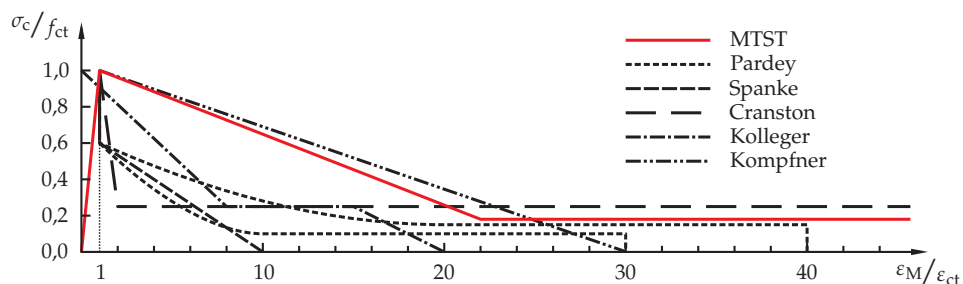


Bild 4.4: Ansätze zur Modellierung des Tension-Stiffening-Effekts in der Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons (aus Pardey, 1994, MTST gem. Abschnitt 4.1.4)

chanischen Modells ist die Annahme über die Gültigkeit der zweistufigen starr-ideal plastischen Verbund Schubspannungs-Schlupf-Beziehung nach Bild 3.6 und der darauf begründeten linearen Spannungs- und Dehnungsverläufe zwischen den Rissen.

Bis zur Erstrissbildung verhält sich der Stahlbetonstab linear elastisch (Phase A). In dieser Phase tritt (bis auf die vernachlässigbar kleinen Bereiche der Krafterleitung) kein Schlupf zwischen dem Beton und der Bewehrung auf (idealer Verbund: $\varepsilon_c = \varepsilon_s$). Das Verhältnis der Stahlspannung zur Betonspannung kann für jeden Querschnitt im Zuggurt mit

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_c} = \frac{E_s}{E_c} = n \quad (4-1)$$

angegeben werden.

Erreicht die Betonspannung σ_c an einer beliebigen Stelle im Zugstab die Zugfestigkeit f_{ct} , so setzt die Rissbildung ein (Bild 4.5c). Die Risszugkraft F_{ct} beträgt somit

$$F_{ct} = f_{ct} A_c (1 + \rho (n - 1)). \quad (4-2)$$

Die zugehörige Rissdehnung ε_{ct} kann mit

$$\varepsilon_{ct} = \frac{f_{ct}}{E_c} \quad (4-3)$$

berechnet werden.

In der anschließenden Rissbildungsphase (Phase B) entstehen weitere Risse, bis sich an deren Ende ein abgeschlossenes Rissbild einstellt. Ist dieses gleichmäßig, so kann der mittlere Rissabstand s_{rm} mit Gleichung (3-26) (S. 43) berechnet werden.

Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nimmt im Verlauf der Rissbildungsphase sukzessiv ab. Mit der Annahme, dass sich ein gleichmäßiges Rissbild mit einheitlichem Rissabstand einstellt, verbleibt eine mittlere Betonzugspannung $\sigma_{c,aR}$ von

$$\sigma_{c,aR} = \frac{\lambda}{2} f_{ct}. \quad (4-4)$$

Diese ist identisch mit der Resttragfähigkeit des Betons nach abgeschlossener Rissbildung. Die zugehörige Längsdehnung ε_{aR} des Zugstabes beträgt:

$$\varepsilon_{aR} = \left(1 + \frac{(2 - \lambda)(1 - \rho)}{2\rho n} \right) \frac{f_{ct}}{E_c}. \quad (4-5)$$

Sie ist umso größer, je kleiner der Rissabstand ist.

In der Phase der abgeschlossenen Rissbildung (Phase C) verändert sich das Rissbild nicht mehr (Bild 4.5c). Der Traganteil des Betons und somit auch dessen Resttragfähigkeit bleiben konstant, so dass sich der Kraftzuwachs im Zugstab allein in einer steigenden Stahlspannung niederschlägt, bis diese in den Rissen die Streckgrenze f_y erreicht. Die zugehörige Fließzugkraft F_y des Zugstabes wird folglich zu

$$F_y = f_y A_s \quad (4-6)$$

bestimmt und muss aus Gleichgewichtsgründen entlang des gesamten Zugstabes, also auch zwischen den Rissen, gleich groß sein. Daraus folgt, dass der Beton keinen Einfluss auf die absolute Tragfähigkeit des Zugstabes hat, sondern die zugversteifende Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen ein reiner Dehnungseffekt ist. Dies ist beispielsweise an der mittleren Verformung ε_y bei Fließbeginn zu erkennen:

$$\varepsilon_y = \varepsilon_{sy} - \frac{\lambda(1-\rho)f_{ct}}{2\rho E_s} \quad (4-7)$$

Hierin bezeichnet $\varepsilon_{sy} = f_y/E_s$ die Stahldehnung an der Streckgrenze. Der zweite Term in Gleichung (4-7) beschreibt den parallelen Versatz der Arbeitslinie des Zuggurtes zu der des reinen Bewehrungsstahles im Zustand II.

Mit dem Fließen der Bewehrung (Phase D) verschlechtern sich die Verbundbedingungen zwischen dem Bewehrungsstahl und dem Beton drastisch. Entsprechend der zweistufigen Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung nach Bild 3.6 (S. 38) fällt in den betroffenen Bereichen die Verbundschubspannung schlagartig von τ_{b0} auf τ_{b1} ab. Bedingt durch die reduzierte Verbundschubspannung verringert sich der Anteil der in den Beton übertragenen Zugkraft, so dass sich der TST-Effekt und folglich die Resttragfähigkeit des Betons im Bruchzustand im Verhältnis τ_{b1}/τ_{b0} vermindern (Bild 4.5c). Erreicht die Stahlspannung in den Rissen schließlich die Zugfestigkeit der Bewehrung ($\sigma_{sr} = f_t$), so versagt der Zugstab. Die Bruchkraft F_u wird analog zu Gleichung (4-6) mit

$$F_u = f_t A_s \quad (4-8)$$

bestimmt.

Unter der Voraussetzung, dass die Verfestigung des Bewehrungsstahles ausreichend groß ist, kann die Bewehrung entlang des gesamten Zuggurtes in den plastischen Zu-

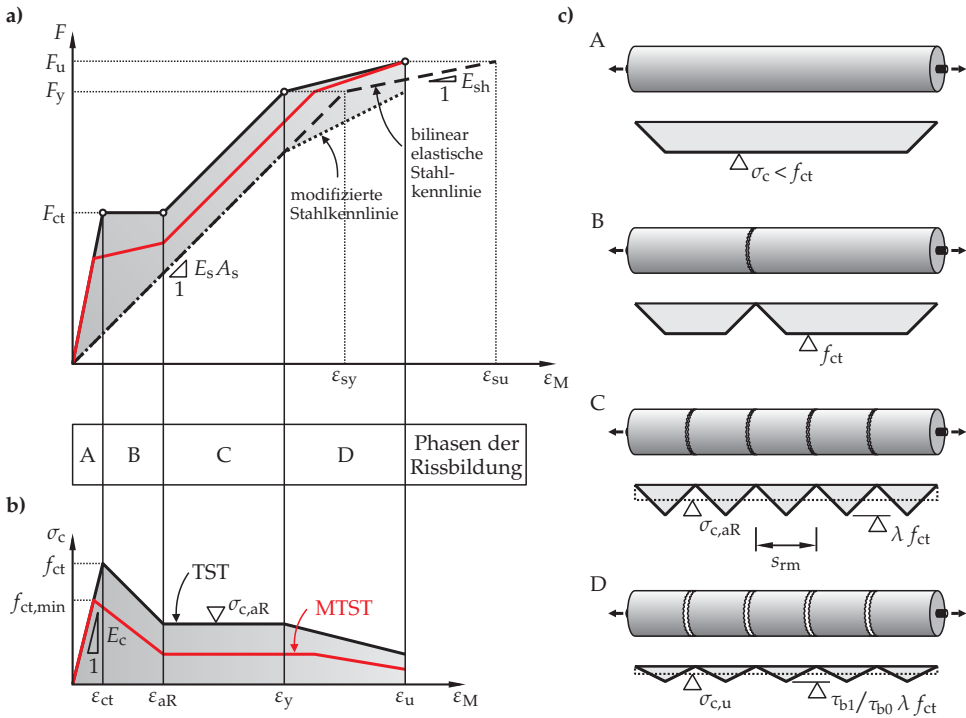


Bild 4.5: Herleitung der Tension-Stiffening-Formulierung aus dem Zuggurtmodell von Marti et al. (1998): **a)** abschnittsweise lineare Arbeitslinie des Stahlbetonzugstabes; **b)** Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons; **c)** Phasen der Rissbildung mit zugehörigen Betonspannungen (MTST gem. Abschnitt 4.1.4)

stand übergehen (vgl. Abschnitt 3.5). In diesem Fall kann die mittlere Bruchdehnung ϵ_u mit Gleichung (4-9) bestimmt werden:

$$\epsilon_u = \epsilon_{su} - \frac{\tau_{b1}}{\tau_{b0}} \frac{\lambda (1 - \rho) f_{ct}}{2 \rho E_{sh}} \quad (4-9)$$

Hierin sind ϵ_{su} die Bruchdehnung und E_{sh} die Sekantensteifigkeit des Bewehrungsstahles mit bilinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Kann der voll plastifizierte Zustand aufgrund einer zu geringen Verfestigung nicht erreicht werden, so ergibt sich die mittlere Bruchdehnung ϵ_u durch Einsetzen von $\sigma_{sr} = f_t$ in Gleichung (3-27):

$$\epsilon_u = \epsilon_y + \frac{(f_t - f_y)^2}{2 E_{sh}} \frac{\rho}{\lambda (1 - \rho) f_{ct}} \frac{\tau_{b0}}{\tau_{b1}} \left(1 - \frac{E_{sh}}{E_s} \frac{\tau_{b0}}{\tau_{b1}} \right) + \frac{(f_t - f_y)}{E_s} \frac{\tau_{b0}}{\tau_{b1}} \quad (4-10)$$

Damit sind alle charakteristischen Werte zur vollständigen Beschreibung des Tension-Stiffenings über die Resttragfähigkeit des Betons gefunden. Diese aus dem *Zuggurtmodell* analytisch hergeleitete TST-Formulierung ist physikalisch konsistent und für die einfache Umsetzung als Baustoffbeziehung in FE-Modellen mit verschmierter Rissbildung geeignet. Insbesondere die Bauteilverformung (mittlere Dehnung bei Zugbeanspruchung) kann damit vergleichsweise genau abgebildet werden. Schwierigkeiten zeigt das *Zuggurtmodell* und folglich auch die TST-Formulierung bei der realitätsnahen Berechnung der Erstrisskraft sowie bei der Berücksichtigung des Kraftzuwachses innerhalb der Rissbildungsphase (roter Kraftverlauf im Bild 4.5a). Hierfür werden im folgenden Abschnitt entsprechende Anpassungen vorgeschlagen.

4.1.4 Modifizierte Tension-Stiffening-Formulierung

Im Allgemeinen ist die in Zugversuchen an Stahlbetonstäben gemessene Erstrisskraft F_{ct} kleiner als die mit Gleichung (4-2) berechnete. Eine Ursache hierfür sind Eigenspannungen im Beton, die entstehen, wenn die freie Schwindverkürzung des Betonstabes durch die Bewehrung behindert wird. Auf derartige Vorschädigungen des Querschnittes wird im Abschnitt 4.2.2 detailliert eingegangen. Sie werden in der von Wasner und Sigrist (2010) vorgestellten *modifizierten Tension-Stiffening-Formulierung* (MTST-Formulierung) durch den Beiwert k bei der Berechnung der wirksamen Bauwerkszugfestigkeit $f_{ct,eff}$ erfasst:

$$f_{ct,eff} = k f_{ct}. \quad (4-11)$$

Weiterhin unterliegt die Zugfestigkeit des Betons auch innerhalb eines äußerlich homogen erscheinenden Stahlbetonzugstabes einer großen Streuung. Der erste Riss wird folglich in dem Querschnitt mit der geringsten Zugfestigkeit auftreten und weitere Risse erst bei etwas höheren Zugspannungen. Die Streuung der Zugfestigkeit wird in der MTST-Formulierung durch die Einführung des Beiwertes k_S erfasst (nähere Erläuterungen hierzu siehe Abschnitt 4.4) und folglich die initiale Zugfestigkeit $f_{ct,min}$ im Stahlbetonzugstab mit

$$f_{ct,min} = k_S k f_{ct} \quad (4-12)$$

angesetzt. Die Erstrisskraft beträgt in Analogie zu Gleichung (4-2)

$$F_{ct} = f_{ct,min} A_c (1 + \rho (n - 1)) \quad (4-13)$$

und die zugehörige Rissdehnung

$$\varepsilon_{ct} = \frac{f_{ct,min}}{E_c}. \quad (4-14)$$

Mit fortschreitender Rissbildung wird die Lage neu entstehender Risse zunehmend durch das vorhandene Rissbild geprägt, so dass sich zusätzliche Risse in Querschnitten mit höherer Zugfestigkeit bilden. Daher ist in Zugversuchen häufig ein Kraftzuwachs innerhalb der Rissbildungsphase zu beobachten. Am Ende der Rissbildungsphase kann der Einfluss der Streuung vernachlässigt werden ($k_S = 1$), so dass die Kraft im Stahlbetonzugstab bei abgeschlossenem Rissbild mit

$$F_{aR} = k f_{ct} A_c (1 + \rho (n - 1)) \quad (4-15)$$

ermittelt wird. Diese Zugkraft kann als Summe der beiden Traganteile $F_{c,aR} + F_{s,aR}$ des Betons und der Bewehrung interpretiert werden. Letzter berechnet sich aus der mittleren Dehnung des Zugstabes bei abgeschlossenem Rissbild ε_{aR} nach Gleichung (4-5) zu

$$F_{s,aR} = \varepsilon_{aR} E_s A_s = \left(n + \frac{(2 - \lambda)(1 - \rho)}{2\rho} \right) f_{ct} A_s. \quad (4-16)$$

Aus dem Traganteil des Betons $F_{c,aR}$ kann durch Einsetzen der Gleichungen (4-15) und (4-16) in (4-17)

$$\sigma_{c,aR} = \frac{F_{c,aR}}{A_c (1 - \rho)} = \frac{F_{aR} - F_{s,aR}}{A_c (1 - \rho)} \quad (4-17)$$

die Resttragfähigkeit des Betons $\sigma_{c,aR}$ nach abgeschlossener Rissbildung gefunden werden:

$$\sigma_{c,aR} = \left[\left(k + \frac{\lambda}{2} - 1 \right) - \frac{\rho n}{1 - \rho} (1 - k) \right] f_{ct}. \quad (4-18)$$

Sie bleibt bei zunehmender Beanspruchung so lange konstant, bis die Fließzugkraft F_y erreicht wird und in den Rissen die Bewehrung zu plastifizieren beginnt. Die zugehörige Fließdehnung ε_y kann aus der Gleichgewichtsbetrachtung

$$F_{s,y} = F_y - F_{c,aR} = f_y A_s - \sigma_{c,aR} (1 - \rho) A_c \quad (4-19)$$

ermittelt werden. Die mittlere Dehnung des Zugstabes bei Fließbeginn wird mit den Gleichungen (4-4) und (4-7) aus dem *Zuggurtmodell* und Gleichung (4-18) zu

$$\varepsilon_y = \varepsilon_{sy} - \frac{1-\rho}{\rho E_s} \sigma_{c,aR} \quad (4-20)$$

$$= \varepsilon_{sy} - \left[\left(k + \frac{\lambda}{2} - 1 \right) \frac{1-\rho}{\rho n} - (1-k) \right] \frac{f_{ct}}{E_c} \quad (4-21)$$

berechnet.

Mit dem Plastifizieren des Stahles verschlechtern sich die Verbundeigenschaften und die Verbundschubspannung fällt in den Bereichen mit $\sigma_s > f_y$ von τ_{b0} auf τ_{b1} ab. Als Folge davon nimmt die Betonspannung sukzessive ab, so dass hieraus ein linearer Abfall des Betontraganteiles resultiert. Unter der Annahme, dass im Bruchzustand die Bewehrung entlang des gesamten Zugstabes fließt, ergibt sich der folgende Ausdruck für die Resttragfähigkeit des Betons:

$$\sigma_{c,u} = \frac{\tau_{b1}}{\tau_{b0}} \sigma_{c,aR} \quad (4-22)$$

Die Bruchdehnung ε_u des Stahlbetonzugstabes wird entsprechend Gleichung (4-9) durch die Beziehung

$$\varepsilon_u = \varepsilon_{su} - \frac{\tau_{b1}}{\tau_{b0}} \frac{\lambda (1-\rho) k f_{ct}}{2 \rho E_{sh}} \quad (4-23)$$

definiert.

Somit ist schließlich eine modifizierte Formulierung für die zugversteifende Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen gefunden, die als Baustoffbeziehung für Beton im Zugbereich bei der Berechnung von FE-Modellen mit verschmierter Rissbildung Anwendung findet (Bild 4.5b). Da es sich hierbei um einen Ansatz mit über die Elementlänge gemittelten Spannungen und Dehnungen handelt, muss aus Gleichgewichtsgründen zusätzlich die Baustoffkennlinie der Bewehrung angepasst werden. Zwischen den Rissen ist die Stahlspannung kleiner als im Riss, so dass beim Übergang in die plastische Phase ($\sigma_{sr} = f_y$) für die mittlere Stahlspannung $\sigma_{s,y}$ gilt:

$$\sigma_{s,y} = \varepsilon_y E_s < f_y \quad (4-24)$$

Die Berechnung der mittleren Stahlspannung $\sigma_{s,u}$ im Bruchzustand erfolgt durch Subtrahieren des Betontraganteiles von der Zugfestigkeit f_t :

$$\sigma_{s,u} = f_t - \sigma_{c,u} \frac{1 - \rho}{\rho}. \quad (4-25)$$

4.1.5 Validierung der MTST-Formulierung

Die Validierung der MTST-Formulierung erfolgt anhand von Versuchsnachrechnungen von zugbeanspruchten Stahlbetonscheiben und biegebeanspruchten Plattenstreifen. Die Versuche wurden von Alvarez und Marti (1996) am Institut für Baustatik und Konstruktion an der ETH Zürich durchgeführt. Sie sind sehr ausführlich dokumentiert, so dass die wesentlichen Parameter auch in den Modellrechnungen erfasst werden können.

Für die Modellierung und Berechnungen wird die kommerzielle Finite-Elemente-Software Abaqus (2010) in der Programmversion 6.10 mit dem iterativen Gleichungslöser Abaqus/Standard verwendet. Zur Nachrechnung beider Versuchsreihen kommen Schalenelemente zum Einsatz, deren Baustoffeigenschaften im Zugbereich mithilfe der in den vorangegangenen Abschnitten erläuterten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen ermittelt werden. Die Definition der Druckspannungs-Dehnungs-Beziehungen des Betons erfolgt entsprechend der Gleichungen (3-5) und (3-7) auf Seite 31.

Zugbeanspruchung

Bild 4.6 zeigt den Aufbau und einige Ergebnisse der Scheibenzugversuche, die durchgeführt wurden, um den Einfluss verschiedener Parameter auf das Verformungsverhalten und Dehnvermögen von auf Zug beanspruchten Stahlbetonbauteilen zu ergründen. In den Versuchen wurden die Betondruckfestigkeit ($f_c = 50 \text{ N/mm}^2$, $f_c = 90 \text{ N/mm}^2$), die Bewehrungsmenge ($\rho = 1,96\%$, $\rho = 0,98\%$, $\rho = 0,70\%$), die Stahlgüte (naturhart, kaltverformt) sowie die Querbewehrung ($a_{sv} = \varnothing 8 - 200$, $a_{sv} = 0$) variiert. Dargestellt sind die Zugkraft-Verformungs-Kurven aus den Versuchen bei unterschiedlichen Bewehrungsgehalten sowie mit bzw. ohne Querbewehrung. Die Berechnungsergebnisse mit dem modifizierten Tension-Stiffening-Ansatz zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchskurven, auch wenn deren sägezahnartiger Verlauf in der Rissbildungsphase nicht abgebildet werden kann. Es wird deutlich, dass das globale Tragverhalten insbesondere auf Gebrauchslastniveau mit dem vorgestellten Modell wirklichkeitsnah berechnet werden kann.

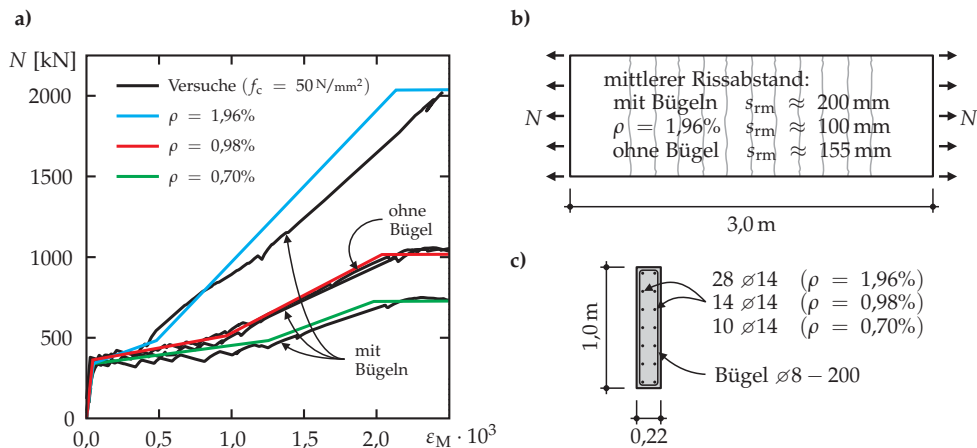


Bild 4.6: Scheibenzugversuche von Alvarez und Marti (1996): **a)** Versuchsergebnisse im Last-Verformungs-Diagramm mit unterschiedlichen Bewehrungsgehalten im Vergleich zu den Berechnungen mit Scheibenelementen und der modifizierten Tension-Stiffening-Formulierung; **b)** Versuchsanordnung und Rissbild; **c)** Querschnitt der Stahlbetonscheiben und Variation der Bewehrung

Eine Besonderheit betrifft die Versuchskurve der am höchsten bewehrten Stahlbetonscheibe. Diese zeigt in der Phase nach der abgeschlossenen Rissbildung ein weicherer Tragverhalten, als es unter Berücksichtigung der verwendeten Baustoffe zu erwarten wäre. Die Ursache hierfür liegt im Versagen des Muffenstoßes im Lasteinleitungsbereich, wodurch das Verformungsverhalten des Versuchskörpers unter hohen Lasten maßgeblich beeinflusst war. Die Auswertung der Versuche zeigt weiterhin, dass der Rissabstand vom Verlegeabstand s der Querbewehrung bestimmt wird ($s_r \approx s$), dies jedoch keinen wesentlichen Einfluss auf das globale Tragverhalten unter Gebrauchslast hat.

Die Variation der Stahlgüte erfolgt in der Baustoffbeziehung des Bewehrungsstahles. Sie bleibt bis zum Erreichen der Streckgrenze ohne wesentliche Auswirkung auf das globale Tragverhalten. Zur Untersuchung des plastischen Verformungsvermögens von Stahlbetontragwerken mit kaltverformten Bewehrungsstäben ist die MTST-Formulierung an die kleinere Bruchdehnung des Stahles anzupassen.

Biegebeanspruchung

Die Versuche an den 1,0 m breiten Plattenstreifen wurden durchgeführt, um das Rotationsvermögen plastischer Gelenke zu untersuchen. Es sollte der Einfluss des Beweh-

rungsgehaltes und des Verhältnisses von Stütz- und Feldbewehrung auf das Verformungs- und Schnittkraftumlagerungsvermögen beurteilt werden. In den Versuchen wurden kaltverformte Bewehrungsstäbe verwendet, deren Dehnvermögen nach Erreichen der Streckgrenze eher gering ist.

Der Versuchsaufbau ist im Bild 4.7a schematisch dargestellt. Die Bilder 4.7b und 4.7c zeigen die gemessenen und die mit der FEM berechneten Verläufe der Durchbiegung w und des Stützmomentes M_B im Vergleich. Sowohl der Fließbeginn der Bewehrung über dem Lager B als auch der Tragwiderstand können mit dem Modell vergleichsweise genau berechnet werden. Der Momentenverlauf und die Schnittkraftumlagerung werden nahezu exakt berechnet.

Die Durchbiegung der Plattenstreifen wird bis zum Entstehen des Fließgelenkes über dem mittleren Auflager bei allen drei Versuchen gut abgebildet. Erst danach zeigt das FE-Modell ein steiferes Verhalten, und auch das Fließplateau bei Erreichen der Höchstlast kann mit dem Berechnungsmodell nicht exakt nachvollzogen werden. Eine Ursache hierfür liegt in der bilinear elastischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung, die für den Bewehrungsstahl angesetzt wurde. Hiermit lassen sich weder ein ausgedehnter Fließbereich der Bewehrung noch eine Dehnungslokalisierung im Hauptriss des Fließgelenkes berücksichtigen. Im gesamten Bereich bis zum Gebrauchslastniveau liefert das Modell auch bei der Verformungsprognose gute Ergebnisse.

Eine weitere Besonderheit bei der Untersuchung der Rissbildung in Stahlbetontragwerken stellt die Tatsache dar, dass FE-Modelle mit verschmierter Rissbildung keine diskreten Risse abbilden können. Dennoch ist es entsprechend Gleichung (3-23) (S. 43) möglich, die Rissbreite w_{cr} über die mittlere Elementdehnung ε_M und mithilfe der elastischen Betondehnung ε_c^{el} darzustellen:

$$w_{cr} = s_{rm} \left(\varepsilon_M - \varepsilon_c^{el} \right) \quad (4-26)$$

$$\text{mit} \quad \varepsilon_c^{el} = \frac{\sigma_c}{E_c}. \quad (4-27)$$

Hierin bezeichnet σ_c den verbliebenen Traganteil des Betons zwischen den Rissen, welcher aus der *modifizierten Tension-Stiffening*-Formulierung für den Beton abgeleitet wird.

Im Bild 4.7d sind die im Stützbereich an der Oberseite des Plattenstreifens gemessenen Rissbreiten kurz vor Bildung des Fließgelenkes dargestellt. Dem gegenüberge-

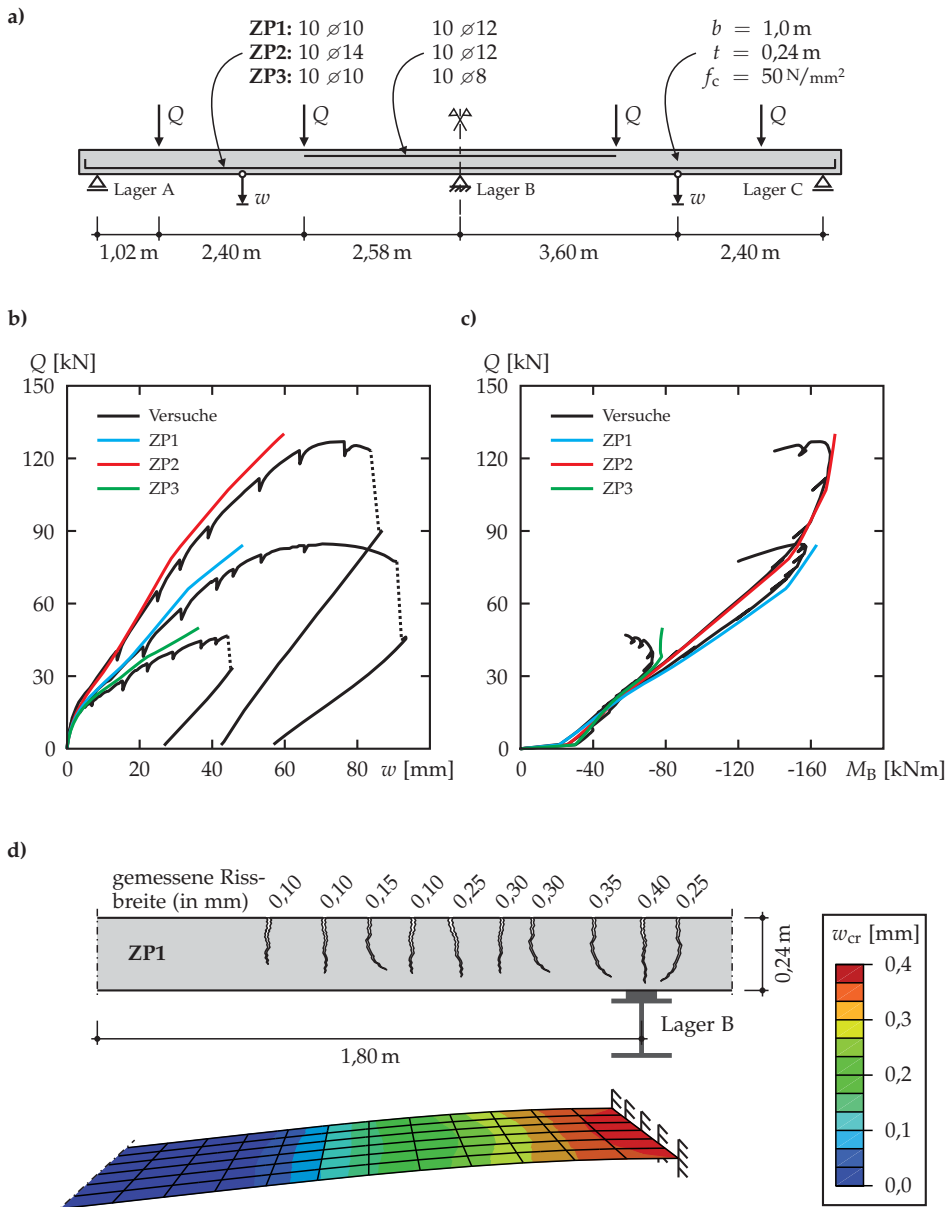


Bild 4.7: Plattenstreifenversuche von Alvarez und Marti (1996): **a)** Versuchsaufbau; **b)** Vergleich der berechneten Stützmomente am Lager B mit den Versuchsergebnissen; **c)** mittlere Durchbiegung w in den Versuchen und im Modell; **d)** Rissbreite w_{cr} an der Plattenseite im Stützbereich kurz vor dem Fließbeginn der Bewehrung

stellt sind die mit dem FE-Modell berechneten Rissbreiten. Auch hier ist eine gute Übereinstimmung erkennbar.

4.1.6 Zusammenfassung

Die vorangehenden Abschnitte geben einen Überblick über die Berechnung von Stahlbetontragwerken mithilfe der Finite-Elemente-Methode. Die aus dem *Zuggurtmodell* entwickelte MTST-Formulierung kann als Baustoffbeziehung für Beton im Zugbereich verwendet werden. Die durchgeführten Vergleichsrechnungen stehen in guter Übereinstimmung mit den Ergebnissen der von Alvarez und Marti (1996) durchgeführten Versuche zum Tragverhalten von Scheiben und Platten.

Die hier beschriebene Methode ist geeignet, Stahlbetontragwerke im Gebrauchszustand und auch darüber hinaus zu analysieren. Durch den Einsatz von Schalenelementen mit verschmiertem Rissansatz können große und komplexe Flächentragwerke mit gleichzeitiger Beanspruchung in der Ebene und senkrecht dazu berechnet werden. Damit sind die Voraussetzungen gegeben, die Rissbildung in fugenlosen Kaianlagen unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang zu untersuchen.

4.2 Rissbildung in massigen Stahlbetonbauteilen

4.2.1 Besonderheiten massiger Bauteile

Für die Berechnung von massigen Bauteilen aus Stahlbeton gelten prinzipiell dieselben mechanischen Grundlagen wie für schlanke Bauteile (siehe Abschnitt 3). Aufgrund der großen Abmessungen spielen hier die Eigen- und Zwangspannungen eine besondere Rolle. Innere Zwangspannungen treten insbesondere durch Schwinden und Temperaturgradienten als Folge freigesetzter und abfließender Hydratationswärme während der Herstellung auf. Während bei zwängungsfreier Lagerung hierdurch allein Eigenspannungen induziert werden, können diese bei einer Behinderung der freien Verformung zusätzlich von zentrischen und Biegezwangspannungen überlagert werden. Äußere Zwangspannungen entstehen beispielsweise durch klimatisch bedingte Temperatureinwirkungen sowie ungleichmäßige Lagersenkung. Dabei führen insbesondere bei massigen Bauteilen die Eigen- und Zwangspannungen zu einer frühen Rissbildung, wenn die Zugfestigkeit im jungen Beton noch nicht ausreichend entwickelt ist.

Eine Abgrenzung zwischen schlanken und massigen Bauteilen ist in der Literatur nicht exakt definiert. Im Allgemeinen werden solche Betonbauteile als massig bezeichnet, deren kleinste Abmessung mehr als 0,8 m beträgt (Eifert und Rendchen, 2006; DAfStb, 2010; ZTV-W LB 215, 2004). Ein weiteres Kriterium zur Beurteilung, ob ein Bauteil als massig bezeichnet werden kann, ist das Verhältnis h_{eff}/h aus der Höhe der effektiven Betonzugzone h_{eff} zur absoluten Bauteildicke h (Fischer, 1993).

In Kollo (2001) wird ergänzt, dass bei massigen Bauteilen besondere Maßnahmen zur Vermeidung einer frühen Rissbildung erforderlich sind. Für eine Entscheidung in Bezug auf Art und Umfang der Maßnahmen sind neben der Bauteildicke aber auch die Betonausgangsstoffe, der Mischungsaufbau sowie die Einbau- und Erhärtingsbedingungen maßgebend.

Ein augenfälliges Merkmal zur Differenzierung zwischen schlanken und massigen Bauteilen ist das sich einstellende Rissbild. Bei einem schlanken Stahlbetonstab unter zentrischer Zugbeanspruchung entstehen bei Erreichen der Zugfestigkeit des Betons Risse, die senkrecht zur Beanspruchungsrichtung verlaufen und den Querschnitt vollständig durchtrennen (Bild 4.8a). Die gesamte Zugnormalkraft wird im Rissquerschnitt ausschließlich von der vorhandenen Längsbewehrung aufgenommen. Von einem solchen Trennriss ausgehend wird ein Teil dieser Stahlzugkraft mittels Verbundwirkung entlang der Krafterleitungs-länge l_e in den umliegenden Beton übertragen. Bei schlanken Bauteilen liegen die Bewehrungslagen so dicht beieinander, dass sich am Ende der Krafterleitungs-länge ein nahezu homogener Spannungszustand einstellt (Bild 4.9a). Die Hauptzugspannungen breiten sich rasch gleichmäßig im Betonquerschnitt aus, so dass bei Erreichen der Zugfestigkeit ein neuer Trennriss im Abstand l_e entstehen kann. Zu diesem Rissbildungsprozess existieren verschiedene aus zahlreichen Untersuchungen hervorgegangene Modelle, mit denen Rissabstände und Rissbreiten in schlanken Bauteilen berechnet werden können (vgl. Abschnitte 3.5 und 4.1). Eine Übertragung dieser Modelle auf biegebeanspruchte Bauteile ist durch die Idealisierung der Biegezugzone als zentrisch gezogener Stahlbetonstab (Zuggurt) möglich. Bild 4.8b zeigt einzelne Biegerisse, die vom Zugrand ausgehend senkrecht bis zur Dehnungsnulllinie des Biegebauteiles verlaufen und die Biegezugzone A_{ct} vollständig durchtrennen.

Bei Bauteilen mit einer im Vergleich zum restlichen Querschnitt stark bewehrten Randzone, beispielsweise hohe Stege von Biegeträgern und massige Bauteile, überschreiten nicht alle Risse diese Randzone. Innerhalb des unmittelbaren Wirkungsbereiches der Bewehrung bilden sich viele Einrisse (auch Sekundärrisse genannt) mit geringem Abstand und folglich kleinen Rissbreiten. Außerhalb dieser Randzone vereinigen sich die

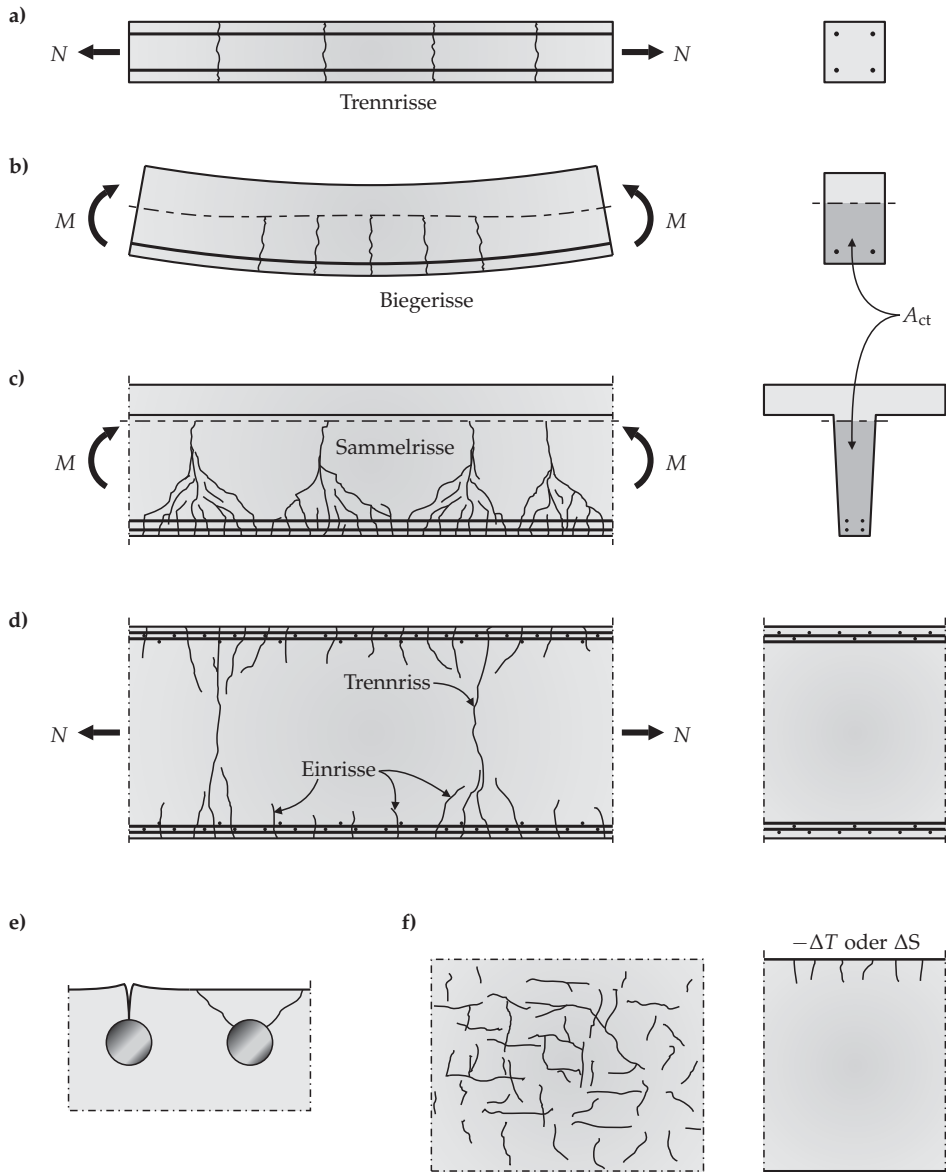


Bild 4.8: Arten von Rissbildern (aus Leonhardt, 1978): **a)** Trennrisse bei Zugstäben; **b)** Biegerisse bei schlanken Balken; **c)** Sammelrisse in hohen Stegen von Plattenbalken; **d)** Trennrisse und Einrisse in massigen Bauteilen bei zentraler Zugbeanspruchung; **e)** Längs- oder Verbundrisse entlang der Bewehrungsstäbe; **f)** Oberflächen- oder Netzrisse infolge von Zwang- und Eigenspannungen

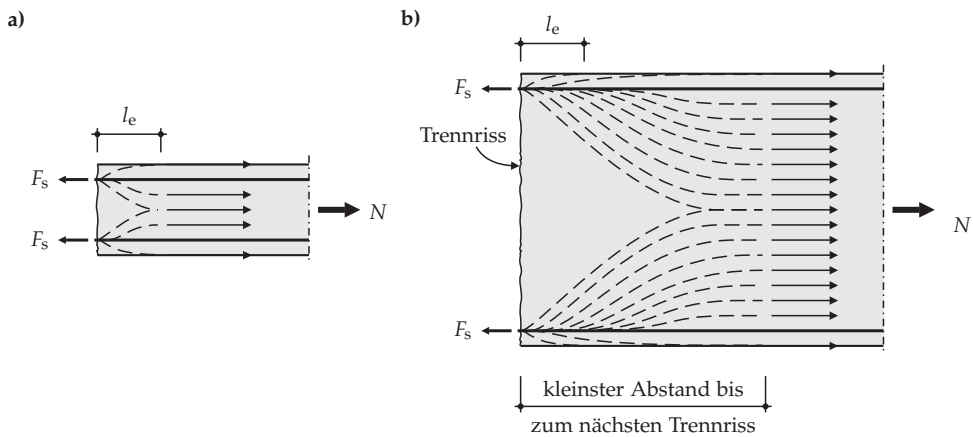


Bild 4.9: Kräfteausbreitung (nach Maurer, 2007): **a)** gleichmäßig verteilte Betonspannungen am Ende der Krafteinleitungslänge beim schlanken Zugstab; **b)** Verlauf der Hauptzugspannungen beim massigen Bauteil unter Zugbeanspruchung

feinen Einrisse zu wenigen klaffenden Rissen (Primärrisse), die bis zur Dehnungsnulllinie bzw. ins Bauteilinnere vordringen (Bilder 4.8c und 4.8d). Diese für massive Bauteile typischen Sammelrisse entstehen, weil die Krafteinleitung aufgrund der außen liegenden Bewehrung konzentriert am Bauteilrand erfolgt. Dadurch entsteht ein über die Querschnittshöhe inhomogener Spannungszustand mit geneigten Hauptzugspannungen (Bild 4.9b). In der Randzone wird bereits am Ende der Krafteinleitungslänge l_e die Zugfestigkeit des Betons erreicht, obwohl im Inneren des Betonquerschnittes noch keine Zugbeanspruchung auftritt. So bilden sich im unmittelbaren Wirkungsbereich der Bewehrung Einrisse mit einem für schlanke Bauteile typischen Rissabstand. Ein weiterer Trennriss kann nach Maurer (2007) frühestens in der Entfernung auftreten, wo die Hauptzugspannungen wieder gleichmäßig über den Querschnitt verteilt sind. In der Biegezugzone von Trägern mit hohen Stegen stellt sich ein ähnlicher räumlicher Kraftfluss ein. Bedingt durch den Verlauf der Hauptzugspannungen neigen sich die Einrisse hin zu den wenigen Trennrissen; es entsteht das typische Rissbild mit Sammelrissen (Bild 4.8c). Die Anzahl der Einrisse zwischen zwei Trennrissen sowie deren Abstand werden im Wesentlichen durch die Bewehrung bestimmt. Hierbei sind insbesondere der Bewehrungsgehalt, Stabdurchmesser und -abstand sowie die Lage der Bewehrung maßgebend.

In der Praxis können zudem auch Längs- und/oder Verbundrisse beobachtet werden (Bild 4.8e). Diese verlaufen entlang der Bewehrungsstäbe und werden beispielsweise durch das Setzen des Frischbetons hervorgerufen (Zilch und Zehetmaier, 2010). Weiterhin können Längsrisse durch die Volumenvergrößerung korrodierender Bewehrung

rungsstäbe und durch übermäßige Längsdruckspannungen bzw. Verbundschubspannungen entstehen. Durch eine hohe Verarbeitungsqualität bei der Herstellung des Betonbauteiles sowie eine große Betondeckung kann die Bildung von Längs- und Verbundrissen vermieden werden.

Neben der durch äußere Lasten und Zwängungen verursachten Rissbildung treten insbesondere bei massigen Bauteilen netzartige Oberflächenrisse auf (Bild 4.8f). Solche Risse bilden sich häufig bereits während der Hydratation, wenn durch den Temperaturgradienten zwischen dem Kern und dem Rand des Betonbauteiles die Eigenzugspannungen größer sind als die Zugfestigkeit des noch jungen Betons. Im erhärteten Beton werden Zugspannungen an der Bauteiloberfläche durch Trocknungsschwinden sowie durch eine behinderte Volumenreduktion in der Abkühlphase verursacht.

Die Entstehung von Rissen im jungen Beton ist ein komplexer Vorgang, da die Wärmeentwicklung im Bauteil wie auch die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften und damit der Zwangaufbau gleichzeitig, jedoch mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten ablaufen. Die Vorgänge während des Erhärtens des Betons können mithilfe eines Reißrahmenversuches (Springenschmid, 1984) untersucht werden.

Der Abbindevorgang des Betons ist ein chemischer Prozess, bei dem durch die Hydratation des Zementes Wärme frei wird, die über die Bauteiloberfläche an die kühlere Umgebung abgegeben wird. Ist die freigesetzte Hydratationswärme größer als die im gleichen Zeitraum abgegebene Wärmemenge, so erwärmt sich der Betonkörper und es entsteht eine dreidimensionale, zeitlich veränderliche Temperaturverteilung. Die Erwärmung ist umso größer, je dicker das Betonbauteil und je größer die Wärmefreisetzung des Zementes bei der Hydratation ist. Eine weitere Ursache für hohe Kerntemperaturen in massigen Bauteilen ist die schlechte Wärmeleitfähigkeit des Betons, infolge derer die freigesetzte Hydratationswärme nur langsam zur Bauteiloberfläche geführt wird.

Im Folgenden wird die Entwicklung von Temperaturen, Spannungen und Baustoffeigenschaften im erhärtenden Beton anhand eines vollständig verformungsbehinderten Betonbauteiles genauer erläutert. Dazu lässt sich die Hydratationsphase nach Springenschmid (1984) in fünf Stadien einteilen (Bild 4.10a):

Nach einer Ruhephase (Stadium I) beginnt mit der einsetzenden Hydratation des Zementes ein rascher Temperaturanstieg im Bauteil (Stadium II). Die damit einhergehende Volumenvergrößerung erzeugt selbst beim verformungsbehinderten Bauteil noch keine Zwangspannungen, weil sich die Steifigkeit (Elastizitätsmodul E_c) des Betons

noch nicht entwickelt hat und die Temperaturdehnungen durch plastische Verformungen vollständig abgebaut werden.

Mit dem Ansteifen des Betons erfolgt im Bauteil der Aufbau von Druckspannungen (Stadium III). Die Bauteiltemperatur zu Beginn dieses Stadiums wird als 1. Nullspannungstemperatur T_{N1} bezeichnet. Die maximale Bauteiltemperatur und die Dauer dieses Stadiums hängen im Wesentlichen von der Bauteildicke (Bild 4.10b) und dem verwendeten Zement ab.

Nach Erreichen des Temperaturmaximums T_{max} werden die Druckspannungen in der anschließenden Abkühlphase wieder abgebaut (Stadium IV). Die freigesetzte Hydrationswärme ist ab diesem Zeitpunkt kleiner als die an die Umgebung abgegebene Wärmemenge. Die Bauteiltemperatur zum Zeitpunkt vollständig abgebauter Druckspannungen wird als 2. Nullspannungstemperatur T_{N2} bezeichnet. Sie liegt oberhalb von T_{N1} und ist umso größer, je dicker das Bauteil ist.

Mit der weiteren Abkühlung des Betons erfolgt im Stadium V der Aufbau von Zugspannungen als Folge der behinderten Volumenverkleinerung. Ausschlaggebend für die Entwicklung dieser Zwangzugspannungen ist die Differenz zwischen der 2. Nullspannungstemperatur T_{N2} und der Umgebungstemperatur T_{Luft} . Wachsen die Zwangspannungen schneller an, als sich die Zugfestigkeit im Bauteil entwickelt, so kommt es zur Rissbildung.

Bei massigen Bauteilen können nach Bödefeld (2010) je nach Randbedingungen bereits bei Bauteildicken ab 2 m „quasi-adiabatische“ Temperaturen im Kern des Querschnittes auftreten. Durch die langanhaltend hohen Temperaturen wird die Festigkeitsentwicklung im Kern beschleunigt und eine hohe 2. Nullspannungstemperatur T_{N2} begünstigt. Die Zugspannungen erzeugende Temperaturdifferenz zur Umgebungsluft wächst an. Dadurch verlängert sich der Abkühlvorgang und die Neigung zur Rissbildung steigt.

Eine genaue Prognose von Art und Umfang der frühen Rissbildung in massigen Bauteilen ist nur mit sehr hohem Aufwand möglich (vgl. Krauß, 2006) und lässt sich schlecht verallgemeinern. Einerseits entwickeln sich die mechanischen Eigenschaften aufgrund des instationären, dreidimensionalen Temperaturfeldes an jeder Stelle im Bauteil mit unterschiedlicher Geschwindigkeit. Hohe Temperaturen wirken hierbei beschleunigend, so dass sich im Bauteil verschiedene Nullspannungstemperaturen ergeben. Andererseits werden die entstehenden Zwangspannungen auch vom viskoelastischen Baustoffverhalten des Betons beeinflusst. Wird ein Betonkörper dauerhaft belastet, so nehmen die durch Spannungen verursachten Verformungen kontinuierlich

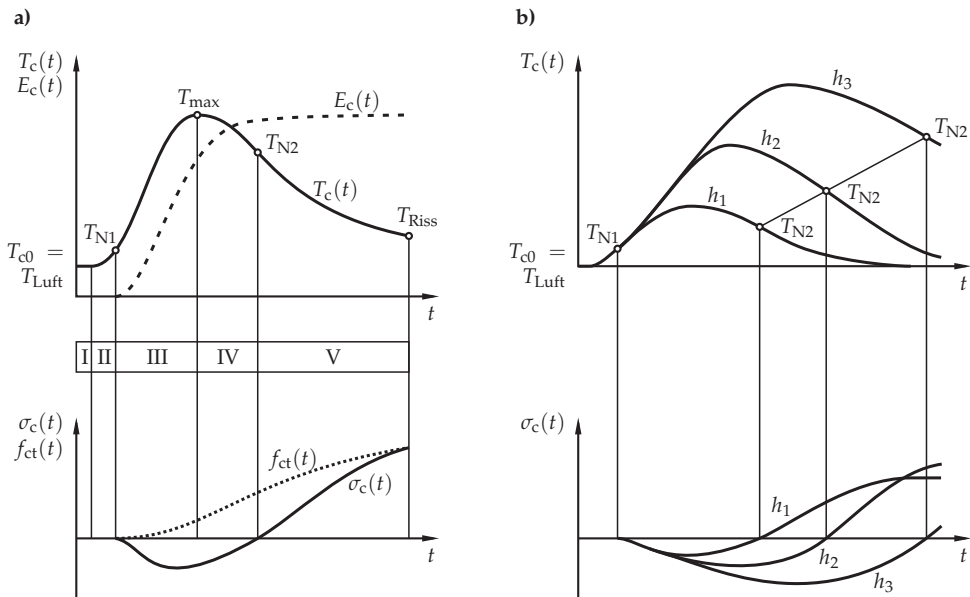


Bild 4.10: Stadien der Hydratationsphase in einem massigen, verformungsbehinderten Betonbauteil: **a)** zeitliche Entwicklung der Temperatur und der Zwangspannung sowie der Steifigkeit und der Zugfestigkeit (nach Springenschmid et al., 1988; Fehsenfeld, 2007); **b)** Einfluss der Bauteildicke ($h_1 < h_2 < h_3$) auf das Temperaturmaximum und die 2. Nullspannungstemperatur (Springenschmid, 1984)

lich zu, der Beton kriecht. Durch Relaxation hingegen verringern sich mit der Zeit die aus aufgezwungenen Verformungen resultierenden Spannungen. Im jungen Beton ist das Kriech- und Relaxationsvermögen noch sehr hoch, so dass insbesondere die anfänglichen Druckspannungen, aber auch ein Teil der Zugspannungen abgebaut werden können. Mit fortschreitender Erhärtung des Betons nehmen die Effekte aus Kriechen und Relaxation ab.

Ein wichtiger Aspekt bei der Untersuchung der frühen Rissbildung in massigen Bauteilen sind nichtlinear über den Querschnitt verteilte Eigenspannungen. Sie entstehen durch die Temperaturdifferenz zwischen dem Kern und dem Rand des Querschnittes sowie durch Trocknungsschwinden und führen zur Rissbildung an der Bauteiloberfläche des bereits erhärteten Betons. Nach dem Abklingen der Temperaturdifferenzen und der Eigenspannungen können sich die Oberflächenrisse wieder schließen und bei Feuchtigkeitzufuhr sogar heilen. Die Ausbreitung von Oberflächenrisse beschränkt sich nach Leonhardt (1978) meistens auf die unbewehrten Betonrandzonen, so dass diese durch die Wahl der Bewehrung kaum zu beeinflussen ist. Dringen die Ober-

flächenrisse bis zur Bewehrung vor, so kann dies neben dem Erscheinungsbild auch die Dauerhaftigkeit beeinträchtigen. Bei sehr dicken Bauteilen können die Oberflächenrisse sogar die bewehrte Randzone ins Bauteilinnere vordringen und sogenannte Einrisse bilden, wodurch die effektive Zugfestigkeit im massigen Bauteil reduziert wird (BAW, 2004). Hierauf wird im Abschnitt 4.2.2 genauer eingegangen. Durch Eigenzugspannungen allein können keine Trennrisse hervorgerufen werden. Werden diese zusätzlich von Zwangzugspannungen überlagert, dringen die Einrisse weiter ins Bauteilinnere vor und können sich zu Trennrissen vereinigen.

In Bödefeld (2010) wird gezeigt, dass für Stahlbetonbauteile bis 6 m Dicke eine Begrenzung der durch Eigen- und Zwangspannungen verursachten Rissbreiten zur Erhaltung der Dauerhaftigkeit erforderlich und mit moderaten Bewehrungsgehalten möglich ist. Grundsätzlich ist es sinnvoll, die Entstehung von Eigen- und Zwangspannungen während der Hydratation und die damit einhergehende frühe Rissbildung ursächlich zu verringern. In der DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“ (DAfStb, 2010) werden hierfür verschiedene Maßnahmen klassifiziert. Dieser Maßnahmenkatalog wird ergänzt durch das gleichnamige Zement-Merkblatt (Eifert und Rendchen, 2006) und das DBV-Merkblatt „Beton für massige Bauteile“ (DBV, 1996). Im Folgenden werden die verschiedenen Maßnahmen zur Reduzierung der frühen Rissbildung aus den vorgenannten Literaturstellen zusammengefasst:

- **konstruktive Maßnahmen**

Rissbreitenbegrenzung durch Bewehrung, Vermindern/Vermeiden des äußeren Zwanges (zwangarme Lagerung, Anordnung von Fugen, Wahl von Bauabschnitten), Vorspannung;

- **betontechnische Maßnahmen**

Betonzusammensetzung, Zementauswahl (möglichst geringe Hydratationswärmeentwicklung), Zementmenge (geringer Zementgehalt, teilweiser Ersatz durch Flugasche), Betonzusätze, Gesteinskörnung (optimierte Sieblinie, schattige Lagerung), Frischbetontemperatur (Anmachwasser abkühlen oder durch Scherben eis ersetzen, Verkürzen der Misch- und Transportzeiten);

- **Maßnahmen bei der Bauausführung**

Berücksichtigung der Witterungsbedingungen, Arbeitsvorbereitung, Betonierplanung (Betonierabschnitte, schichtweises Betonieren frisch-in-frisch), Steuerung des Wärmeabflusses (frühzeitiges Entschalen und plötzliche Abkühlung vermeiden, Wärmeableitung durch Rohrkühlung), Betonverarbeitung (Fördern, Einbringen, Verdichten), Nachbehandlung.

Die aufgeführten Maßnahmen wirken auf unterschiedliche Weise und sind sorgfältig aufeinander abzustimmen. Einerseits sind die konstruktiven Maßnahmen geeignet, die Verformungsbehinderung gering zu halten oder eine unkontrollierte Rissbildung und große Rissbreiten zu vermeiden. Andererseits zielen die betontechnischen und ausführungstechnischen Maßnahmen darauf ab, den Anstieg der Bauteiltemperatur und große Temperaturgradienten wirksam zu vermindern und die Baustoffeigenschaften des jungen Betons zu verbessern. Neben den technischen Aspekten ist bei der Planung der risskontrollierenden Maßnahmen auch die Wirtschaftlichkeit zu berücksichtigen. Die Wirksamkeit solcher Maßnahmen kann nach Krauß (2006) mithilfe probabilistischer Betrachtungen nachgewiesen werden. Danach können 50...70% aller Unsicherheiten in der Prognose der Zwangsspannungen durch umfassende und sorgfältige Betonuntersuchungen verringert werden.

4.2.2 Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk

Die Bildung von Zwangsrissen bei verformungsbehinderten Bauteilen kann im Allgemeinen trotz sorgfältiger Planung der risskontrollierenden Maßnahmen nicht ausgeschlossen werden. Durch die Wahl einer geeigneten Oberflächenbewehrung können die Rissbreiten gezielt kontrolliert und so die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes sichergestellt werden. Nach aktuellen Regelwerken ist die Bewehrung so auszulegen, dass sie die gesamte Risskraft F_{ct} aufnehmen kann und dabei maximal bis zur Streckgrenze beansprucht wird:

$$A_s \geq \frac{F_{ct}}{f_y} \quad (4-28)$$

Die Risskraft

$$F_{ct} = f_{ct} A_{ct} \quad (4-29)$$

hängt hierbei allein von der Größe der Zugzone im ungerissenen Zustand A_{ct} und von der Zugfestigkeit des Betons f_{ct} ab.

Die mit Gleichung (4-28) ermittelte Mindestbewehrung soll einer Dehnungslokalisierung in einem einzelnen Trennriss mit großer Rissbreite vorbeugen. Ist bei Erstrissbildung infolge äußeren Zwangs ein Fließen der Bewehrung ausgeschlossen, so können sich weitere Risse bilden. Der Zwang kann abgebaut und die Dehnung auf viele Risse mit geringer Rissbreite verteilt werden. Bei massigen Bauteilen gilt im Prinzip derselbe Ansatz, jedoch führt hier Gleichung (4-28) aufgrund der großen Querschnittsfläche

zu unwirtschaftlich hohen Bewehrungsgehalten, welche die statisch erforderliche Bewehrungsmenge um ein Vielfaches überschreiten. Aus diesem Grund wird hier, unter Berücksichtigung der Lastausbreitung und des Zwangabbaues durch Sekundärrissbildung, mit einer reduzierten wirksamen Querschnittsfläche gerechnet.

Einen wesentlichen Einfluss auf die Zwangrissbildung hat die im Bauwerk wirksamen Betonzugfestigkeit. Diese kann insbesondere bei massigen Bauteilen erheblich kleiner sein als die mit $f_{ct} = 0,3 f_c^{2/3}$ (Gleichung (3-4)) aus der Festigkeitsklasse ermittelte Betonzugfestigkeit. Ziel ist es daher, schon bei der Planung die zum Zeitpunkt der Rissbildung wirksame Zugfestigkeit im Bauteil möglichst genau zu kennen.

Zusammenfassend unterliegt die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften des Betons großen Streuungen, die auch bei vergleichsweise genauer Berechnung der Temperatur- und Spannungsfelder in der Hydratationsphase nicht allumfänglich erfasst werden können. So führt unter anderem die von Eigenspannungen initiierte Bildung von Oberflächenrissen zu einer Schädigung des Bauwerkes, wodurch die wirksame Zugfestigkeit herabgesetzt wird. Es ist weiterhin davon auszugehen, dass die wirksame Zugfestigkeit durch Störungen im Betongefüge erheblich beeinflusst wird, weil beispielsweise Kornnester und andere Störstellen, aber auch Bügel- oder Querbewehrung zu Spannungsspitzen und Initialstellen der Rissbildung führen.

Die Arbeit von Onken und Rostásy (1995) liefert einige pragmatische Ansätze zur Berechnung der wirksamen Zugfestigkeit im Bauwerk. Diese werden nun kurz erläutert und mit anderen Modellvorstellungen verglichen. Abschließend erfolgt eine Zusammenfassung und Empfehlungen zur baupraktischen Anwendung.

Im Allgemeinen wird die rechnerische Zugfestigkeit f_{ct} aus der Druckfestigkeit f_c des Betons abgeleitet. Letztere wird im Labor an zylindrischen oder würfelförmigen Prüfkörpern ermittelt oder geht aus der gewählten Betonfestigkeitsklasse hervor. Der Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit des Betons und seiner Zugfestigkeit war in der Vergangenheit Gegenstand zahlreicher Forschungsarbeiten. Die wesentlichen Erkenntnisse hieraus wurden von Rostásy und Krauß (2001) zusammengestellt. Danach sind neben der eigentlichen Druckfestigkeit insbesondere die Art deren Ermittlung (in der Planungsphase festgelegte Druckfestigkeitsklasse oder Ergebnis einer Laborprüfung an Prüfkörpern) und die zu klärende Fragestellung (Auslegung der Mindestbewehrung oder Kontrolle thermisch bedingter Risse) von Bedeutung. Dies wird in der Beziehung

$$f_{ct} = c f_c^{2/3} \tag{4-30}$$

nach Heilmann (1969) und Rüsç (1975) durch den Beiwert c berücksichtigt, welcher den oben genannten Randbedingungen entsprechend zu wählen ist. Der Ausdruck f_c wird an dieser Stelle synonym für die Nenndruckfestigkeit und die an Laborproben ermittelte Zylinder- bzw. Würfeldruckfestigkeit verwendet. Der Ansatz in Gleichung (4-30) liefert in der Regel einen zu hohen Wert für die wirksame Zugfestigkeit und führt häufig zu einer unwirtschaftlichen Bemessung. Zur Berücksichtigung der vielen verschiedenen Einflüsse auf die wirksame Bauwerkszugfestigkeit $f_{ct,eff}$ wird in Onken und Rostásy (1995) die Beziehung

$$f_{ct,eff} = k_E k_{z,t} k_T k_D k_V \cdot 0,3 f_c^{2/3} \quad (4-31)$$

angegeben, deren einzelne Faktoren im Folgenden erläutert werden.

Rechnerische Betonzugfestigkeit $0,3 f_c^{2/3}$

Mit Gleichung (4-30) wird basierend auf den Untersuchungen von Heilmann (1969) und Rüsç (1975) die Nennzugfestigkeit nach 28 Tagen ermittelt. Zur Vereinfachung kann der planende Ingenieur den Beiwert c zu 0,3 annehmen (vgl. Gleichung (3-4)), womit dann bereits die in der Praxis häufig auftretenden Überfestigkeiten der Baustellenbetone berücksichtigt sind.

Eigenspannungsfaktor k_E

Der Beiwert k_E berücksichtigt die zuvor ausführlich erläuterte Schädigung des Bauteiles durch die Bildung von Einrissen als Folge von Eigenspannungen. Dabei wird angenommen, dass durch Einrisse die Betonfläche A_{ct} signifikant reduziert wird und folglich eine geringere (Zwang-)Zugkraft zur Bildung eines Trennrisses erforderlich ist. Entsprechend ist die Mindestbewehrung nach Gleichung (4-28) zur Aufnahme der Risschnittgröße mit der reduzierten Querschnittsfläche zu ermitteln. Alternativ wird die Zugfestigkeit mit dem Eigenspannungsfaktor

$$k_E = \frac{h_{red}}{h} \quad (4-32)$$

abgemindert (Bild 4.11).

Weil Eigenspannungen und die frühe Rissbildung gerade bei massigen Bauteilen einen entscheidenden Einfluss auf die wirksame Bauwerkszugfestigkeit haben, gab es dazu in der Vergangenheit eine Vielzahl an Untersuchungen. Dennoch konnte bisher

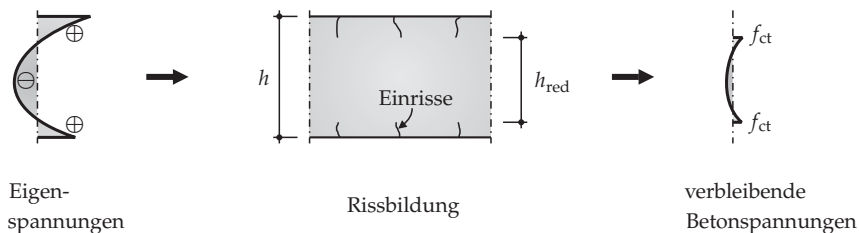


Bild 4.11: Bildung von Einrissen verursacht durch Eigenspannungen: Reduzierung des Betonquerschnittes und Abbau der Betonspannungen

kein Zusammenhang zwischen der Bauteildicke und dem Ausmaß der Vorschädigung durch Einrissbildung physikalisch begründet werden.

Schießl (1989) geht nach theoretischen Überlegungen davon aus, dass der schädigende Einfluss der Eigenspannungen bereits bei schlanken Bauteilen spürbar ist und mit zunehmender Bauteildicke weiter anwächst. Ohne auf Versuchsergebnisse zurückgreifen zu können, hält er eine Abminderung um 40% bei Bauteilen ab 0,8 m Dicke für sinnvoll (Bild 4.12).

In Rostásy und Henning (1990) wird angenommen, dass sich bei Bauteilen mit mehr als 0,5 m Dicke während der Hydratation durch Eigenspannungen verursachte Oberflächenrisse bilden, die sich bei anschließender Abkühlung auch wieder schließen. Bei später einsetzendem zentrischen Zwang steht nicht mehr die gesamte Querschnittsfläche zur Verfügung, so dass der Bruttoquerschnitt bei mehr als 1,0 m dicken Bauteilen um 15% reduziert sein kann.

In aktuelleren Untersuchungen (König und Tue, 1996; Rostásy und Krauß, 2001; Maurer et al., 2005) wird erläutert, dass der Einfluss nichtlinear verteilter Eigenspannungen infolge der Hydratation selbst bei massigen Bauteilen nicht so groß sein kann, dass dadurch eine Reduzierung der wirksamen Bauwerkszugfestigkeit um mehr als 20% gerechtfertigt ist. Eine Abminderung der Zugfestigkeit mit k_E -Werten kleiner als 0,8 kann hiernach mit Eigenspannungen allein nicht begründet werden. Stattdessen sollte der mit der sekundären Rissbildung einhergehende Zwangabbau bei der Berechnung explizit erfasst werden. Eigenspannungszustände, die auf eine behinderte Schwindverkürzung des Betons zurückzuführen sind, können nach König und Tue (1996) zu einer zusätzlichen Schädigung führen. Daher ist eine Reduzierung des Eigenspannungsfaktors auf $k_E = 0,7$ gerechtfertigt, wenn der wirksame Bewehrungsgehalt ρ_{eff} größer als 2% ist.

Zu ähnlichen Erkenntnissen kommt auch Bödefeld (2010) mit seinen numerischen Untersuchungen zur Rissmechanik in massigen Bauteilen. Seinen Berechnungen zufolge sind bei Querschnittsdicken bis 0,3 m die Eigenspannungen infolge der Hydratation von untergeordneter Bedeutung. Erst bei Bauteildicken von mehr als 0,8 m werden diese relevant.

Der planende Ingenieur wird ohne genauere Untersuchungen auf die aktuellen Regelwerke im Bauwesen zurückgreifen. Nach Eurocode 2 (2011) werden nichtlinear verteilte Eigenspannungen, die zum Abbau von Zwang führen, ab einer Bauteildicke von 0,3 m berücksichtigt. Bei massigen Bauteilen ab 0,8 m Dicke darf der Eigenspannungsfaktor mit 0,65 angesetzt werden, wobei Zwischenwerte linear zu interpolieren sind. Das BAW-Merkblatt „Früher Zwang“ (BAW, 2004) stützt sich hingegen auf den Ansatz von Schießl (1989). Mit der Annahme, dass im Wasserbau Betonbauteile üblicherweise dicker sind als 0,8 m, ist hier zur Berechnung der Mindestbewehrung nach Gleichung (4-28) stets der Beiwert $k_E = 0,6$ anzusetzen.

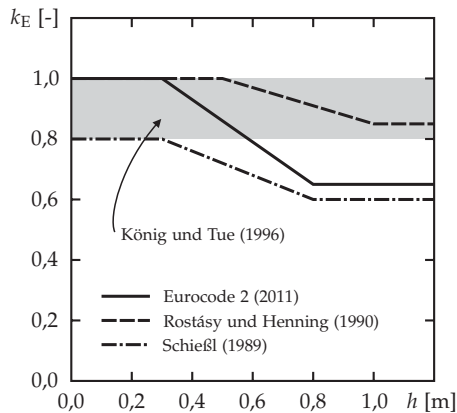


Bild 4.12: Beiwert k_E zur Berücksichtigung nichtlinear verteilter Eigenspannungen

Faktor zur Berücksichtigung des Betonalters $k_{z,t}$

Dieser Beiwert berücksichtigt, dass sich die Zugfestigkeit des jungen Betons erst entwickeln muss. Da die Zementart und der Zementgehalt einen wesentlichen Einfluss auf die Zugfestigkeitsentwicklung haben, werden in Onken und Rostásy (1995) die $k_{z,t}$ -Werte tabellarisch in Abhängigkeit von diesen Parametern angegeben.

Untersuchungen haben gezeigt, dass sich die Zugfestigkeit in den ersten 3 bis 7 Tagen wesentlich schneller entwickelt als die Druckfestigkeit. Dennoch wird beispielsweise

im Eurocode 2 (2011) zur Berücksichtigung des Betonalters die anhand von Druckfestigkeitsprüfungen ermittelte β_{cc} -Altersfunktion verwendet und für $k_{z,t}$ angesetzt, weil keine entsprechenden Versuche für die Zugfestigkeit vorliegen:

$$k_{z,t} \approx \beta_{cc}(t) = e^{s\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)}. \quad (4-33)$$

Hierin ist s ein vom Zementtyp abhängiger Beiwert; t bezeichnet das Betonalter in Tagen. Durch Ansetzen dieser Altersfunktion wird die tatsächliche Zugfestigkeitsentwicklung unter Umständen unterschätzt.

Zur Berücksichtigung der geringen Zugfestigkeit bei einer frühen Rissbildung innerhalb der ersten 3 bis 5 Tage nach Einbringen des Betons darf nach DIN 1045-1 (2008) und Eurocode 2 (2011, Nationaler Anhang) die wirksame Zugfestigkeit zu

$$f_{ct,eff} = 0,5 f_{ct} \quad (4-34)$$

aus der mittleren Zugfestigkeit f_{ct} nach 28 Tagen gemäß angestrebter Betonfestigkeitsklasse abgeschätzt werden. Allerdings zeigen nach Rostásy und Krauß (2001) nicht nur Berechnungsergebnisse, sondern auch Praxisbeobachtungen, dass Zwangrisse erst in der Kontraktionsphase, also eher spät auftreten ($k_{z,t} > 0,5$).

Bei Wasserbauwerken, wie beispielsweise Schleusenkammern, ist häufig die Rissbildung in langen Wänden auf Fundamentplatten zu untersuchen. Da hierbei der Risszeitpunkt nicht explizit ermittelt wird, darf entsprechend dem BAW-Merkblatt „Früher Zwang“ (BAW, 2004) die zum Zeitpunkt der Rissbildung wirksame Zugfestigkeit mit dem Faktor $k_{z,t} = 0,7$ aus der 28-Tage-Zugfestigkeit der Eignungsprüfung ermittelt werden.

Bauteiltemperaturfaktor k_T

Die Temperaturentwicklung im Bauteil beeinflusst die Zugfestigkeit ebenso wie die Druckfestigkeit des Betons. Insbesondere bei massigen Bauteilen wirkt sich die langsam abfließende Hydratationswärme beschleunigend auf die Festigkeitsentwicklung aus. Onken und Rostásy (1995) empfehlen daher die Berücksichtigung der Bauteiltemperatur über den Temperaturbeiwert k_T . Dieser kann in Abhängigkeit von verschiedenen Randbedingungen wie Zementart, Zementmenge, Bauteildicke, Umgebungstemperatur und Betonalter ermittelt werden. Der Hydratationsfortschritt gegenüber einer isothermen Erhärtung bei 20 °C kann auf Basis von Temperaturberechnungen mithilfe der Reifefunktion nach *Svante Arrhenius* bestimmt werden. Die angesetzten

k_T -Werte werden in der Regel und insbesondere bei massigen Bauteilen größer als 1,0 sein (siehe Onken und Rostásy, 1995).

Dauerzugbeanspruchungsfaktor k_D

Die an Betonproben gemessenen Festigkeitswerte sind abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit. Bei langsamer Laststeigerung oder langer Belastungsdauer sinken die Steifigkeit und die Festigkeit ab (Zilch und Zehetmaier, 2010). Nach Untersuchungen von Onken und Rostásy (1995) kann der schädigende Einfluss einer dauerhaften Zwangbeanspruchung auf die Zugfestigkeit im Mittel mit einer Reduzierung von 15% gegenüber einem unbelasteten Bauteil berücksichtigt werden (dies entspricht $k_D \approx 0,85$). Dabei bleibt offen, inwieweit sich die schädigende Wirkung mit zunehmender Betongüte verändert und ob eine gleichzeitige Wirkung von Eigenspannungen und Zwang zu einem höheren Schädigungsgrad führen kann. In Rostásy und Krauß (2001) wird anhand von Versuchen bekräftigt, dass ein langsamer Zwangaufbau die Zugfestigkeit im Bauteil um ca. 15% reduziert, dies jedoch keinen Einfluss auf die Druckfestigkeit hat.

Verdichtungsfaktor k_V

Untersuchungen von Onken und Rostásy (1995) haben gezeigt, dass die Verdichtung des Bauwerksbetons häufig schlechter ist als die in gesondert hergestellten Prüfkörpern. Hierbei hat die Verdichtungshöhe (Höhe des betonierten Bauabschnittes) einen wesentlichen Einfluss. Mit steigendem Verdichtungsdruck in tiefer liegenden Betonlagen steigt auch die Zugfestigkeit an. Weiterhin ist im Gegensatz zur Druckfestigkeit die Zugfestigkeit von der Betonierrichtung abhängig. Parallel zur Betonierrichtung kann die Zugfestigkeit erheblich geringer ausfallen als rechtwinklig dazu. Dem Rechnung tragend und Querschnittsschwächungen durch Bügelbewehrung, Kornnester oder Ähnliches berücksichtigend schlagen Onken und Rostásy (1995) einen Verdichtungsfaktor $k_V = 0,85$ vor. In Rostásy und Krauß (2001) wird der Einfluss der Verdichtung des Betons von gesondert hergestellten Proben im Vergleich zu aus dem Bauteil entnommenen Kernen mit einer Abminderung der Zugfestigkeit um 10% beziffert.

Zusammenfassen der Einflussfaktoren

Aus Gründen der Vereinfachung empfiehlt es sich, einzelne Faktoren zusammenzufassen, wenn sie gleichen Ursprungs und stets gemeinsam anzusetzen sind. So bietet es sich beispielsweise an, die Beiwerte k_D und k_V in einem Beiwert $k_{lab} = 0,75$ zu vereinen (BAW, 2004), da sowohl der Dauerzugbeanspruchungsfaktor als auch der Verdichtungsfaktor berücksichtigen, dass die im Labor ermittelte Zugfestigkeit im Bauwerk nicht erreicht werden kann. In Rostásy und Krauß (2001) wird vorgeschlagen, beide Einflüsse mit dem Faktor 0,75 zu erfassen. Auch in Onken und Rostásy (1995) werden diese beiden Parameter vereint, so dass sich Gleichung (4-31) zu

$$f_{ct,eff} = k_E k_{z,t} k_T \cdot 0,22 f_c^{2/3} \quad (4-35)$$

vereinfacht.

In DIN 1045-1 (2008) und im Eurocode 2 (2011, Nationaler Anhang) werden die nicht-linear verteilten Eigenspannungen und alle weiteren risskraftreduzierenden Einflüsse in einem globalen Beiwert k zusammengeführt und somit Gleichung (4-31) zu

$$f_{ct,eff} = k \cdot 0,30 f_c^{2/3} = k f_{ct} \quad (4-36)$$

zusammengefasst. Dabei wird zwischen der Bemessung für inneren und äußeren Zwang unterschieden. Zur Berechnung der Mindestbewehrung gegen Zugspannungen aus im Bauteil selbst hervorgerufenem Zwang (z. B. Eigenspannungen infolge abfließender Hydratationswärme) darf der Beiwert je nach Bauteildicke zwischen $k = 0,8$ (für $h \leq 0,3$ m) und $k = 0,5$ (für $h \geq 0,8$ m) angesetzt werden (Bild 4.13). Nach König und Tue (1996) ist hierbei die zwangkraftreduzierende Wirkung der Sekundärrissbildung in massigen Bauteilen, also die Bildung von Einrissen direkt nach der Entstehung eines Trennrisses und der damit verbundene Zwangkraftabbau, bereits berücksichtigt. Kann bei der Bemessung für äußeren Zwang (z. B. behinderte Bauteilverformung oder Stützensenkung) nicht sichergestellt werden, dass zum Zeitpunkt der Rissbildung auch Eigenspannungen im Bauteil vorhanden sind, so ist von einem ungeschädigten Bauteil auszugehen und $k = 1$ anzusetzen.

In Meyer und Meyer (2007) wird vorgeschlagen, die nach Norm durchgeführte lineare Interpolation des k -Wertes zwischen 0,3 m und 0,8 m Bauteildicke durch eine Parabel der Form

$$k(h) = 0,5 + \frac{0,3 \cdot (1,0 - h)^2}{0,7^2} \quad (0,3 \text{ m} \leq h \leq 1,0 \text{ m}) \quad (4-37)$$

zu ersetzen (Bild 4.13). Die Beziehung (4-37) ist dabei für Bauteildicken zwischen 0,3 m und 1,0 m gültig und kann als gleichwertig zu der in Deutschland gültigen Normung betrachtet werden. Beide Ansätze können angewendet werden, wenn nichtlinear verteilte Eigenspannungen und innerer Zwang gemeinsam an einer Reduzierung der effektiven Bauwerkszugfestigkeit beteiligt sind.

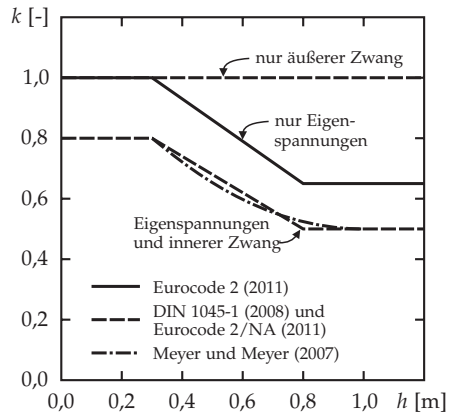


Bild 4.13: Beiwert k in Abhängigkeit von der Art der Zwangbeanspruchung

Auch bei den im Abschnitt 4.1.5 vorgestellten Versuchen von Alvarez und Marti (1996) an Stahlbetonscheiben und -platten mit Querschnittshöhen von 0,22 m bzw. 0,24 m führten Eigenspannungen zu verminderten Zugfestigkeiten im Vergleich zu den an zusätzlichen Prüfkörpern ermittelten Festigkeitswerten. Die Reduzierung betrug hier im Mittel 30. . . 40%, so dass bei der Modellvalidierung die effektive Zugfestigkeit mit $k \approx 0,7$ berechnet wurde. Als Hauptursache für die stark reduzierte Bauteilzugfestigkeit kann hier die (Zug-)Vorspannung im Beton als Folge der durch die Bewehrung behinderten Schwindverkürzung gefunden werden. Solche eingepprägten Betonzugspannungen treten insbesondere in schlanken Bauteilen mit hohen Bewehrungsgehalten auf.

Die in der Vergangenheit durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass neben der Bauteildicke auch andere Rahmenbedingungen, wie beispielsweise die Wahl des Zementes oder Art und Dauer der Nachbehandlung, Einfluss auf die wirksame Bauwerkszugfestigkeit haben. Insbesondere der Grad der Verformungsbehinderung ist im Einzelfall zu überprüfen und sollte im Sinne einer wirtschaftlichen Bemessung nicht unberücksichtigt bleiben.

4.2.3 Mindestbewehrung und Rissbreitenbegrenzung

Die Entstehung von Rissen ist in zugbeanspruchten Stahlbetonbauteilen nahezu unvermeidbar. Zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit und einer ordnungsgemäßen Nutzung des Tragwerkes sowie zur Wahrung des Erscheinungsbildes muss die Rissbildung begrenzt werden. Einerseits wird ein Mindestmaß an konstruktiver Bewehrung gefordert, um ein duktiler Bauteilversagen mit entsprechender Vorankündigung zu gewährleisten. Zur Vermeidung eines spröden Bauteilversagens sicherzustellen, dass die Risschnittgröße vom Tragwerk aufgenommen wird, ohne dass die Bewehrung fließt. Zusätzlich ist beispielsweise durch die Anordnung der Bewehrung (Bewehrungsgehalt, Stabdurchmesser und -abstand) das Auftreten großer Rissbreiten zu verhindern. Im Folgenden werden daher die normativen Regelungen zur Mindestbewehrung für beide Fälle erläutert.

Die zulässigen Rissbreiten liegen im Allgemeinen zwischen 0,2 mm und 0,4 mm. In besonderen Fällen, beispielsweise bei wasserundurchlässigen Bauteilen, wird sogar Rissefreiheit angestrebt. Dies kann mithilfe der *Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite* ohne direkte Berechnung nach Gleichung (4-38) erreicht werden (DIN 1045-1, 2008; Eurocode 2, 2011):

$$A_s \geq \frac{k_c k f_{ct} A_{ct}}{\sigma_s}. \quad (4-38)$$

Hierin sind k_c und k die Beiwerte zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung innerhalb der Zugzone A_{ct} bzw. nichtlinear verteilter Betonzugspannungen (vgl. Bild 4.13). Über die Stahlspannung σ_s geht die Beanspruchung des Tragwerkes in die Berechnung ein.

Bei massigen Bauteilen unter zentrischem Zug ($k_c = 1$) und äußerem Zwang ($k = 1$) führt Gleichung (4-38) häufig zu unwirtschaftlich großen Bewehrungsmengen. Hier darf daher die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite auf die effektive Randzone $A_{c,eff}$ bezogen werden (Bild 4.14, S. 91). Der erforderliche Bewehrungsquerschnitt je Bauteilseite beträgt somit

$$A_s \geq \frac{f_{ct} A_{c,eff}}{\sigma_s}. \quad (4-39)$$

Detaillierte Erläuterungen zum Wirkungsbereich der Bewehrung in massigen Bauteilen enthält der Abschnitt 4.3.

Untersuchungen von Maurer et al. (2005) zeigen, dass durch die Verwendung eines langsam erhärtenden Zementes mit geringer Hydratationswärmeentwicklung sowie durch eine thermische Nachbehandlung die Zwangskraft und damit die erforderliche Bewehrung wesentlich reduziert werden können. Es wird vorgeschlagen, für den Nachweis des Abfließens der Hydratationswärme die erforderliche Bewehrungsmenge um jeweils 10% abzumindern (langsam erhärtender Zement: $0,9 A_s$, thermische Nachbehandlung: $0,9 A_s$). Dieser Vorschlag wurde ansatzweise auch in den aktuellen Normen (DIN 1045-1, 2008; Eurocode 2, 2011) aufgegriffen. Hiernach darf die mit den Gleichungen (4-28), (4-38) und (4-39) ermittelte Mindestbewehrung mit dem Faktor 0,85 abgemindert werden, wenn langsam erhärtende Betone mit $r \leq 0,3$ verwendet werden. Der Kennwert für die Festigkeitsentwicklung r wird aus dem Quotienten der mittleren Druckfestigkeiten nach 2 Tagen und nach 28 Tagen ermittelt:

$$r = \frac{f_{cm2}}{f_{cm28}}. \quad (4-40)$$

Die entsprechenden Rahmenbedingungen (Art, Umfang und insbesondere die Dauer der Nachbehandlung) müssen mit den Bauausführenden abgestimmt werden und sind in den Ausführungsunterlagen zu vereinbaren.

Die Begrenzung der Stahlspannung und des Durchmessers der Bewehrung, wie es in DIN 1045-1 (2008) und Eurocode 2 (2011) vorgeschlagen wird, ist eine sehr vereinfachte Methode zur Kontrolle der Rissbreiten. Sie basiert auf dem Mechanismus der Rissbildung in schlanken Stahlbetonbauteilen, wie er im Abschnitt 3.5 beschrieben ist. Mit einer zusätzlichen Modifikation des Grenzdurchmessers in Abhängigkeit von der Bauteilhöhe soll die Sekundärrissbildung bei massigen Bauteilen berücksichtigt werden. Die Einhaltung der Grenzwerte stellt auf pragmatische Weise die Rissbreitenbegrenzung sicher, kann aber zu unwirtschaftlich großen Bewehrungsmengen führen, insbesondere wenn aus Gründen der Dauerhaftigkeit oder der Wasserundurchlässigkeit strengere Anforderungen an die Rissbreitenentwicklung bestehen. Eine bessere Methode ist daher die direkte Berechnung der Rissbreite. Hierfür sind in den beiden oben genannten Normen zwei nahezu identische Rechenverfahren angegeben. Mithilfe des maximalen Rissabstandes $s_{r,max}$ wird die charakteristische Rissbreite w_k in beiden Verfahren über die Beziehung

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4-41)$$

ermittelt. Dabei unterscheiden sich beide im Wesentlichen nur bei der Berechnung des Rissabstandes. Während DIN 1045-1 (2008) den maximalen Rissabstand über primär mechanische Zusammenhänge ableitet:

$$s_{r,\max} = \frac{d_s}{3,6 \rho_{\text{eff}}}, \quad (4-42)$$

wird im Eurocode 2 (2011) die semi-empirische Beziehung

$$s_{r,\max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{d_s}{\rho_{\text{eff}}} \quad (4-43)$$

angegeben. Hierin sind k_1 bis k_4 die Beiwerte zur Berücksichtigung der Verbundeigenschaften und der Dehnungsverteilung sowie zur Anrechnung der Betondeckung c .

Die Differenz der mittleren Dehnungen von Betonstahl und Beton ($\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}}$) wird bei beiden Verfahren weitestgehend identisch ermittelt:

$$\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{\text{ct,eff}}}{\rho_{\text{eff}}} (1 + n \rho_{\text{eff}})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}. \quad (4-44)$$

Lediglich beim Völligkeitsbeiwert k_t für die Spannungsverteilung zwischen den Rissen wird nach Eurocode 2 (2011) zwischen einer kurzzeitigen ($k_t = 0,6$) und einer langfristigen ($k_t = 0,4$) Lasteinwirkung unterschieden, während nach DIN 1045-1 (2008) dieser Wert auf $k_t = 0,4$ festgelegt ist. Die Beanspruchung des Tragwerkes findet über die unter der Annahme eines gerissenen Querschnittes ermittelte Stahlspannung σ_s Eingang in die Rissbreitenberechnung.

4.3 Zuggurtmodell für massige Bauteile

Die im Abschnitt 4.2.3 beschriebenen Verfahren zur direkten Berechnung der Rissbreiten, insbesondere Gleichung (4-44), basieren auf Rissmechanismen, die für schlanke Stahlbetonbauteile gefunden wurden. Sie sind nur eingeschränkt auf massige Bauteile übertragbar, weil bei diesen ein anderer Rissbildungsprozess maßgebend ist. Im Folgenden wird daher für Stahlbetonbauteile, deren Rissbildung durch die Entstehung von Trennrissen und Einrissen geprägt ist, ein spezielles Rissmodell vorgestellt, mit dem eben diese Besonderheiten berücksichtigt werden können. Bereits in Fehsenfeld (2007) wird gezeigt, dass die mechanischen Grundlagen des *Zuggurtmodells* auch bei massigen Bauteilen gültig sind und somit deren Rissverhalten analytisch beschrie-

ben werden kann. Das in dieser Arbeit entwickelte Zuggurtmodell für massive Bauteile (ZGMmB) wird anschließend in ein nichtlineares Baustoffmodell überführt, so dass hiermit die Grundlagen für die einfache Berechnung massiger Stahlbetonstrukturen mit beliebigen FE-Programmen gelegt sind. Dabei erfolgt die Rissbreitenberechnung unter direkter Berücksichtigung der Sammelrissbildung.

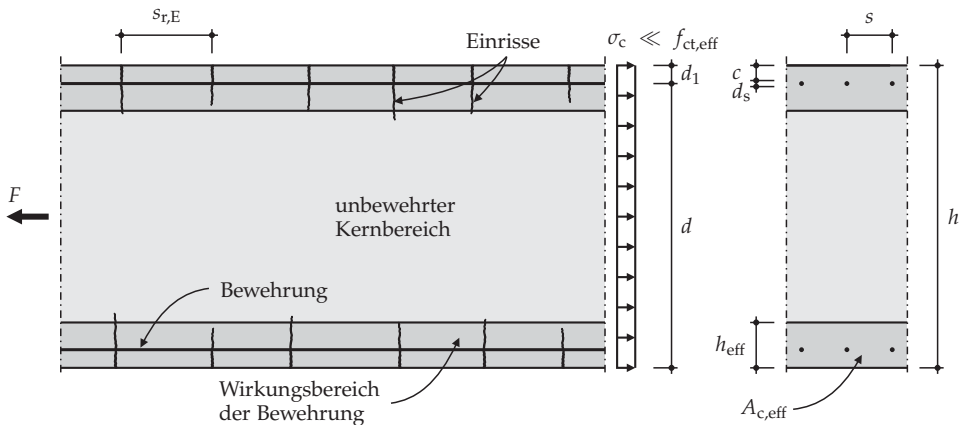


Bild 4.14: Massiges Stahlbetonbauteil unter zentraler Zugbeanspruchung mit nach der Abkühlung überdrückten Einrissen (Vorschädigung infolge von Eigenspannungen)

Im ZGMmB wird ein massiges Stahlbetonbauteil der Höhe h mit der Einheitsbreite von 1 m betrachtet, welches zentral auf Zug beansprucht wird. Die Bewehrungsstäbe sind gleichmäßig nahe den beiden Oberflächen des Zuggurtes mit regelmäßigem Stababstand s angeordnet (Bild 4.14). Als Folge von Eigenspannungen haben sich während der Hydratation oberflächennahe Einrisse gebildet. Mit dem Abkühlen können sich diese wieder geschlossen haben, sie verheilen jedoch nicht vollständig, so dass sie eine Vorschädigung des Bauwerkes darstellen. Für die weiteren Untersuchungen zur Rissbildung in massigen Bauteilen unter von außen aufgebrachter Zugbeanspruchung (Last bzw. Zwang) wird angenommen, dass der Querschnitt vor der Belastung spannungsfrei ist. Eventuell aus der Hydratationsphase verbliebene Eigen- und innere Zwangsspannungen werden über die Abminderung der Betonzugfestigkeit erfasst.

Die Einrisse durchtrennen den Querschnitt nicht, stattdessen sind sie auf den Wirkungsbereich der Bewehrung begrenzt und führen hier zu einer Verteilung der Elementdehnung auf viele kleine Risse. Im unbewehrten Bauteilinneren verliert die Bewehrung ihre rissverteilende Wirkung, so dass hier bei Trennrissbildung große Rissbreiten auftreten. Die Dauerhaftigkeit des Bauteiles wird hierdurch nicht beeinträchtigt.

tigt, solange die Rissbreiten an der Oberfläche klein sind. Die mittlere Rissbreite auf Höhe der Bewehrung kann entsprechend Gleichung (4-41) zu

$$w_{cr} = s_{r,E} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4-45)$$

bestimmt werden. Hierbei wird davon ausgegangen, dass sich, beispielsweise hervorgerufen durch eine gleichmäßig angeordnete Querbewehrung oder Bügel, ein regelmäßiges Rissbild mit konstantem Einrissabstand $s_{r,E}$ einstellt. Dieser kann mithilfe von Gleichung (3-26) angewendet auf den Wirkungsbereich der Bewehrung zu

$$s_{r,E} = \frac{\lambda f_{ct}}{2 \tau_{b0}} \frac{1 - \rho_{eff}}{\rho_{eff}} d_s \quad (4-46)$$

$$\text{mit } \rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{\pi d_s^2}{4 h_{eff} s} \quad (4-47)$$

berechnet werden. Voraussetzung ist, dass der Stababstand s klein genug ist, um die Ausbildung einer gleichmäßigen Zugzone auch in Querrichtung zu gewährleisten. Im Eurocode 2 (2011) wird zur Berechnung des Rissabstandes nach Gleichung (4-43) ein Stababstand von

$$s \leq 5 \left(c + \frac{d_s}{2} \right) = 5 d_1 \quad (4-48)$$

gefordert. Die Erfüllung dieser Anforderung stellt bei massigen Bauteilen, die häufig sehr große Bewehrungsmengen aufweisen, im Allgemeinen keine Schwierigkeit dar.

In Gleichung (4-47) bezeichnet h_{eff} die Höhe der wirksamen Zugzone. Sie ist abhängig vom Beanspruchungsniveau, dem vorliegenden Rissbild, der Anordnung der Bewehrung am Zugrand und dem Spannungszustand (Zilch und Zehetmaier, 2010) und war bereits in der Vergangenheit Gegenstand zahlreicher Forschungsarbeiten. Eine Übersicht dazu ist in Fehsenfeld (2007) gegeben. In die Normen wurde die auf Schießl (1989) zurückgehende Formulierung

$$h_{eff} = 2,5 (h - d) = 2,5 d_1 \leq \frac{h}{2} \quad (4-49)$$

als untere Grenze übernommen.

Damit wird die Höhe des Wirkungsbereiches der Bewehrung von vielen Autoren übereinstimmend als Vielfaches des Abstandes d_1 der Bewehrung vom gezogenen Bauteil-

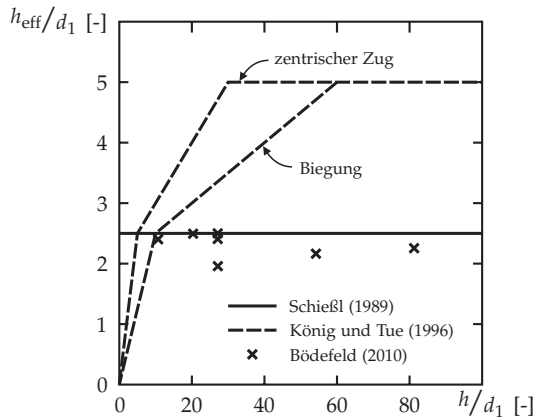


Bild 4.15: Wirkungsbereich der Bewehrung: Vergleich der Ansätze von Schießl (1989) und König und Tue (1996) mit den Berechnungsergebnissen von Bödefeld (2010)

rand definiert. Fischer (1993) findet aus umfangreichen FE-Berechnungen und unter Annahme einer Spannungsausbreitung unter 45° den Ausdruck

$$h_{\text{eff}} = (h - d) + \frac{s_r}{2} \geq 2,5(h - d), \quad (4-50)$$

worin s_r den maßgebenden Rissabstand zwischen zwei Primärrissen (Trennrissen) bezeichnet. König und Tue (1996) gehen hingegen von einer Kraftausbreitung im Verhältnis $1 : 2$ ($\approx 26^\circ$) aus und schlagen vor, dass bei massigen Bauteilen in Abhängigkeit von der Beanspruchung (Biegung oder zentrischer Zug) und vom Verhältnis h/d_1 die wirksame Zugzonenhöhe auf $5d_1$ erhöht werden kann. Diese Empfehlung wurde auch in die aktuellen Normen (DIN 1045-1, 2008; Eurocode 2, 2011) aufgenommen. Es sollen so die Besonderheiten der Rissbildung bei massigen Bauteilen berücksichtigt werden. Dem entgegen stehen numerische Untersuchungen von Bödefeld (2010), wonach die wirksame Zugzonenhöhe insbesondere bei massigen Bauteilen ($0,8\text{ m} \leq h \leq 6,0\text{ m}$) den Wert $2,5d_1$ nicht überschreitet (Bild 4.15).

Im hier erläuterten *Zuggurtmodell für massige Bauteile* wird die Kraftausbreitung ins Bauteilinnere sowie die Bildung von Trennrissen und Einrissen explizit erfasst. Daher wird hier der unmittelbare Wirkungsbereich der Bewehrung mit Gleichung (4-49) ermittelt. Für primär biegebeanspruchte Bauteile kann es sinnvoll sein, die wirksame Zugzonenhöhe auf $h_{\text{eff}} \leq h/4$ zu begrenzen.

Die geometrischen Beziehungen im *Zuggurtmodell für massige Bauteile* sind im Bild 4.17a dargestellt. Die Angaben zur Kraftausbreitung und Rissbildung basieren auf der Annahme, dass der Beton beim Erreichen der Zugfestigkeit reißt und er über den Riss

keine Zugkräfte mehr übertragen kann (Bild 4.16a). Hierfür steht allein die Bewehrung zur Verfügung, für die eine linear elastisch-ideal plastische Baustoffbeziehung angesetzt wird (Bild 4.16b). Beanspruchungen, die zu Stahlspannungen oberhalb der Streckgrenze führen, können daher besonders im Hinblick auf Dehnungslokalisierungen nur eingeschränkt berücksichtigt werden. Bei der Berechnung von Tragwerken unter Gebrauchslast hat sich diese einfache Idealisierung der Arbeitslinie des Stahles als uneingeschränkt anwendbar erwiesen. Zur Übertragung der Kräfte von der Bewehrung in den Beton wird eine starr-ideal plastische Verbund Schubspannungs-Schlupf-Beziehung mit der konstanten Verbund Schubspannung τ_{b0} angesetzt (Bild 4.16c). Mit dieser Vereinfachung kann der Abbau der Stahlspannung mittels Verbundwirkung entlang einer Länge l ohne aufwendige Integration zu

$$\Delta\sigma_s(l) = \frac{4}{d_s} \tau_{b0} l \tag{4-51}$$

berechnet werden.

Bei dem vorgestellten Rissmodell wird angenommen, dass die Rissbildung in einem massigen Bauteil unter zentrischer Zugbeanspruchung sukzessiv erfolgt. Dabei wird von einem bereits vorhandenen Trennriss ausgegangen, der den gesamten Betonquerschnitt durchtrennt. Da im Trennriss keine Betonzugspannungen übertragen werden können, muss die gesamte Zugnormalkraft F von der Bewehrung aufgenommen werden. Bei gleichem Bewehrungsquerschnitt A_s am oberen wie auch am unteren Bauteilrand beträgt die Stahlspannung im Trennriss

$$\sigma_{sr,T} = \frac{F}{2 A_s} . \tag{4-52}$$

Vom Trennriss ausgehend wird mittels Verbundwirkung die Zugkraft von der Bewehrung in den Beton übertragen. Beim Riss wird die Zugkraft konzentriert eingeleitet und breitet sich schnell innerhalb des Wirkungsbereiches der Bewehrung aus. Analy-

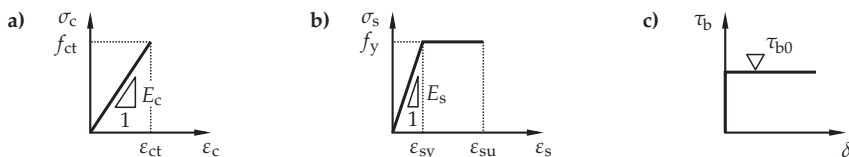


Bild 4.16: Idealisierte Baustoffbeziehungen im massigen Zugstab: **a)** linear elastisches Verhalten des Betons bis zum Erreichen der Zugfestigkeit; **b)** linear elastisch-ideal plastische Stahlkennlinie; **c)** starr-ideal plastische Verbund Schubspannungs-Schlupf-Beziehung

tische Untersuchungen und FE-Berechnungen von Fehsenfeld (2007) zeigen, dass in diesem Bereich von einer linearen Spannungsausbreitung unter einem Winkel von 45° (1:1) ausgegangen werden kann. In größerer Entfernung zum Trennriss flacht der Ausbreitungswinkel ab, so dass im Mittel die Spannungsausbreitung unter einem Winkel von ungefähr 26° erfolgt (vgl. König und Tue, 1996) und sich an deren Ende ein homogener Zugspannungszustand einstellt. Ein weiterer Trennriss kann erst entstehen, wenn im gesamten Betonquerschnitt die Zugspannungen wieder gleichmäßig verteilt sind und zwischen den Risspitzen zweier gegenüberliegender Einrisse die Zugfestigkeit f_{ct} erreicht wird. Bezogen auf die gesamte Querschnittshöhe bedeutet dies, dass hier die Betonspannung gerade $\sigma_c = f_{ct,eff}$ beträgt. Dies ist nach Maurer (2007) frühestens im Abstand von

$$\min s_{r,T} = h - 2d_1 \quad (4-53)$$

möglich (vgl. Bild 4.9b). Diese Beziehung basiert allein auf der Bauteilgeometrie und der Annahme einer Lastausbreitung im Verhältnis 2:1. Der Bewehrungsgehalt und die Form der Sekundärrissbildung (Einrissabstände) werden vernachlässigt. Diesem Ansatz entgegen stehen die Versuche von Rostásy und Henning (1990), die zeigen, dass sich der Bewehrungsgehalt ρ und insbesondere der Durchmesser d_s der verwendeten Bewehrungsstäbe direkt auf die Abstände der Einrisse und in der Folge auch auf die Trennrissabstände auswirken. Mithilfe des ZGMmB können diese Beobachtungen zur Rissbildung in massigen Bauteilen bestätigt werden.

Unter Einhaltung der Verträglichkeitsbedingung für die Verformung im ungerissenen Querschnitt ($\epsilon_c = \epsilon_s$) muss die Stahlspannung am Ende der Verbundlänge $\sigma_s = n f_{ct,eff}$ betragen. Die zur Übertragung der Zugkraft von der Bewehrung in den Betonquerschnitt erforderliche fiktive Verbundlänge l_e ergibt sich somit zu

$$l_e = \frac{\sigma_{sr,T} - n f_{ct,eff}}{4 \tau_{b0}} d_s. \quad (4-54)$$

Würden die Einrisse die gleichmäßige Kraftausbreitung ins Bauteilinnere nicht stören, so könnte sich theoretisch bereits nach dieser Entfernung ein neuer Trennriss bilden. Der tatsächliche Trennrissabstand wird jedoch durch die Sekundärrissbildung maßgeblich beeinflusst.

Da in der Rissbildungsphase die Stahlspannung im Trennriss

$$\sigma_{sr,T} = f_{ct,eff} \frac{1 + \rho_0 (n - 1)}{\rho_0} \quad (4-55)$$

$$\text{mit } \rho_0 = \frac{2 A_s}{A_c} \quad (4-56)$$

beträgt, kann Gleichung (4-54) auch wie folgt geschrieben werden:

$$l_e = \frac{f_{ct,eff}}{4 \tau_{b0}} \frac{1 - \rho_0}{\rho_0} d_s. \quad (4-57)$$

Eine kontinuierliche Kraftübertragung von der Bewehrung ins Bauteilinnere innerhalb der Länge l_e ist bei massigen Bauteilen nicht möglich, weil Einrisse den Wirkungsbereich der Bewehrung kreuzen und so die Spannungsausbreitung stören. Dies ist an dem im Bild 4.17b dargestellten Spannungsverlauf in der Bewehrung erkennbar. Vom Riss ausgehend baut sich die Stahlspannung entlang der Verbundlänge $l_{e,1}$ ab, bevor sie im Einleitungsbereich des benachbarten Einrisses $l_{e,2}$ wieder anwächst. Mit der Annahme, dass die Verbundschubspannung τ_{b0} konstant ist, können Spannungsabbau und -zuwachs in jedem Risselement durch Einsetzen der jeweiligen Verbundlänge in Gleichung (4-51) berechnet werden. Die Differenz $\Delta\sigma_{sr,E}$ zwischen den Stahlspannungsspitzen in zwei benachbarten Einrissen beträgt daher

$$\Delta\sigma_{sr,E} = \Delta\sigma_s(l_{e,1}) - \Delta\sigma_s(l_{e,2}) \quad (4-58)$$

$$\text{mit } l_{e,1} = s_{r,E} - l_{e,2}. \quad (4-59)$$

Diese Spannungsdifferenz ist ein Maß für die aus der bewehrten Zugzone in den unbewehrten Kernbereich übertragene Zugkraft

Mit der Annahme einer linearen Kraftausbreitung unter einem Winkel von 45° ergibt sich für die Länge der Lasteinleitungsbereiche $l_{e,2}$ an beiden Enden eines Risselementes der Ausdruck

$$l_{e,2} = h_{eff} - d_1. \quad (4-60)$$

Für die Übertragung der Zugkraft aus der wirksamen Betonzugzone ins Bauteilinnere steht daher je Risselement lediglich die Länge $l_{e,3}$ zur Verfügung:

$$l_{e,3} = s_{r,E} - 2(h_{eff} - d_1). \quad (4-61)$$

Bei einer großen wirksamen Zugzonenhöhe h_{eff} in Verbindung mit einem relativ kleinen Einrissabstand $s_{r,E}$ führt dieser Ansatz zu einer sehr kleinen Länge der wirksamen Kraftausbreitung. Damit wird eine große Anzahl an Risselementen $a_{r,E} \approx l_e/l_{e,3}$

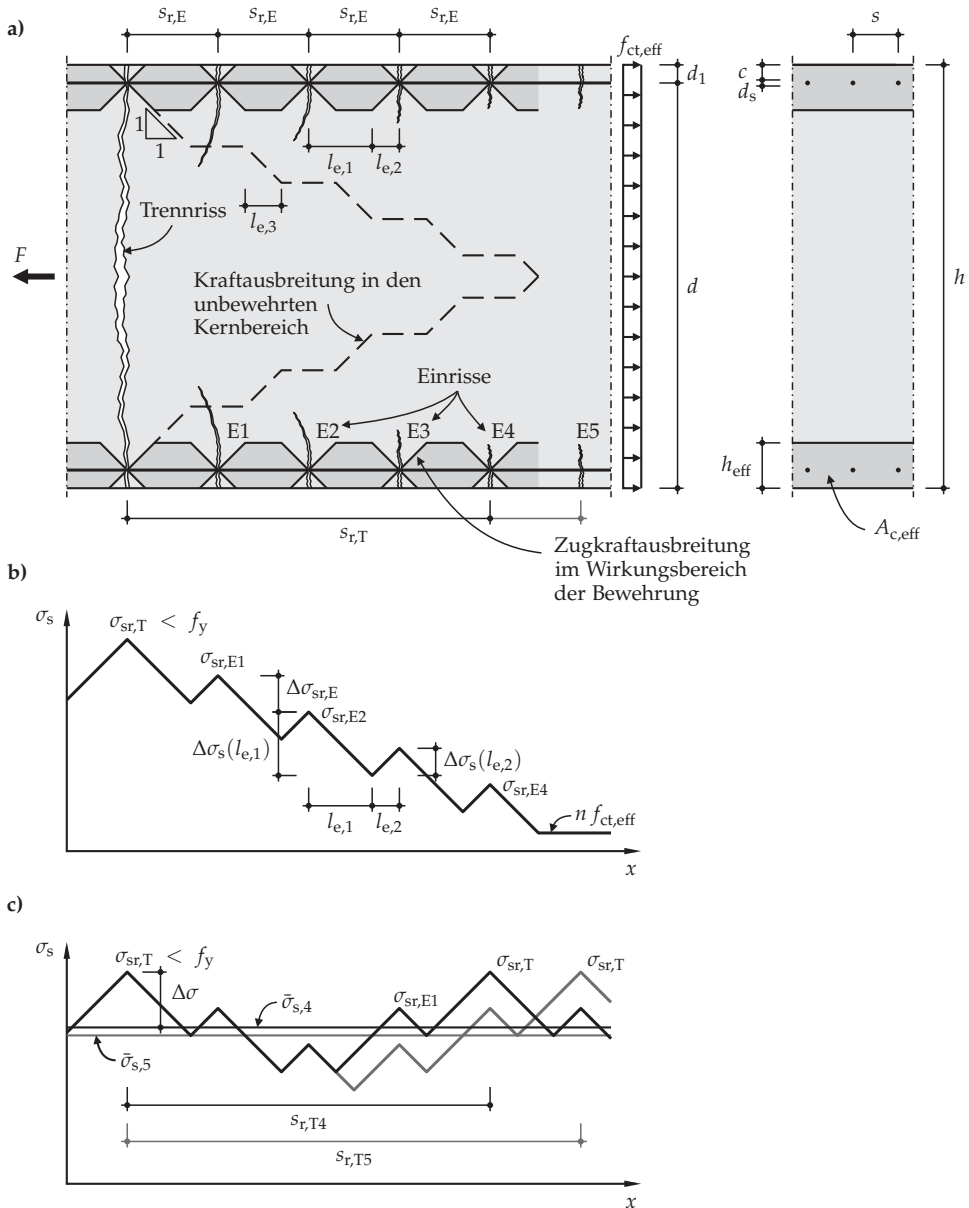


Bild 4.17: Rissbildung im massigen Bauteil: **a)** Sammelrissbild und Ausbreitung der Zugkraft von der wirksamen Zugzone ins Bauteilinnere; **b)** Verlauf der Stahlspannungen entlang des Bauteiles beim einzelnen Trennriss; **c)** Vergleich der Stahlspannungen bei weiterer Trennrissbildung am Ende der Kraftausbreitung ausgehend von den Einrissen E4 (schwarz) und E5 (grau)

erforderlich, um die zur Trennrissbildung benötigte Zugkraft in das Bauteilinnere zu übertragen. Dieser Ansatz führt folglich zu einem unrealistisch großen Trennrissabstand. Daher wird der maximale Trennrissabstand $\max s_{r,T}$ auf den 1,5fachen Wert des kürzesten Abstandes zweier Trennrisse nach Gleichung (4-53) begrenzt. So ergibt sich eine untere Schranke für die Länge der wirksamen Kraftausbreitung ins Bauteilinnere:

$$l_{e,3} \geq \frac{l_e}{\max a_{r,E}} \quad (4-62)$$

$$\text{mit} \quad \max a_{r,E} = \frac{\max s_{r,T}}{s_{r,E}} \quad (4-63)$$

$$\text{und} \quad \max s_{r,T} = 1,5 \min s_{r,T} = 1,5 (h - 2d_1) . \quad (4-64)$$

Hierin beschreibt $\max a_{r,E}$ die größtmögliche Anzahl von Risselementen zwischen zwei Trennrissen.

Die Begrenzung von $l_{e,3}$ nach Gleichung (4-62) greift nur bei sehr kleinen Einrissabständen, die wiederum von hohen Bewehrungsgehalten und kleinen Stabdurchmessern verursacht werden. In solchen Fällen kann die Spannungsausbreitung im Risselement auch unter einem Winkel $> 45^\circ$ erfolgen, so dass die Länge $l_{e,2}$ allgemein mit der geometrischen Beziehung

$$l_{e,2} = \frac{1}{2} (s_{r,E} - l_{e,3}) \quad (4-65)$$

beschrieben werden kann. Gleichung (4-58) lässt sich folglich zu

$$\Delta\sigma_{sr,E} = \frac{4 \tau_{b0}}{d_s} l_{e,3} \quad (4-66)$$

vereinfachen.

Damit ist der Stahlspannungszustand ausgehend von einem einzelnen Trennriss mit den zugehörigen Einrissen bekannt (Bild 4.17b). Aus der Differenz zwischen der Stahlspannung im Trennriss und der Stahlspannung im ungerissenen Querschnitt kann mit

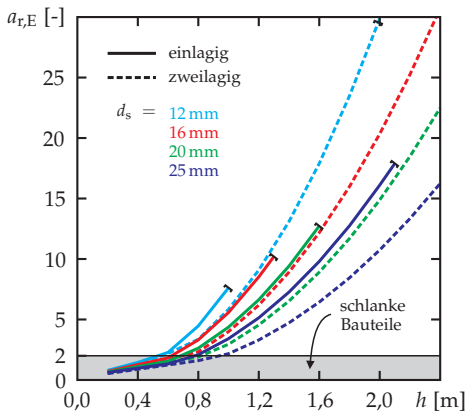
$$a_{r,E} = \frac{\sigma_{sr,T} - n f_{ct,eff} - \Delta\sigma_s(l_{e,2})}{\Delta\sigma_{sr,E}} \quad (4-67)$$

die rechnerische Anzahl von Risselementen bis zum nächsten Trennriss ermittelt werden. Sie stellt gleichzeitig das Kriterium zur Beantwortung der Frage nach dem Über-

gang vom schlanken zum massigen Bauteil dar. Im Rissbild schlanker Bauteile durchtrennen alle Risse den Querschnitt vollständig, so dass hier $a_{r,E} = 1$ gilt. Erst bei einer größeren Anzahl an Risselementen kann davon ausgegangen werden, dass die im ZGMmB beschriebenen Rissmechanismen wirksam werden und folglich vom massigen Bauteil gesprochen werden kann.

Das ZGMmB zeigt, dass der Übergang vom schlanken zum massigen Bauteil nicht nur von der Dimension des Betonquerschnittes, sondern auch von der Art und Menge der Bewehrung bestimmt wird. Im Bild 4.18 ist die Anzahl der Risselemente zwischen zwei Trennrissen bei abgeschlossener Rissbildung über die Querschnittshöhe h aufgetragen. Der Bewehrungsgehalt ist durch die erforderliche Mindestbewehrung nach Gleichung (4-91) (S. 110) festgelegt und wird durch unterschiedliche Stabdurchmesser in einer bzw. zwei Bewehrungslagen erreicht.

Ein großer Bewehrungsgehalt bewirkt kleine Verbundlängen und somit auch kleine Rissabstände, so dass schon bei weniger massigen Bauteilen mehrere Risselemente zwischen den Trennrissen auftreten können. Sehr große Bewehrungsgehalte können bei Verwendung kleiner Stabdurchmesser d_s nur mit geringen Stababständen s erreicht werden, welche zur Sicherstellung der Betonierbarkeit auf $s \geq 3d_s$ begrenzt sind. Daher werden die Kurven bei Unterschreiten des Mindestabstandes gekappt. Die grafische Auswertung von Gleichung (4-67) im Bild 4.18 ergibt, dass der Übergang vom schlanken zum massigen Bauteil bei Querschnittshöhen zwischen 0,5 m und 1,0 m erfolgt.



Parameter:

$$f_{ct} = 3,0 \text{ N/mm}^2$$

$$k = 1 \text{ (äußerer Zwang)}$$

$$\tau_{b0} = 5,8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$c = 55 \text{ mm (Betondeckung)}$$

$$n = 6,25$$

Bewehrungsgehalt:

Mindestbewehrung
nach Gleichung (4-91)

minimaler Stababstand:

$$s \geq 3d_s$$

Bild 4.18: Rechnerische Anzahl an Risselementen zwischen zwei Trennrissen nach Gleichung (4-67) und Übergang von schlanken zu massigen Bauteilen

Ist die Einrissanzahl bekannt, so kann schließlich der Trennrissabstand $s_{r,T}$ ermittelt werden:

$$s_{r,T} = a_{r,E} s_{r,E} . \quad (4-68)$$

Hieraus wird deutlich, dass der Trennrissabstand nicht allein durch die Bauteilgeometrie definiert ist, wie dies vereinfachend mit dem Ansatz $s_{r,T} \approx h - 2 d_1$ angenommen wird. Vielmehr haben Art und Umfang der oberflächennahen Bewehrung einen maßgebenden Einfluss: Bild 4.19 zeigt einen nahezu linearen Zusammenhang zwischen dem Einrissabstand $s_{r,E}$ nach Gleichung (4-46) und dem Verhältnis aus dem Stabdurchmesser d_s zum wirksamen Bewehrungsgehalt ρ_{eff} . Durch die Verwendung kleiner Stabdurchmesser in Verbindung mit geringen Stababständen wird die Entfernung zwischen den Einrissen reduziert. Dies wirkt sich günstig auf die Rissbreitenentwicklung aus. Darüber hinaus steht bei kleinen Einrissabständen nur eine verkürzte Übertragungslänge $l_{e,3}$ für die Kraftausbreitung aus dem Wirkungsbereich der Bewehrung ins Bauteilinnere zur Verfügung, wodurch wiederum große Trennrissabstände auftreten. Dieser Zusammenhang wird im Bild 4.20 veranschaulicht. Die Versuchsergebnisse von Rostásy und Henning (1990) bestätigen sowohl für die Einrisse als auch für die Trennrisse die im *Zuggurtmodell für massige Bauteile* erfassten Zusammenhänge zwischen den Rissabständen und dem Verhältnis d_s/ρ_{eff} aus dem Stabdurchmesser und dem wirksamen Bewehrungsgehalt.

Es liegt nahe, dass im Verlauf der Rissbildung zusätzliche Trennrisse immer aus bereits vorhandenen Einrissen hervorgehen, so dass die Anzahl an Risselementen zwischen zwei Trennrissen stets ganzzahlig sein wird. Daher muss bei der Ermittlung der mittleren Stahlspannung lediglich zwischen einer geraden oder ungeraden Anzahl von Risselementen unterschieden werden. Der Verlauf der Stahlspannung zwischen zwei Trennrissen bei abgeschlossener Rissbildung ist für die beiden Fälle $a_{r,E} = 4$ und $a_{r,E} = 5$ im Bild 4.17c dargestellt.

Die gemittelte Stahlspannung $\bar{\sigma}_s$ kann mithilfe von Reihenentwicklungen in Abhängigkeit von der Anzahl der Risselemente berechnet werden. Die Ergebnisse werden im Folgenden beginnend mit dem Sonderfall des schlanken Zugstabes ($s_{r,T} = s_{r,E}$) zusammengestellt. Hierbei durchtrennt jeder Riss den Querschnitt vollständig und es verbleiben keine zusätzlichen Einrisse. Die Stahlspannung wird gleichmäßig vom

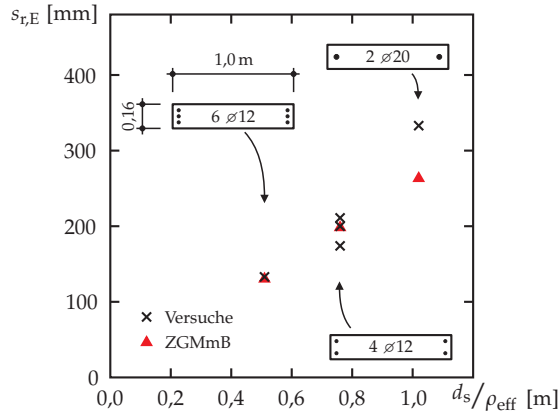


Bild 4.19: Vergleich der berechneten Abstände der Einrisse $s_{r,E}$ nach dem Zuggurtmodell für massive Bauteile (ZGMmB) mit den Versuchsergebnissen von Rostásy und Henning (1990), aufgetragen über das Verhältnis aus dem Stabdurchmesser d_s und dem wirksamen Bewehrungsgehalt ρ_{eff}

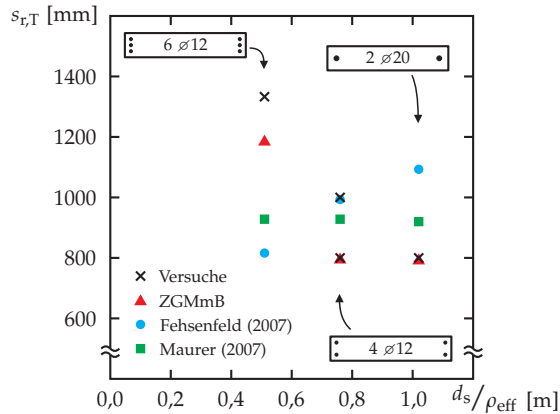


Bild 4.20: Vergleich der berechneten Trennrissabstände $s_{r,T}$ nach dem Zuggurtmodell für massive Bauteile (ZGMmB), nach Fehsenfeld (2007) und Maurer (2007) mit den Versuchsergebnissen von Rostásy und Henning (1990), aufgetragen über das Verhältnis aus dem Stabdurchmesser d_s und dem wirksamen Bewehrungsgehalt ρ_{eff}

Trennriss ausgehend zur Mitte des Risselementes um $\Delta\sigma_s(s_{r,E}/2)$ abgebaut (vgl. Abschnitt 3.5). Die Spannung $\bar{\sigma}_{s,1}$ für $a_{r,E} = 1$ beträgt somit

$$\bar{\sigma}_{s,1} = \sigma_{sr,T} - \frac{\tau_{b0}}{d_s} s_{r,E}. \quad (4-69)$$

Mit zunehmender Bauteildicke können sich vereinzelt Einrisse zwischen zwei Trennrissen bilden. Für $a_{r,E} = 2$ beträgt die gemittelte Stahlspannung

$$\bar{\sigma}_{s,2} = \sigma_{sr,T} - \frac{1}{2} \Delta\sigma_s(l_{e,1}) - \frac{l_{e,2}}{2 s_{r,E}} \Delta\sigma_{sr,E} \quad (4-70)$$

und für alle weiteren geraden $a_{r,E}$ -Werte

$$\bar{\sigma}_{s,gerade} = \bar{\sigma}_{s,2} - \frac{1}{2} \left(\frac{a_{r,E}}{2} - 1 \right) \Delta\sigma_{sr,E}. \quad (4-71)$$

Für ungerade $a_{r,E}$ -Werte gilt:

$$\bar{\sigma}_{s,ungerade} = \frac{1}{a_{r,E}} \left(\bar{\sigma}_{s,1} + (a_{r,E} - 1) \bar{\sigma}_{s,2} - \frac{(a_{r,E} - 1)^2}{4} \Delta\sigma_{sr,E} \right). \quad (4-72)$$

Schließlich können die Gleichungen (4-69) bis (4-72) wie folgt zusammengefasst werden:

$$\bar{\sigma}_s = \sigma_{sr,T} - \Delta\sigma \quad (4-73)$$

$$\text{mit } \Delta\sigma = \begin{cases} \Delta\sigma_{gerade}, & \text{wenn } a_{r,E} \text{ gerade} \\ \Delta\sigma_{ungerade}, & \text{wenn } a_{r,E} \text{ ungerade} \end{cases}. \quad (4-74)$$

Hierin beschreiben

$$\Delta\sigma_{gerade} = \left(\frac{a_{r,E}}{4} - \frac{l_{e,1}}{2 s_{r,E}} \right) \Delta\sigma_{sr,E} + \frac{2 \tau_{b0} l_{e,1}}{d_s} \quad (4-75)$$

und

$$\Delta\sigma_{ungerade} = \frac{1}{a_{r,E}} \left[\frac{\tau_{b0} s_{r,E}}{d_s} + \frac{(a_{r,E} - 1)}{2} \left(\frac{4 \tau_{b0} l_{e,1}}{d_s} + \frac{l_{e,2}}{s_{r,E}} \Delta\sigma_{sr,E} \right) + \frac{(a_{r,E} - 1)^2}{4} \Delta\sigma_{sr,E} \right] \quad (4-76)$$

die Differenz zwischen der Stahlspannung im Trennriss und der mittleren Stahlspannung für eine gerade bzw. ungerade Anzahl an Risselementen zwischen zwei Trennrissen.

Ist die mittlere Stahlspannung $\bar{\sigma}_s$ bekannt und wird die elastische Betondehnung $\varepsilon_c^{\text{el}}$ vernachlässigt, so kann die mittlere Rissbreite im massigen Bauteil überschlägig mit

$$w_{\text{cr}} \approx s_{r,E} \frac{\bar{\sigma}_s}{E_s} = s_{r,E} \bar{\varepsilon}_{\text{eff}} \quad (4-77)$$

abgeschätzt werden. Für eine genauere Rissbreitenberechnung nach Gleichung (4-45) muss der Traganteil des Betons innerhalb der wirksamen Zugzone (Tension-Stiffening-Effekt im massigen Bauteil) ermittelt werden. Die Grundlagen hierfür werden im folgenden Abschnitt 4.4 erläutert.

4.4 Mittleres Bauteilverhalten im ZGMmB

Analog zum Vorgehen in den Abschnitten 4.1.3 und 4.1.4 wird nun das globale Tragverhalten eines massigen Bauteiles mithilfe der Grundlagen aus dem *Zuggurtmodell* erläutert. Obwohl die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen ein Dehnungseffekt ist, der zu einer Versteifung der Arbeitslinie des Zuggurtes im Vergleich zum reinen Bewehrungsstahl führt (Bild 4.21a), kann dieser Effekt als Traganteil des Betons interpretiert und in eine Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung für den Beton überführt (Bild 4.21b) werden. Dies ist möglich, da bei der Modellierung mit verschmierter Rissbildung das gesamte Zugglied mit all seinen Trennrissen und Einrissen integral betrachtet wird.

Die Grundlage für die im Folgenden entwickelte Tension-Stiffening-Formulierung bildet der im Bild 4.17 dargestellte Ausschnitt aus einem massigen Bauteil unter zentrischer Zugbeanspruchung. Im Gegensatz zu Abschnitt 4.1 wird der Zuggurt zunächst nur bis zum Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung betrachtet, weil die Fließphase bei der Berechnung im Gebrauchszustand von untergeordnetem Interesse ist. Es wird davon ausgegangen, dass das Bauteil vorgeschädigt ist, sich also als Folge von Eigenspannungen im Beton während des Erhärtens oberflächennahe Einrisse gebildet haben. Diese Vorschädigung sowie Einflüsse aus Querschnittsschwächungen durch

Bügelbewehrung, Kornnester usw. (siehe Abschnitt 4.2.2) werden mit dem Beiwert k bei der Berechnung der wirksamen Bauwerkszugfestigkeit $f_{ct,eff}$ berücksichtigt:

$$f_{ct,eff} = k f_{ct}. \quad (4-78)$$

Hierin ist f_{ct} die aus der Festigkeitsklasse oder an Prüfkörpern ermittelte zentrische Zugfestigkeit des Betons.

Ein Maß für die Streuung der Festigkeitswerte um diesen Mittelwert kann mit den sogenannten p -Quantilen angegeben werden. Dabei bezeichnet das 5%-Quantil $f_{ctk;0,05}$ genau diejenige Zugfestigkeit, die von 5% aller Proben unterschritten wird. In den deutschen Normen (DIN 1045-1, 2008; Eurocode 2, 2011) wird dieser Wert einheitlich mit $f_{ctk;0,05} = 0,7 f_{ct}$ angegeben.

Mit der Annahme, dass auch im Bauteil die Zugfestigkeit einer Streuung unterliegt, wird zur Berechnung der Zugfestigkeit bei initialer Trennrissbildung $f_{ct,min}$ der Beiwert $k_S = 0,7$ eingeführt, so dass sich die minimale Zugfestigkeit im Bauwerk zu

$$f_{ct,min} = k_S k f_{ct} = k_S f_{ct,eff} \quad (4-79)$$

ergibt. Bei gleichmäßiger Zugbeanspruchung entsteht der erste Trennriss in dem Querschnitt mit der geringsten wirksamen Zugfestigkeit. Die Zugkraft zur Entstehung des ersten Trennrisses beträgt somit

$$F_{ct} = f_{ct,min} A_c (1 + \rho_0 (n - 1)). \quad (4-80)$$

Bis zum Erstriss verhält sich das massive Zugglied linear elastisch, so dass die zugehörige mittlere Bauteilverformung beim Übergang vom ungerissenen Zustand I (Phase A) in die Rissbildungsphase (Phase B) durch

$$\varepsilon_{ct} = \frac{f_{ct,min}}{E_c} \quad (4-81)$$

definiert ist.

Im Verlauf der Rissbildungsphase treten weitere Trennrisse auf, bis sich ein abgeschlossenes Rissbild einstellt. Die Arbeitslinie ist in dieser Phase durch große Verformungen und einen geringen Kraftzuwachs gekennzeichnet. Die Lage neuer Trennrisse wird dabei zunehmend durch das bereits vorhandene Rissbild geprägt. Der letzte Trennriss entsteht in einem Querschnitt, in dem die mittlere Zugfestigkeit ungefähr f_{ct} ist. Der Einfluss der Streuung nimmt also ab, bis im Zustand der abgeschlosse-

nen Rissbildung der Beiwert $k_S = 1$ ist. Die Gesamtzugkraft bei abgeschlossenem Rissbild beträgt daher

$$F_{aR} = f_{ct,eff} A_c (1 + \rho_0 (n - 1)) = F_{TST} + F_{s,aR} \quad (4-82)$$

und setzt sich aus den beiden Traganteilen des Betons in der Zugzone und der Bewehrung zusammen (Bild 4.21a). Die zugversteifende Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen resultiert allein aus dem auf die wirksame Zugzone bezogenen Anteil der über Verbundwirkung in den Beton übertragenen Zugkraft. Diese kann aus der Spannungsdifferenz $\Delta\sigma$ nach Gleichung (4-74) berechnet werden, so dass der Betontraganteil

$$F_{TST} = \frac{2 h_{eff}}{h} \rho_0 A_c \Delta\sigma = 2 A_s \frac{\rho_0}{\rho_{eff}} \Delta\sigma \quad (4-83)$$

beträgt.

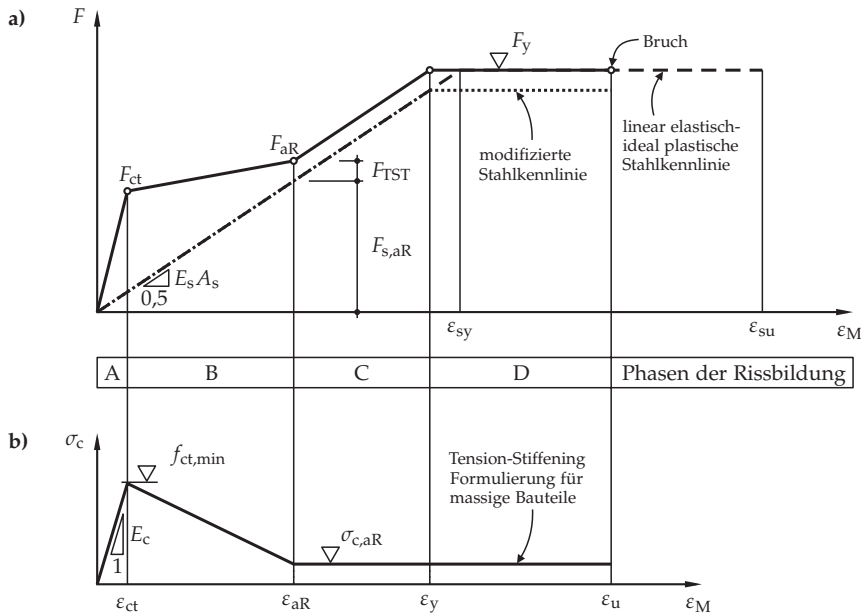


Bild 4.21: Mittleres Bauteilverhalten im ZGMmB: **a)** Arbeitslinie eines massigen Bauteiles bei Zugbeanspruchung (ohne Verfestigung im plastischen Bereich); **b)** mittlere Betonzugfestigkeit zur Berücksichtigung der zugversteifenden Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen

In der Rissbildungsphase nimmt die Tragwirkung des Betons stetig ab, bis sich das abgeschlossene Rissbild eingestellt hat (Bild 4.21b). Die danach verbleibende Resttragfähigkeit des Betons wird über die Betonspannung

$$\sigma_{c,aR} = \frac{F_{TST}}{A_c (1 - \rho_0)} = \frac{\rho_0^2}{\rho_{eff} (1 - \rho_0)} \Delta\sigma \quad (4-84)$$

beschrieben. Aus dem Traganteil der Bewehrung

$$F_{s,aR} = F_{aR} - F_{TST} \quad (4-85)$$

kann schließlich die mittlere Bauteilverformung ε_{aR} bei abgeschlossener Rissbildung berechnet werden:

$$\varepsilon_{aR} = \frac{F_{s,aR}}{2 E_s A_s} = \frac{1}{E_s} \left(f_{ct,eff} \frac{1 + \rho_0 (n - 1)}{\rho_0} - \frac{\rho_0}{\rho_{eff}} \Delta\sigma \right). \quad (4-86)$$

Nachdem sich das abgeschlossene Rissbild eingestellt hat, erfolgt der Kraftzuwachs mit zunehmender Längsverformung auch im massigen Zugglied allein durch einen Spannungsanstieg in der Bewehrung. Die Arbeitslinie des Zuggliedes ist nun durch den parallelen Versatz zum Verlauf der linear elastischen Stahlkennlinie gekennzeichnet (Phase C). Erreicht die Stahlspannung in den Trennrissen die Streckgrenze des Stahles, so beginnt die Bewehrung zu fließen. Aufgrund der zugversteifenden Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen ist die mittlere Bauteilverformung bei Fließbeginn kleiner als die des reinen Bewehrungsstahles ($\varepsilon_y < \varepsilon_{sy}$). Sie kann aus der Fließzugkraft abzüglich des Betontraganteiles zu

$$\varepsilon_y = \frac{F_y - F_{TST}}{2 E_s A_s} = \varepsilon_{sy} - \frac{\rho_0}{\rho_{eff}} \frac{\Delta\sigma}{E_s} \quad (4-87)$$

ermittelt werden.

Wie schon bei der im Abschnitt 4.1.4 beschriebenen MTST-Formulierung für schlanke Stahlbetonbauteile muss auch im ZGMmB die Stahlkennlinie zur Berücksichtigung des Betontraganteiles modifiziert werden. Die mittlere Stahlspannung bei Fließbeginn wird wie zuvor mit $\sigma_{s,y} = \varepsilon_y E_s$ definiert.

Mit dem Fließen der Bewehrung (Phase D) sind sehr große Längsdehnungen verbunden, die aufgrund der in erster Näherung vereinfachend linear elastisch-ideal plastisch angesetzten Stahlkennlinie zu keinem weiteren Anwachsen der Zugkraft führen. Aufgrund der Lokalisierung der Stahldehnung in den Rissen ist der Fließbereich des

massigen Stahlbetonzuggliedees kürzer als der des reinen Bewehrungsstahles. Gesicherte Aussagen zur Bruchdehnung können aufgrund fehlender Versuchsergebnisse nicht getroffen werden. Zur Beurteilung von massigen Bauteilen im Gebrauchszustand ist eine Betrachtung bis zum Fließbeginn der Bewehrung ausreichend.

Im Bild 4.22 sind die Arbeitslinien von drei Zugversuchen aus Rostásy und Henning (1990) mit unterschiedlichen Bewehrungsarten dargestellt. Es sind die jeweiligen Stahlspannungen im Trennriss $\sigma_{sr,T}$ über die mittlere Bauteilverformung ε_M aufgetragen (durchgezogene Linie). Die Berechnungsergebnisse mit der FEM und dem ZGMmB sind mit Punktlinien dargestellt und zeigen eine gute Überstimmung im Vergleich zu den Versuchsergebnissen. Die aus dem ZGMmB abgeleitete TST-Formulierung kann folglich als Baustoffmodell zur numerischen Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens massiger Bauteile aus Stahlbeton verwendet werden.

Die Berechnung der Rissbreiten kann bei FE-Modellen mit verschmierter Rissbildung nur indirekt über die gemittelte Elementverformung ε_M erfolgen. Mithilfe der mittleren Stahlspannung $\bar{\sigma}_s$ nach Gleichung (4-73) kann die mittlere Dehnung $\bar{\varepsilon}$ in der wirksamen Zugzone wie folgt geschrieben werden:

$$\bar{\varepsilon}_{\text{eff}} = \varepsilon_M + \frac{1}{E_s} \left(\frac{1 - \rho_0}{\rho_0} \sigma_c - \Delta\sigma \right). \quad (4-88)$$

Diese entspricht der mittleren Stahldehnung ε_{sm} in Gleichung (4-45). Die zugehörige Betondehnung ε_{cm} in selbiger Gleichung kann mit dem elastischen Dehnungsanteil der Betonverformung $\varepsilon_c^{\text{el}}$ gleichgesetzt werden und wird mit

$$\varepsilon_{cm} = \varepsilon_c^{\text{el}} = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (4-89)$$

berechnet. Damit ergibt sich schließlich folgender Ausdruck zur Ermittlung der Rissbreite w_{cr} in massigen Bauteilen:

$$w_{cr} = s_{r,E} \left[\varepsilon_M + \frac{1}{E_s} \left(\frac{1 - \rho_0 (n+1)}{\rho_0} \sigma_c - \Delta\sigma \right) \right]. \quad (4-90)$$

Bild 4.23 zeigt die Entwicklung der Rissbreite mit zunehmender Längsdehnung für Ausschnitte aus einer massigen Stahlbetonwand (z. B. Schleusenammerwand) mit unterschiedlicher Bewehrungsanordnung. Die mit der FEM berechneten Rissbreiten (Punktlinien) liegen dabei etwas höher als die von Rostásy und Henning (1990) gemessenen. Eine Ursache hierfür liegt in der bereits in Abschnitt 3.5 erläuterten Vereinfachung der Verbund Schubspannungs-Schlupf-Beziehung. Der Ansatz einer konstan-

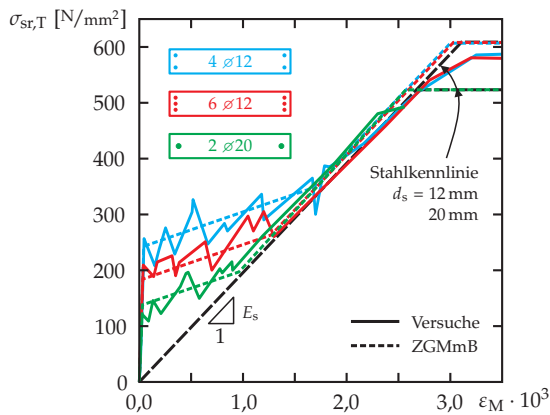


Bild 4.22: Arbeitslinie der Wandausschnitte nach Rostásy und Henning (1990): Vergleich der Verläufe der Stahlspannung im Trennriss über die mittlere Längsverformung zwischen Versuchsergebnissen und Berechnungen mit dem ZGMmB

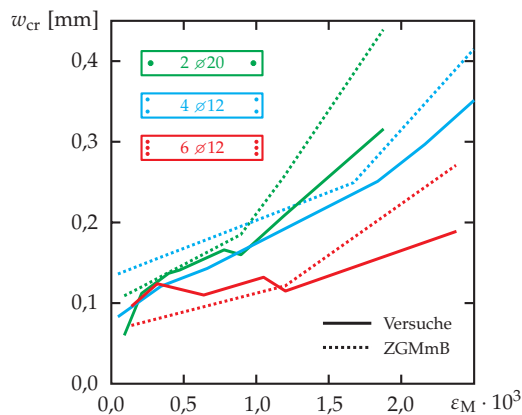


Bild 4.23: Mittlere Rissbreiten an Wandausschnitten nach Rostásy und Henning (1990): Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Berechnungen mit dem ZGMmB

ten Verbundschubspannung und linearer Dehnungsverläufe führt zu einer Überschätzung der mittleren Rissbreite unter Kurzzeitbelastung. Es ist weiterhin zu beachten, dass die Rissbreite insbesondere aufgrund der streuenden Zugfestigkeit des Betons starken Schwankungen unterliegt. Zudem hängt die gemessene Rissbreite von der Messmethode ab.

Insgesamt liefert das hier entwickelte Modell eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Versuche und Modell zeigen einen verstärkten Anstieg der Rissbreite, nachdem sich das abgeschlossene Rissbild eingestellt hat. Es ist weiterhin erkennbar, dass auch bei massigen Bauteilen eine fein verteilte Oberflächenbewehrung (kleine Stabdurchmesser und -abstände) zu kleinen Einrissabständen (vgl. Bild 4.19) und folglich zu kleinen Rissbreiten führt. Weiterhin zeigen die von Rostásy und Henning (1990) durchgeführten Rissbreitenmessungen, dass die an Trennrissen auftretenden Rissbreiten nur unwesentlich größer sind als die Rissbreiten der Einrisse. Daraus schließen sie, dass eine gesonderte Betrachtung der Trennrissbreiten nicht erforderlich ist.

4.5 Schlussfolgerungen

Die Ausführungen dieses Kapitels zeigen, dass (unter Verwendung geeigneter Baustoffbeziehungen) Berechnungsmodelle mit verschmierter Rissbildung geeignet sind, das Tragverhalten massiger Bauteile mit der FEM abzubilden. Mithilfe des hier entwickelten *Zuggurtmodells für massige Bauteile* können große Strukturen unter zentrischer Zwangbeanspruchung berechnet werden. Dabei ist es möglich, den günstigen Einfluss der Rissbildung auf den Zwangabbau zu berücksichtigen. Es wird davon ausgegangen, dass das ZGMmB auch auf massige Bauteile mit Biegebeanspruchung übertragen werden kann. Dies kann jedoch mangels geeigneter Versuche nicht validiert werden.

Mit dem ZGMmB wird dem Tragwerksplaner ein Werkzeug an die Hand gegeben, mit dem die Begrenzung der Rissbreite auch bei massigen Bauteilen durch eine direkte Berechnung erfolgen kann. Ein Ausdruck für die erforderliche Mindestbewehrung in massigen wie auch in schlanken Stahlbetonbauteilen resultiert aus der Forderung, dass die Rissbildung abgeschlossen sein muss, bevor die Stahlspannung im Riss die Streckgrenze erreicht ($F_{aR} \leq f_y A_s$). Nach Umformen von Gleichung (4-82) ergibt sich

ein Ausdruck für die Mindestbewehrung in schlanken wie auch in massigen Bauteilen:

$$A_s \geq \frac{f_{ct,eff}}{f_y - f_{ct,eff} (n - 1)} A_c. \quad (4-91)$$

Dies entspricht näherungsweise dem Mindestwert der Bewehrung zur Aufnahme der Risschnittgröße nach Gleichung (4-28), bezogen auf den Gesamtquerschnitt. Bei der Berechnung der wirksamen Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ sollte die Art der Zwangbeanspruchung, für die das Bauteil zu bemessen ist, über den Beiwert k nach Eurocode 2 (2011) wie im Bild 4.13 dargestellt berücksichtigt werden. Für übliche Festigkeitswerte ($f_{ct} = 3 \text{ N/mm}^2$, $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$, $n = 6,25$) und eine Bemessung für äußeren Zwang ($k = 1$, keine Vorschädigung durch Eigenspannungen) ergibt sich der erforderliche geometrische Bewehrungsgehalt zu $\min \rho_0 = 0,62\%$.

Beispielhaft sind im Bild 4.24 der Zugkraftverlauf und der Verlauf der Stahlspannung im Trennriss für einen 1,5 m hohen Stahlbetonquerschnitt mit der Einheitsbreite von 1 m aufgetragen. Beim mindestbewehrten Querschnitt geht die Arbeitslinie nach abgeschlossener Rissbildung direkt in die Fließphase über (hellgraue Linie). Mit zunehmendem Bewehrungsgehalt verkürzt sich die Rissbildungsphase, so dass bereits bei geringerem äußeren Zwang (z. B. behinderte Bauteilverkürzung bei Abkühlung) große Zwangkräfte auftreten können. Bei schwächer bewehrten Bauteilen können große Zwängungen durch die Bildung neuer Risse besser abgebaut werden. Nach der abgeschlossenen Rissbildung schlägt sich eine zusätzliche Längsdehnung in einem raschen Anwachsen der Rissbreite nieder (vgl. auch Bild 4.23).

Bild 4.24b zeigt den Verlauf der Stahlspannung $\sigma_{s,T}$ im Trennriss. Es wird deutlich, dass in der Rissbildungsphase mit steigendem Bewehrungsgehalt die Beanspruchung in der Bewehrung abnimmt; es besteht eine indirekte Proportionalität zwischen den beiden Größen (vgl. Gleichung (4-55)). Weiterhin ist zu erkennen, dass bei mindestbewehrten Querschnitten die Stahlspannung bei der initialen Trennrissbildung bei ca. 70% der Streckgrenze liegt. Dies wirkt sich besonders ungünstig auf die Rissbreite aus, weil der Bewehrungsgehalt über die Stahlspannung quadratisch in die Berechnung der Rissbreite eingeht. Daher führt bereits die Erhöhung der Bewehrungsmenge um ca. 40% zu einer Halbierung der Rissbreiten. Durch eine Verdopplung der Bewehrungsmenge kann innerhalb der Rissbildungsphase die Rissbreite etwa auf $1/4$ reduziert werden, wie Bild 4.25 zeigt. Nach abgeschlossener Rissbildung ist der Einfluss der Bewehrungsmenge auf die Rissbreite weniger stark ausgeprägt, obwohl auch hier gilt, dass mit größeren Bewehrungsgehalten die Rissbreiten reduziert werden können. Die Verwendung kleinerer Stabdurchmesser erweist sich als wesentlich effektiver.

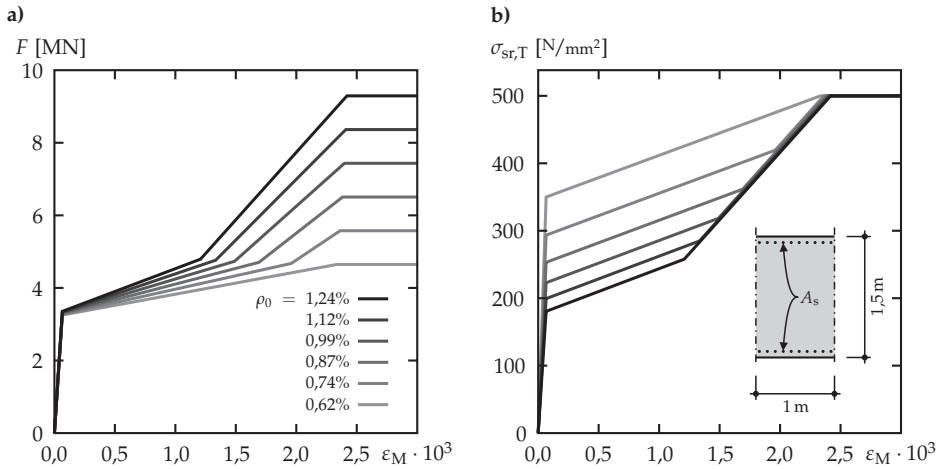


Bild 4.24: Einfluss der Bewehrungsmenge auf das Tragverhalten eines 1,5 m hohen massigen Stahlbetonzuggliedes: a) Zugkraftverlauf; b) Stahlspannung im Trennriss. Parameter: $f_{ct} = 3 \text{ N/mm}^2$, $k = 1$ (äußerer Zwang), $\min A_s = 93 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\cong \varnothing 25 - 105$ einlagig je Seite)

In massigen Bauteilen bewirkt die Entstehung vieler Einrisse zwischen zwei Trennrissen, dass die mittlere Rissbreite erheblich kleiner ist als in schlanken Bauteilen mit identischem Bewehrungsgehalt. Daraus kann gefolgert werden, dass bei massigen Bauteilen die Mindestbewehrung nach Gleichung (4-91) zugleich eine effektive Rissbreitenbegrenzung gewährleisten kann. Im Bild 4.25a ist für unterschiedliche Stabdurchmesser d_s die mit Gleichung (4-45) ermittelte Rissbreite w_{cr} über die Bauteilhöhe h aufgetragen. Es ist augenfällig, dass einlagig angeordnete Bewehrungsstäbe besser geeignet sind, die Rissbildung zu kontrollieren als eine über mehrere Lagen verteilte Bewehrung. Weiterhin haben Bewehrungsstäbe mit kleinem Durchmesser aufgrund des günstigeren Verhältnisses ihrer Querschnittsfläche zur Oberfläche geringere Rissbreiten zur Folge. Allerdings sind gerade bei massigen Bauteilen aufgrund des erforderlichen Mindestbewehrungsgehaltes häufig große Stabdurchmesser oder mehrere Bewehrungslagen erforderlich, damit die Grenzabstände zwischen den Stäben eingehalten werden. Bei schlanken Bauteilen ($h < 0,5 \text{ m}$) ist bei einem festen Bewehrungsgehalt die Rissbreite unabhängig von der Querschnittshöhe.

Durch eine Vergrößerung des Bewehrungsgehaltes können die Rissbreiten kontrolliert werden, da hierdurch die Einrissabstände wie auch die Beanspruchung in der Bewehrung reduziert werden. Bild 4.25b veranschaulicht eine mögliche Verringerung der Rissbreiten bei Verdopplung der Bewehrungsmenge ($\rho_0 = 1,24\%$). Allerdings wird auch hier rasch der zulässige Stababstand erreicht, so dass bei Bauteilen mit $h > 2 \text{ m}$

noch größere Stabdurchmesser und/oder zusätzliche Bewehrungslagen erforderlich werden. Der Vergleich der Rissbreiten bei abgeschlossenem Rissbild und beim Fließbeginn der Bewehrung zeigt, dass sich die Risse nach Abschluss der Rissbildungsphase weit öffnen. Es kann daher sinnvoll sein, die Bewehrung so auf die tatsächlich zu erwartende Beanspruchung auszulegen, dass die Zwangkräfte innerhalb der Rissbildungsphase abgebaut werden können, die Rissbildung also noch nicht abgeschlossen ist.

Zur realistischen Ermittlung der Zwangbeanspruchung sind nichtlineare FE-Modelle der Gesamtstruktur empfehlenswert, bei denen sowohl die Rissbildung des Betons als auch die Steifigkeit der tragenden Unterkonstruktion und des Bodens berücksichtigt werden. Dies soll im folgenden Kapitel 5 anhand einer Modellrechnung zur fugenlosen Ausführung des *Predöhlkais* im Hamburger Hafen aufgezeigt werden.

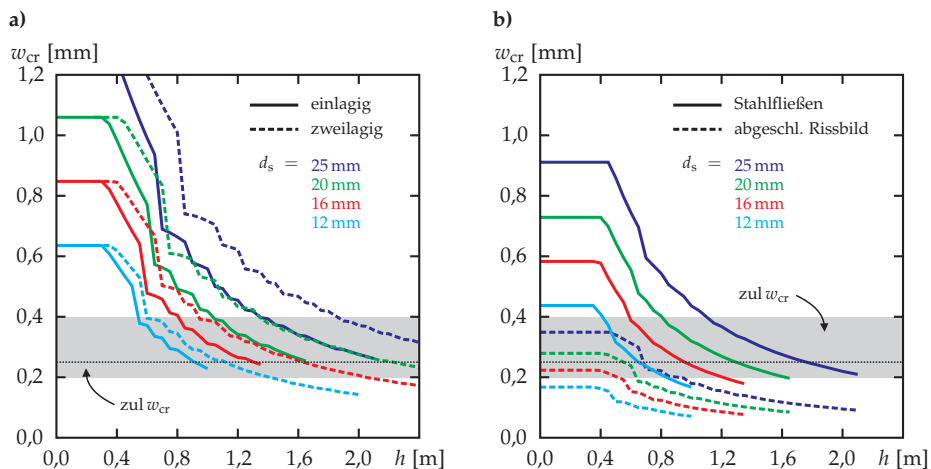


Bild 4.25: Rissbreite w_{cr} infolge äußeren Zwangs ($k = 1$) nach dem ZGMmB bei Querschnitten mit: **a)** Mindestbewehrung in einer oder zwei Bewehrungslagen bei $\sigma_{sr,T} = f_y$; **b)** dem zweifachen Mindestbewehrungsgehalt (nur zweilagig) bei abgeschlossenem Rissbild ($\sigma_{sr,T} = 258 \text{ N/mm}^2$) bzw. beim Fließbeginn der Bewehrung

5 Tragverhalten und Rissbildung bei fugenlosen Kaianlagen

5.1 Anwendungsbeispiel: Predöhlkai Hamburg

In den Kapiteln 3 und 4 wird das Tragverhalten und die Rissbildung bei schlanken und massigen Bauteilen aus Stahlbeton diskutiert. Die dabei entwickelten Modelle können für die Behandlung baupraktischer Fragestellungen in beliebigen Finite-Elemente-Programmen verwendet werden. Im Folgenden soll das Vorgehen hierzu anhand der Berechnung eines fugenlosen Kaimauerüberbaues aus Stahlbeton veranschaulicht werden (Wasner und Sigrist, 2011). Als Referenz dient der Kaimauerquerschnitt von der Erweiterung des zweiten Liegeplatzes am *Predöhlkai* im Hamburger Hafen (Bild 5.1).

Der *Predöhlkai* begrenzt den *Waltershof* an der südwestlichen Seite und ist Teil des von EUROGATE betriebenen *Containerterminals Hamburg* (CTH, Bild 5.2). Die gegenüberliegende Seite des Hafenbeckens bildet der ebenfalls im Ausbau befindliche *Burchardkai*. In den Jahren 2003 bis 2009 wurden die vorhandenen Liegeplätze 1 bis 4



Bild 5.1: Neubau des zweiten Liegeplatzes am *Predöhlkai* im Hamburger Hafen (Übersichtsplan)



Bild 5.2: *Containerterminal Hamburg* mit *Predöhlkai* nach der zweiten Ausbaustufe (© EUROGATE)

am *Predöhlkai* zur Schaffung von drei neuen leistungsfähigen Liegeplätzen für Großcontainerschiffe ausgebaut. Der neue *Liegeplatz 2* wurde in Verlängerung des ersten Bauabschnittes auf einer Gesamtlänge von ca. 390 m für eine Hafensohle von -16,70 m und eine spätere Vertiefung auf -18,80 m bezogen auf den mittleren Meeresspiegel erstellt.

Bild 5.3 zeigt den Querschnitt der neuen Kaimauer am *Predöhlkai*, welche im Abstand von 36,9 m vor die alte Kaikonstruktion vorge setzt wurde. Die Ausführung erfolgte in der „Neuen Hamburger Bauweise“ als Pfahlrostkonstruktion, bei der der Geländesprung von 22,5 m durch eine gemischte Stahlspundwand (Achse B) aus Tragbohlen mit Füllbohlen und rückwärtigen Klappankern gesichert wird. Zur Tiefgründung der Überbauplatte sind drei Reihen Ort betonrammpfähle (Achsen C bis E) angeordnet, die mittels in die Kaiplatte integrierter Pfahlkopfbalken an den Überbau angeschlossen sind. Die Reibepfahlreihe (Achse A) dient als Kolk schutz und zur Sicherung der Kaikante sowie zur Gründung des durch die wasserseitige Kranbahn belasteten Kaimauerkopfes. Der landseitige Kranbahn balken wurde fugenlos und getrennt von der eigentlichen Kaikonstruktion auf einem separaten Pfahlbocksystem errichtet.

Zur Reduzierung des Erd- und Wasserdruckes sowie zum Abbau der Wellenenergie wurden im oberen Bereich der gemischten Spundwand die Füllbohlen herausgeschnitten, so dass sich unterhalb der Überbauplatte eine Wellenkammer mit natürlicher Böschung ausbilden konnte. Um ein weites Ausspülen zu verhindern, wurde landseitig am Ende der Überbauplatte eine Spundwandschürze angeordnet.

Die Herstellung der drei neuen Liegeplätze erfolgte jeweils in Wasserbauweise. Dabei wurden zunächst die Tragbohlen von einer Hubinsel aus in den Baugrund eingetrieben und anschließend die Füllbohlen gerammt. Zur Verankerung der Kaimauer wurden Klappanker über Rundbolzen an die Tragbohlen angeschlossen, auf die vorhandene Hafensohle abgelassen und an den Ankertafeln zur Lagesicherheit eingerüttelt. Anschließend wurde die Kaimauer mit Sand hinterfüllt, so dass die Ort betonrammpfähle und die Reibepfähle von der neuen Arbeitsebene aus eingebracht werden konnten.

Der Stahlbetonüberbau wurde blockweise in Abschnitten von ca. 30 m hergestellt. Tabelle 5.1 gibt einen Überblick über die Dimensionen des Querschnittes und die vorhandenen Bewehrungsmengen. Die Stabdurchmesser und -abstände konnten den Bewehrungsplänen entnommen werden. Sie wurden für die Modellbildung vereinheitlicht und in einer oberen und einer unteren Bewehrungslage zusammengefasst. Im Integral entsprechen die Angaben der tatsächlich eingelegten Bewehrung im jeweiligen Querschnittsteil. Um spätere Berechnungen mit unterschiedlichen Parametern besser

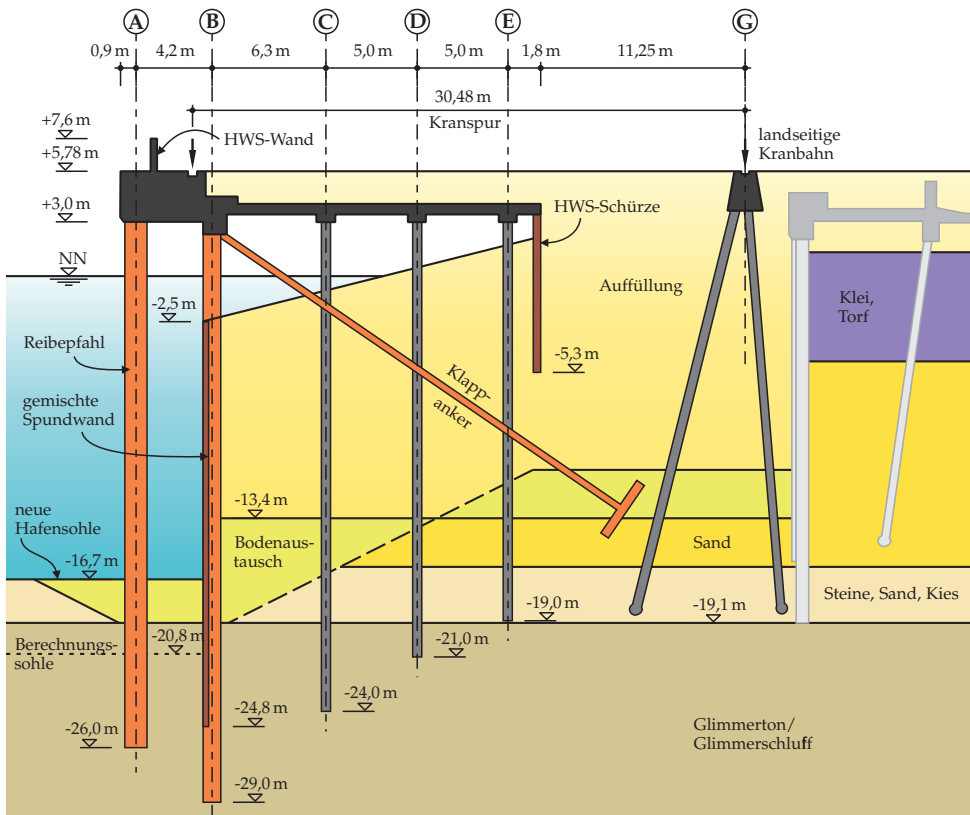


Bild 5.3: Querschnitt der Kaikonstruktion am *Predöhlkai – Liegeplatz 2*: neue Kaianlage als „vorgeschulte Lösung“ vor den bestehenden Liegeplätzen (© Arge Züblin / Aarsleff)

vergleichen zu können, ist in der Spalte *Gesamtquerschnitt* die Bewehrungsmenge als Summe über den Querschnitt in Tonnen Stahl pro Meter Kailänge angegeben.

Es ist davon auszugehen, dass bei zukünftigen Hafenbauprojekten in Hamburg nicht nur der landseitige Kranbahnbalken, sondern der gesamte Kaimauerüberbau ohne Dehnfugen ausgeführt wird. Hierdurch werden das Tragverhalten und die Dauerhaftigkeit der Kaikonstruktion verbessert sowie der Unterhaltungsaufwand in der Nutzungsphase reduziert. Zur Bewertung der Beständigkeit des Überbaues gegenüber chemischen Angriffen aus Tausalz und Meer- oder Brackwasser wird im Stahlbetonbau üblicherweise die an der Bauteiloberfläche sichtbare Rissbreite herangezogen. Diese soll im Hafenbau auf Werte kleiner als 0,25 mm begrenzt werden, um die Selbstheilung der Risse im Beton zu ermöglichen. In Verbindung mit einer großen Betonüberdeckung von $c = 55 \text{ mm}$ kann so der Korrosion der Bewehrung vorgebeugt werden.

Tabelle 5.1: Geometrie und Kennwerte des in Blöcken von ca. 30 m hergestellten Stahlbetonüberbaues am *Predöhlkai* nach Querschnittsteilen

| | Kaimauer- kopf | Balken in Achse B | Balken in den Achsen C bis E | Platten- streifen | Gesamt- querschnitt |
|--------------------|-------------------|----------------------|---------------------------------|----------------------|------------------------|
| Abmessungen | | | | | |
| Höhe | 2,8 m | 1,4 m | 1,0 m | 0,6 m | 26,3 m ² |
| Breite | 4,6 m | 1,3 m | je 1,0 m | insg. 14,3 m | |
| Beton | | | | | |
| Festigkeitsklasse | C30/37 | C30/37 | C25/30 | C25/30 | <i>c</i> = 55 mm |
| Betonüberdeckung | | | | | |
| Bewehrung | | | | | |
| oben | ∅25 – 145 | ∅20 – 120 | ∅25 – 120 | ∅12 – 150 | 0,60 t/m |
| unten | ∅20 – 120 | ∅16 – 140 | ∅25 – 150 | ∅12 – 150 | |

Eine wichtige Rolle bei der Herstellung dauerhafter Stahlbetonstrukturen spielt auch die Betonrezeptur, d. h. die Wahl der einzelnen Bestandteile des Frischbetons. Auf diese soll hier nicht detailliert eingegangen werden, weil die genaue Rezeptur zur Untersuchung des Tragverhaltens der fugenlosen Kaianlage unter Betriebslasten, also bei einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang, von untergeordneter Bedeutung ist. Sie wird bei Hafengebäuden insbesondere für einen hohen Widerstand gegenüber chemischen Angriffen ausgelegt. Darüber hinaus wird insbesondere bei massigen Bauteilen die Betonrezeptur so gewählt, dass die Wärmeentwicklung während der Hydratation sowie das Frühschwindmaß möglichst gering gehalten werden, weil diese maßgeblich für die initiale Rissbildung verantwortlich sind (vgl. Abschnitt 2.2.2).

5.2 Modellbildung

5.2.1 FE-Modell des Kaimauerüberbaues

Der Kaimauerüberbau aus Stahlbeton wird als ebenes dreidimensionales Schalentragerwerk modelliert, um sowohl die Scheibentragwirkung (Beanspruchung in der Elementebene) als auch die Plattentragwirkung (Beanspruchung senkrecht zur Elementebene) abbilden zu können. Für die Berechnungen wird die kommerzielle Finite-Elemente-Software Abaqus (2010) in der Programmversion 6.10 mit dem iterativen Gleichungslöser Abaqus/Standard verwendet.

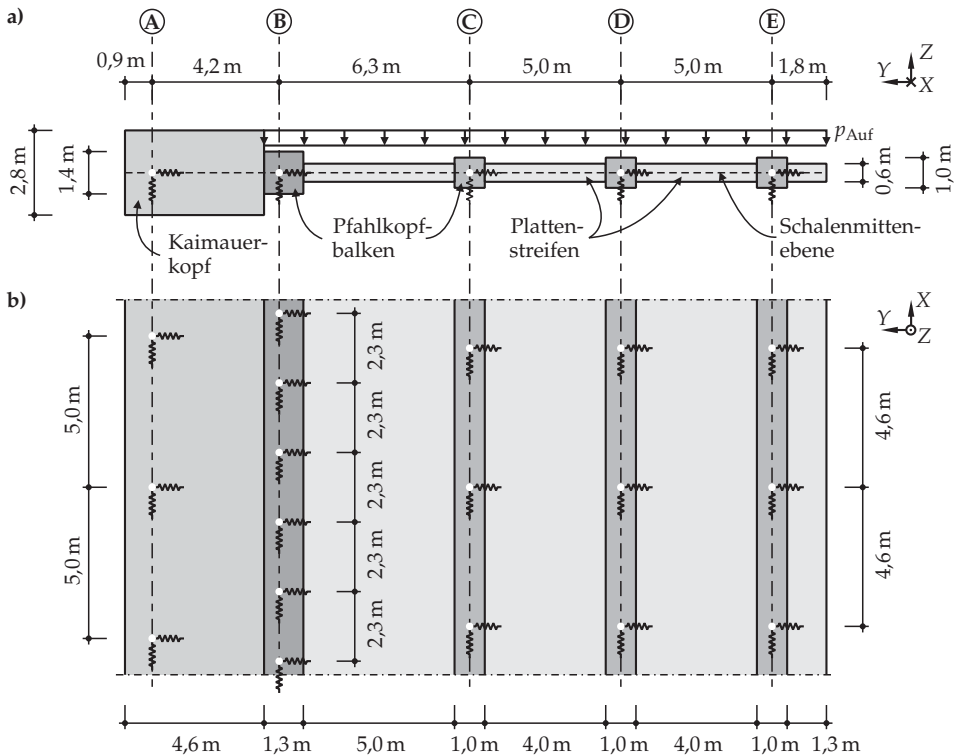


Bild 5.4: FE-Modell des Kaimauerüberbaues: **a)** Querschnitt mit abschnittsweise variabler Schalendicke; **b)** Grundriss (Ausschnitt) und Anordnung der elastischen Stützpunkte

Das Modell des Kaimauerüberbaues wird entsprechend der unterschiedlichen Bauteildicken in die Abschnitte *Kaimauerkopf*, *Balken in Achse B*, *Balken in den Achsen C bis E* und *Plattenstreifen* unterteilt (Bild 5.4). Diese werden nach der Vernetzung durch viereckige 8-Knotenelemente mit reduziertem Integrationsansatz (S8R, sog. dicke Schalenelemente mit endlicher Schubsteifigkeit) repräsentiert. Die Kraft- und Verformungsgrößen der Elemente sind über die Baustoffbeziehungen für die jeweiligen Betonquerschnitte verknüpft (Tabelle 5.2). Die Bewehrung wird mittels einer fiktiven Bewehrungslage im starren Verbund (*REBAR LAYER) berücksichtigt. Dies bewirkt eine Erhöhung der Biege- und Dehnsteifigkeiten (EI und EA) der einzelnen Querschnittsteile.

Die nichtlinearen Baustoffbeziehungen des Betons und des Bewehrungsstahles werden als Spannungs-Dehnungs-Beziehungen vorgegeben. Für Beton im Druckbereich ist diese parabelförmig und wird durch die Gleichungen (3-5) und (3-7) bestimmt (vgl. Abschnitt 3.2.2). Im Zugbereich verhält sich der Beton linear elastisch bis zum

Erreichen der Zugfestigkeit, gefolgt von einer sukzessiven Entfestigung (verschmierte Rissbildung). Die zugehörige Tension-Stiffening-Formulierung wird mithilfe des hier entwickelten *Zuggurtmodells für massive Bauteile* (ZGMmB) definiert. Dabei wird unterstellt, dass die Hauptbeanspruchung im Kaimauerüberbau durch den zentrischen Zwang hervorgerufen wird, so dass in den jeweiligen Querschnittsteilen in Längsrichtung (globale X-Richtung) die Mindestbewehrung nach Gleichung (4-91) für die Ermittlung der nichtlinearen Baustoffbeziehungen maßgebend ist.

In Querrichtung (globale Y-Richtung) ist die Zwangbeanspruchung als gering einzuschätzen, so dass hier die maßgebliche Beanspruchung aus dem Abtragen und Weiterführen der vertikalen Einwirkungen bis zur Pfahlgründung resultiert. Daher werden hier die Stabdurchmesser und -abstände den vorliegenden Bewehrungsplänen vom *Predöhlkai – Liegeplatz 2* entnommen. Gleiches gilt für die Längsbewehrung der Pfahlkopfbalken in den Achsen C bis E, weil hier die nach statischer Berechnung erforderliche Bewehrungsmenge größer ist als die Mindestbewehrung. Tabelle 5.2 gibt eine Übersicht über die im FE-Modell angesetzten Baustoffkenngrößen und Bewehrungsgehalte.

Tabelle 5.2: Im Modell verwendete Baustoffkenngrößen und Bewehrungsgehalte

| | Kaimauer- kopf | Balken in Achse B | Balken in den Achsen C bis E | Platten- streifen | Gesamt- querschnitt |
|--------------------------------------|-------------------|----------------------|---------------------------------|----------------------|------------------------|
| Beton | | | | | |
| f_c (in N/mm ²) | 38 | 38 | 33 | 33 | |
| E_c (in N/mm ²) | 29 700 | 29 700 | 28 000 | 28 000 | |
| f_{ct} (in N/mm ²) | 2,9 | 2,9 | 2,6 | 2,6 | |
| k | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,6 | |
| $f_{ct,eff}$ (in N/mm ²) | 1,45 | 1,45 | 1,30 | 1,55 | |
| Bewehrungsstahl | | | | | |
| f_y (in N/mm ²) | | | | | 500 |
| E_s (in N/mm ²) | | | | | 200 000 |
| Längsbewehrung | | | | | |
| oben | ∅25 – 115 | ∅20 – 120 | ∅25 – 120 | ∅12 – 90 | 0,81 t/m |
| unten | ∅25 – 115 | ∅16 – 95 | ∅25 – 150 | ∅12 – 90 | |

5.2.2 Boden-Bauwerk-Interaktion

Eine äußere Zwangbeanspruchung tritt immer dann auf, wenn eine dem Tragwerk aufgezwungene Verformung aufgrund einer statisch überbestimmten Lagerung be-

hindert wird. Für die Beurteilung der Zwangsschnittgrößen ist es daher erforderlich, nicht nur die Einwirkungen zu kennen, sondern auch die Festhaltungen möglichst realistisch abbilden zu können. Bei den Kaimonstruktionen der „Neuen Hamburger Bauweise“ kann der Stahlbetonüberbau als allein auf den Pfählen gebettet betrachtet werden. Diese sind wiederum in den Baugrund eingebunden und verhindern so aufgrund ihrer Biege- und Dehnsteifigkeit eine freie Verformung des Überbaues in horizontaler bzw. in vertikaler Richtung. Dabei ist die Biegesteifigkeit der Pfähle im Vergleich zur axialen Tragfähigkeit als sehr gering einzuschätzen, jedoch wirken in Längsrichtung die vielen „in Reihe“ stehenden Einzelpfähle als Pfahlgruppen. Sie bilden so eine kontinuierliche horizontale Bettung für den Überbau und behindern dessen axiale Verformung. In Querrichtung sind hingegen geneigte Klappanker erforderlich, um die Lagestabilität der Kaimauer zu gewährleisten.

Um den Einfluss der Pfahlbettung auf die Zwangbeanspruchung zu untersuchen, müssen der Überbau, die Pfähle und der Bodenkörper und ihre gegenseitige Wechselwirkung betrachtet werden. Aufgrund des nichtlinearen Baustoffverhaltens aller drei Bauwerksteile und der Kontaktbedingungen zwischen diesen, wird das Gesamtmodell sehr umfangreich und hochgradig komplex. Für die Berechnung des Überbaues muss das Modell daher auf die relevanten Tragwerksteile reduziert werden.

Als erste Vereinfachung kann auf die explizite Modellierung des Baugrundes mit Volumenelementen verzichtet werden. Das Tragwerk aus Pfählen und Überbau wird mit Strukturelementen abgebildet. Dabei werden die Pfähle als Biegestäbe modelliert, deren Bettung im Baugrund mittels seitlicher, segmentweise über die Tiefe angeordnete Federn erfasst wird. Dies kann beispielsweise mit dem klassischen Bettungsmodulverfahren geschehen. Werden die Federkennlinien mit der p - y -Methode bestimmt, können sogar das nichtlineare Baustoffverhalten des Bodens und die räumliche Spannungsausbreitung berücksichtigt werden (Wiemann et al., 2004).

Um den Modellierungs- und Berechnungsaufwand des fugenlosen Kaimauerüberbaues möglichst gering zu halten, wird die Bettung auf dem Pfahlrost durch elastische Normalkraftfedern in den drei Raumrichtungen ersetzt. Für die axiale Pfahlbeanspruchung wird angenommen, dass die Pfähle am Fußpunkt starr gelagert sind und sich jeweils nur entsprechend ihrer Dehnsteifigkeit EA_{Pfahl} elastisch verformen. Die Steifigkeit C_Z der Vertikalfedern kann folglich mit

$$C_Z = \frac{EA_{\text{Pfahl}}}{L_{\text{Pfahl}}} \quad (5-1)$$

berechnet werden, worin L_{Pfahl} die gesamte Pfahllänge vom Kopf- bis zum Fußpunkt bezeichnet. Alternativ können nichtlineare Federn über die Widerstands-Setzungs-Linien der Pfähle ermittelt und im FE-Modell angesetzt werden.

Für die Berechnung der zentrischen Zwangbeanspruchung des Stahlbetonüberbaues ist insbesondere der Widerstand der Pfähle gegenüber einer horizontalen Kopfpunktverschiebung von Bedeutung (Bild 5.5a). Dieser kann mithilfe des Bettungsmodulverfahrens nach Titze (1970) abgeschätzt werden. Hierbei muss zwischen biegeweichen Pfählen und starren Pfählen unterschieden werden. Während sich letztere in Richtung einer horizontal angreifenden Last im Baugrund verdrehen, kann bei den biegeweichen Pfählen davon ausgegangen werden, dass der Einfluss einer am Pfahlkopf angreifenden Horizontallast bis zum Pfahlfuß abgeklungen ist. Die Biegelinie eines solchen Pfahles beschreibt die Form einer stark gedämpften Schwingung, so dass der Pfahlfuß weder Verschiebungen noch Verdrehungen erfährt (Bild 5.5b) und der Pfahl als unendlich lang betrachtet werden kann.

Die Abgrenzung zwischen starren und biegeweichen Pfählen erfolgt über die Schlankheit $\lambda_{\text{Pfahl}} = L/L_0$, wobei L die Einbindelänge des Pfahles in den Baugrund bezeichnet. Die elastische Länge L_0 des Pfahles ist abhängig von der Pfahlsteifigkeit EI_{Pfahl} sowie von der Steifigkeit des umgebenden Bodens. Letztere wird mithilfe des Bettungsmoduls k_s beschrieben und sollte nach Möglichkeit an horizontalen Pfahlprobelastungen quantifiziert werden. Je nach Art und Beschaffenheit des anstehenden Baugrundes wird der Bettungsmodul als konstant oder als mit der Tiefe anwachsend angesetzt. Für Pfähle in Sand kann mit Gleichung (5-2) ein linear mit der Tiefe z zunehmender Bettungsmodul ermittelt werden:

$$k_s(z) = k_R \frac{z}{D_s} . \quad (5-2)$$

Hierin sind D_s der Pfahldurchmesser und k_R ein empirischer Hilfswert, der für die locker bis mitteldicht gelagerten Sande im Bereich der eingespülten Hinterfüllung der Kaimauer zu $k_R = 4,0 \text{ MN/m}^3$ angenommen wird. Die elastische Länge ergibt sich schließlich zu

$$L_0 = \sqrt[5]{\frac{EI_{\text{Pfahl}}}{k_R}} . \quad (5-3)$$

Pfähle, deren Einbindelänge größer als die fünffache elastische Länge ist ($\lambda_{\text{Pfahl}} > 5$), werden als schlank und biegeweich bezeichnet. Für $\lambda_{\text{Pfahl}} \leq 1$ spricht man von kurzen starren und im Übergangsbereich ($1 < \lambda_{\text{Pfahl}} \leq 5$) von gedrungenen Pfählen.

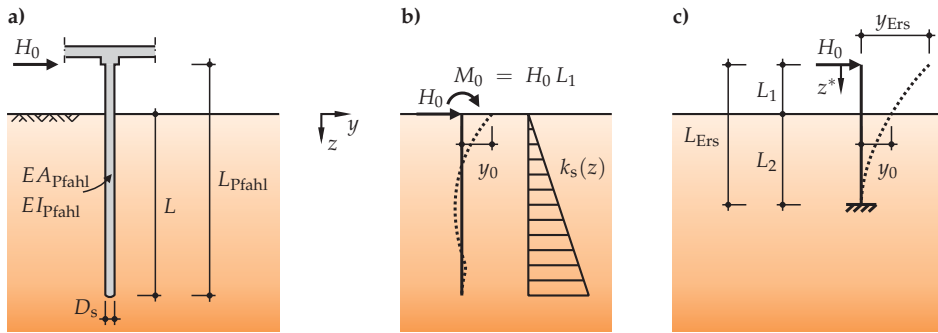


Bild 5.5: Ermittlung der Ersatzfedersteifigkeit zur Berücksichtigung der Pfahlbettung: **a)** Gründungs pfahl unterhalb der Überbauplatte mit horizontaler Einheitslast H_0 ; **b)** Ersatzsystem zur Ermittlung der Pfahlverschiebung y_0 an der GOK bei linear anwachsendem Bettungsmodul k_s ; **c)** am Fußpunkt eingespannter Ersatzpfahl mit identischer Verschiebung y_0 auf Höhe der GOK

Die Schlankheiten der Ort betonrammpfähle unterhalb der Überbauplatte sind größer als $\lambda_{\text{Pfahl}} = 5$, so dass diese als in den Baugrund eingespannt angenommen werden können. Die zugehörige Verankerungstiefe L_2 ergibt sich aus der Forderung, dass die Pfahlverformung y_0 auf Höhe der Baugrundoberfläche genau so groß sein soll wie die Pfahlkopfverschiebung nach dem Bettungsmodulverfahren (Bild 5.5b). Nach Titze (1970) erhält man y_0 durch Überlagerung der Beanspruchung aus der Einheitslast H_0 und dem daraus resultierenden Moment $M_0 = H_0 L_1$ unter Ansatz der Beiwerte für schlanke Pfähle:

$$y_0 = \frac{H_0}{k_R L_0^2} \left(2,43 + 1,62 \frac{L_1}{L_0} \right). \quad (5-4)$$

Aus der Biegelinie des eingespannten Pfahles mit der Ersatzlänge L_{Ers} ergibt sich für die Verschiebung an der Baugrundoberfläche die Beziehung

$$y(z^*=L_1) = \frac{H_0}{E I_{\text{Pfahl}}} \left(\frac{L_1^3}{6} - L_1 \frac{L_{\text{Ers}}^2}{2} + \frac{L_{\text{Ers}}^3}{3} \right), \quad (5-5)$$

über die durch Gleichsetzen mit Gleichung (5-4) die Ersatzlänge L_{Ers} iterativ berechnet werden kann. Die Verankerungstiefe L_2 des Ersatzpfahles entspricht dabei in etwa der doppelten elastischen Länge, so dass

$$L_{\text{Ers}} \approx 2 L_0 + L_1 \quad (5-6)$$

in erster Näherung für die Lösung herangezogen werden kann.

Über die Ersatzlänge kann schließlich die Steifigkeit C_Y der Horizontalfeder für den am Pfahlkopfbalken gelenkig angeschlossenen Pfahl aus der Beziehung

$$C_Y = \frac{3EI_{\text{Pfahl}}}{L_{\text{Ers}}^3} = \frac{H_0}{y_{\text{Ers}}} \quad (5-7)$$

ermittelt werden.

Analoges Vorgehen liefert die horizontalen Federsteifigkeiten C_X in Längsrichtung, sowohl für die Ortbetonrampfpfähle als auch für die Tragbohlen als Teil der gemischten Spundwand. Die Reibepfähle weisen aufgrund der vergleichsweise geringen Einbindelänge nur eine Schlankheit von $\lambda_{\text{Pfahl}} \approx 2$ auf und müssen demnach als gedrungene Pfähle betrachtet werden. Vereinfachend wird hier angenommen, dass die Einspannung direkt am Pfahlfuß erfolgt, so dass $L_{\text{Ers}} = L_{\text{Pfahl}}$ gilt. Damit wird die horizontale Bettungssteifigkeit der Reibepfähle zwar leicht überschätzt, angesichts der im Vergleich zu den anderen Pfählen sehr kleinen Federsteifigkeit ist die Auswirkung auf die Berechnung des Überbaues jedoch gering.

Die Unverschieblichkeit der Kaimauer in Richtung des Hafenbeckens wird durch die geneigten Klappanker sichergestellt. Durch sie werden die abtreibenden Horizontalkräfte aus Erd- und Wasserüberdruck, aber auch quergerichtete Lasten aus dem Terminalbetrieb im Baugrund rückverankert. Die Klappanker werden dabei vornehmlich axial beansprucht, so dass für sie unter Berücksichtigung ihrer Neigung ($\alpha = 34,6^\circ$) eine horizontale Ersatzfeder mit der Steifigkeit

$$C_{Y,B} = \frac{EA_{\text{Klappanker}}}{L_{\text{Klappanker}}} \cos \alpha \quad (5-8)$$

bei den Lagerpunkten in Achse B angesetzt wird. Die hieraus resultierende Federsteifigkeit ist so groß, dass eine zusätzliche Bettung durch die Tragbohlen in Querrichtung vernachlässigt werden kann. Im oberen Teil von Tabelle 5.3 sind die so ermittelten Ersatzfedersteifigkeiten zusammengefasst.

Bei den bisherigen Betrachtungen wurde stillschweigend angenommen, dass die Pfähle mit dem Kaimauerüberbau gelenkig verbunden sind. Dies ist in der Realität nicht der Fall, so dass die berechneten Federsteifigkeiten einen unteren Grenzwert für die Bettung des Überbaues auf dem Pfahlrost darstellen und diese im Folgenden als *weiche Lagerung* bezeichnet wird. Tatsächlich entsteht durch die monolithische Verbindung der Pfähle mit dem Überbau eine Teileinspannung. Für die zu Vergleichszwecken eingeführte *steife Lagerung* wird angenommen, dass die Pfähle voll eingespannt

sind und sich deren horizontale Federsteifigkeiten entsprechend Gleichung (5-7) aus der Beziehung

$$C_{X,Y} = \frac{12 EI_{\text{Pfahl}}}{L_{\text{Ers}}^3} \quad (5-9)$$

ableiten lassen. Dies stellt einen oberen Grenzwert für die Bettung dar, der viermal größer ist als der untere Grenzwert. Durch den Vergleich der Berechnungsergebnisse bei *weicher* bzw. *steifer Lagerung* wird später der Einfluss der Boden-Bauwerk-Interaktion auf das globale Tragverhalten veranschaulicht.

5.2.3 Einwirkungen auf die Kaianlage

Ziel dieser Untersuchung ist die Beurteilung der Rissbildung einer fugenlosen Kaimauer unter der kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang. Die Lastbeanspruchung ergibt sich zunächst aus den ständigen Einwirkungen, also dem Eigengewicht des Stahlbetonüberbaues und dem Gewicht der Bodenauffüllung oberhalb der Überbauplatte. Das Eigengewicht wird im Modell direkt über die Höhe der einzelnen Querschnittsteile ermittelt, wobei für Stahlbeton ein Raumgewicht (Wichte) von $\gamma_{\text{Beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$ angesetzt wird. Die Auffüllung hat im Mittel eine Mächtigkeit von 1,8m und wird im Modell durch eine Flächenlast von $p_{\text{Auf}} = 32,4 \text{ kN/m}^2$ im Bereich der Überbauplatte ersetzt (die Bodenwichte beträgt $\gamma_{\text{Boden}} = 18 \text{ kN/m}^3$). Eine differenzierte Betrachtung der Oberflächenbefestigung in diesem Bereich wird nicht vorgenommen, da hierdurch keine signifikante Änderung der Einwirkung zu erwarten ist.

Tabelle 5.3: Im Modell angesetzte horizontale (C_X, C_Y) und vertikale (C_Z) Federsteifigkeiten (in MN/m) zur Berücksichtigung der Bettung des Kaimauerüberbaues auf dem Pfahlrost

| Pfahlachse | A | B | C | D | E |
|------------------------|-----|------|-----|-----|-----|
| weiche Lagerung | | | | | |
| C_X | 0,3 | 3,6 | 0,6 | 1,1 | 1,9 |
| C_Y | 0,3 | 93,2 | 0,6 | 1,1 | 1,9 |
| C_Z | 432 | 458 | 241 | 272 | 296 |
| steife Lagerung | | | | | |
| C_X | 1,1 | 14,4 | 2,6 | 4,2 | 7,8 |
| C_Y | 1,1 | 93,2 | 2,6 | 4,2 | 7,8 |
| C_Z | 432 | 458 | 241 | 272 | 296 |

Nach dem Aufbringen der ständigen Lasten wird in einem weiteren Lastschritt die zu überlagernde Zwangbeanspruchung initialisiert. Ausgehend von einer homogenen Bauwerkstemperatur von 15 °C erfolgt eine Abkühlung nach der im Abschnitt 3.6.3 erläuterten Modellvorstellung. Die einzelnen Querschnittsteile werden dabei nach ihrer Exposition zu direkter Sonneneinstrahlung und zur Umgebungsluft den entsprechenden Bereichen im Bild 3.11 zugeordnet. Daraus ergeben sich dann, in Abhängigkeit von der Bauteilhöhe, die charakteristischen Temperaturprofile mit konstanten, linearen und nichtlinearen Anteilen (siehe Anhang A), die im Modell als Einwirkung angesetzt werden.

Da die Temperatureinwirkungen zeitlich veränderlich sind, müssen zusätzlich die für die Bemessung charakteristischen Werte festgelegt werden. In der Regel werden diese so gewählt, dass sie während eines Jahres mit einer Wahrscheinlichkeit von 2% bzw. in fünfzig Jahren im Mittel einmal überschritten werden. Weiterhin sind die Auftretenswahrscheinlichkeiten der konstanten, linearen und nichtlinearen Temperaturanteile in ihrer Kombination von Interesse. So ergeben die Untersuchungen von Aberspach (2010), dass für eine auf dem Baugrund gebettete Stahlbetonplatte (Bereich A im Bild 3.11) der maximale konstante Temperaturanteil nahezu gleichzeitig mit dem minimalen linearen Temperaturanteil auftreten kann. Dies ist beispielsweise der Fall, wenn sich nach einer längeren Phase mit hoher Lufttemperatur die Kerntemperatur im Bauteil angeglichen hat und im Anschluss eine rasche Abkühlung erfolgt. In umgekehrter Weise treffen niedriger konstanter Temperaturanteil und positiver linearer Temperaturanteil mit nahezu maximaler Größe aufeinander, wenn nach einer langen Kälteperiode das Bauteil durch Sonneneinstrahlung von der Oberfläche her erwärmt wird. Dieses Prinzip ist auf den hier betrachteten Kaimauerüberbau am *Predöhlkai* direkt übertragbar.

Die Überbauplatte ist von einer 1,8 m mächtigen Sandschicht bedeckt (Bereich D), die einerseits eine solare Erwärmung verhindert und andererseits vor einer schnellen Abkühlung bei fallender Lufttemperatur schützt. Auf der Unterseite ist sie direkt der Umgebungsluft ausgesetzt, was im letzteren Fall zu einem großen Temperaturgradienten in der Überbauplatte führt. Ein hoher konstanter Temperaturanteil muss folglich mit einem positiven linearen Temperaturanteil kombiniert werden, während ein niedriger konstanter Temperaturanteil mit einem negativen linearen Temperaturanteil zu kombinieren ist. Die letztgenannte Kombination ist in dieser Berechnung von vordergründigem Interesse, weil ein minimaler konstanter Temperaturanteil ϑ_{konst} über den Ausdehnungskoeffizienten $\alpha_T \approx 1,2 \cdot 10^{-5} 1/\text{K}$ mit einer erheblichen Bauteilverkürzung einhergeht. Aufgrund der horizontalen Pfahlbettung wird diese behindert,

so dass als Folge mit maximalen zentrischen Zwangzugspannungen zu rechnen ist. Mit der Annahme, dass die Extremalwerte der Anteile nicht gleichzeitig auftreten, wird beim linearen Temperaturanteil der 5%-Quantilwert $\vartheta_{\text{lin},0,05}$ angesetzt.

Der Kaimauerkopf ist dem Bereich F im Bild 3.11 zuzuordnen. Er ist oben und an der Stirnseite direkt der Sonneneinstrahlung ausgesetzt, während an der Unterseite lediglich ein Wärmeaustausch mit der Umgebungsluft über Konvektion stattfindet. Durch den Temperaturgradienten zur Stirnseite entsteht auch ein linearer Temperaturanteil in horizontaler Richtung und folglich ein dreidimensionales Temperaturfeld. Aufgrund des Größenverhältnisses aus Breite und Höhe $b/h = 4,6\text{m}/2,8\text{m}$ kann dies in erster Näherung vernachlässigt werden. Die Kombination des konstanten mit dem linearen Temperaturanteil erfolgt in gleicher Weise wie bei der Überbauplatte. Hieraus ergibt sich die in Tabelle 5.4 dargestellte Temperatureinwirkung. Vereinfachend wird im Modell für alle Querschnittsteile des Kaimauerüberbaues eine einheitliche Abkühlung auf $\vartheta_{\text{konst}} = -14^\circ\text{C}$ angesetzt.

Tabelle 5.4: Temperaturanteile der einzelnen Querschnittsteile des Kaimauerüberbaues

| | Kaimauer- kopf | Balken in Achse B | Balken in den Achsen C bis E | Platten- streifen |
|--|-------------------|----------------------|---------------------------------|----------------------|
| Temperaturanteil | | | | |
| konstant: ϑ_{konst} (in $^\circ\text{C}$) | -14 | -10 | -12 | -14 |
| linear: $\vartheta_{\text{lin},0,05}$ (in $^\circ\text{C}$) | -5 | -5 | -5 | -5 |

Die nichtlinearen Anteile in den Temperaturprofilen erzeugen Eigenspannungen, die über den jeweiligen Querschnitt mit sich selbst im Gleichgewicht stehen. Sie sollen zunächst unberücksichtigt bleiben. Die herstellungsbedingten Eigenspannungszustände und die hierdurch hervorgerufene initiale Rissbildung finden über die Reduzierung der wirksamen Betonzugfestigkeit Eingang in die Berechnung. Zusätzliche Einwirkungen, wie beispielsweise vertikale und horizontale Kräfte am Kaimauerkopf aus Anlegedruck und Pollerzug (Resultierende des Trossenzuges eines Schiffes bei Tidenhub), können bei dem Modell ebenfalls angesetzt werden, sind aber nicht Gegenstand dieser Untersuchung.

5.3 Auswertung der Ergebnisse

5.3.1 Rissbreiten

Im Bild 5.6 ist die Entwicklung der Risse an der Ober- und Unterseite des Stahlbetonüberbaues dargestellt. Die Untersuchung zeigt, dass bei der kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang die größten Rissbreiten in Längsrichtung auftreten (Risse verlaufen in Y -Richtung, „Messen“ der Rissbreite in X -Richtung). Während bei reiner Biegebeanspruchung (nur Lasteinwirkung, keine Temperaturdehnung) die Unterseite des Stahlbetonüberbaues quasi rissfrei bleibt, treten bei den Pfahlkopfbalken in den Achsen C bis E oberhalb der Stützpunkte erste Biegerisse mit geringer Rissbreite auf (nicht dargestellt; $\max w_{cr,XO} \approx 0,05$ mm). Die anschließend durch die Bauwerkskontraktion infolge des Temperaturabfalles verursachte zentrische Zwangbeanspruchung wird durch eine erhebliche Rissbildung im gesamten Überbau erkennbar. Die größten Rissbreiten ergeben sich in den Plattenstreifen. Aufgrund ihrer geringen Höhe und des kleinen Bewehrungsgehaltes entwickeln sich alle Einrisse zu Trennrissen ($a_{r,E} = 1$), so dass die Vorzüge der Sekundärrissbildung in massigen Bauteilen hier nicht zum Tragen kommen. Die Elementdehnung lokalisiert sich allein in Primärrissen und verursacht dadurch große Rissbreiten an der Ober- und Unterseite der Plattenstreifen. Besonders beansprucht sind die quer verlaufenden Stützstreifen zwischen den Lagerpunkten der Pfahlkopfbalken (Bild 5.6e). Hier treten Rissbreiten von $\max w_{cr,XO} = 0,24$ mm auf. Sie werden in den später folgenden Parameteruntersuchungen als Referenzgröße herangezogen und vereinfachend mit w_{cr} bezeichnet. Die in den Feldbereichen an der Unterseite berechnete Rissbreite liegt in derselben Größenordnung (Bild 5.6g; $\max w_{cr,Xu} = 0,23$ mm). Dies verdeutlicht, dass hier der zentrische Zwang die maßgebende Beanspruchung darstellt.

Obwohl die Biegebeanspruchung in den Pfahlkopfbalken erheblich höher ist als in den dazwischen liegenden Plattenstreifen, sind die hier berechneten Rissbreiten vergleichsweise klein ($w_{cr,XO} = 0,18$ mm). In diesen 1 m dicken Bauteilen liegen, auch aufgrund des hohen Bewehrungsgehaltes, bereits drei Risselemente zwischen zwei Trennrissen vor, so dass sich die Elementdehnung auf mehrere Risse verteilt. Die Rissbreiten im Kaimauerkopf werden maßgeblich durch die zentrische Zwangbeanspruchung verursacht und liegen zwischen 0,19 mm und 0,20 mm. Obwohl lediglich die erforderliche Mindestbewehrung in der Berechnung angesetzt wurde, liegen hier bei einem Trennrissabstand von ca. 3,3 m schon 17 Einrisselemente vor.

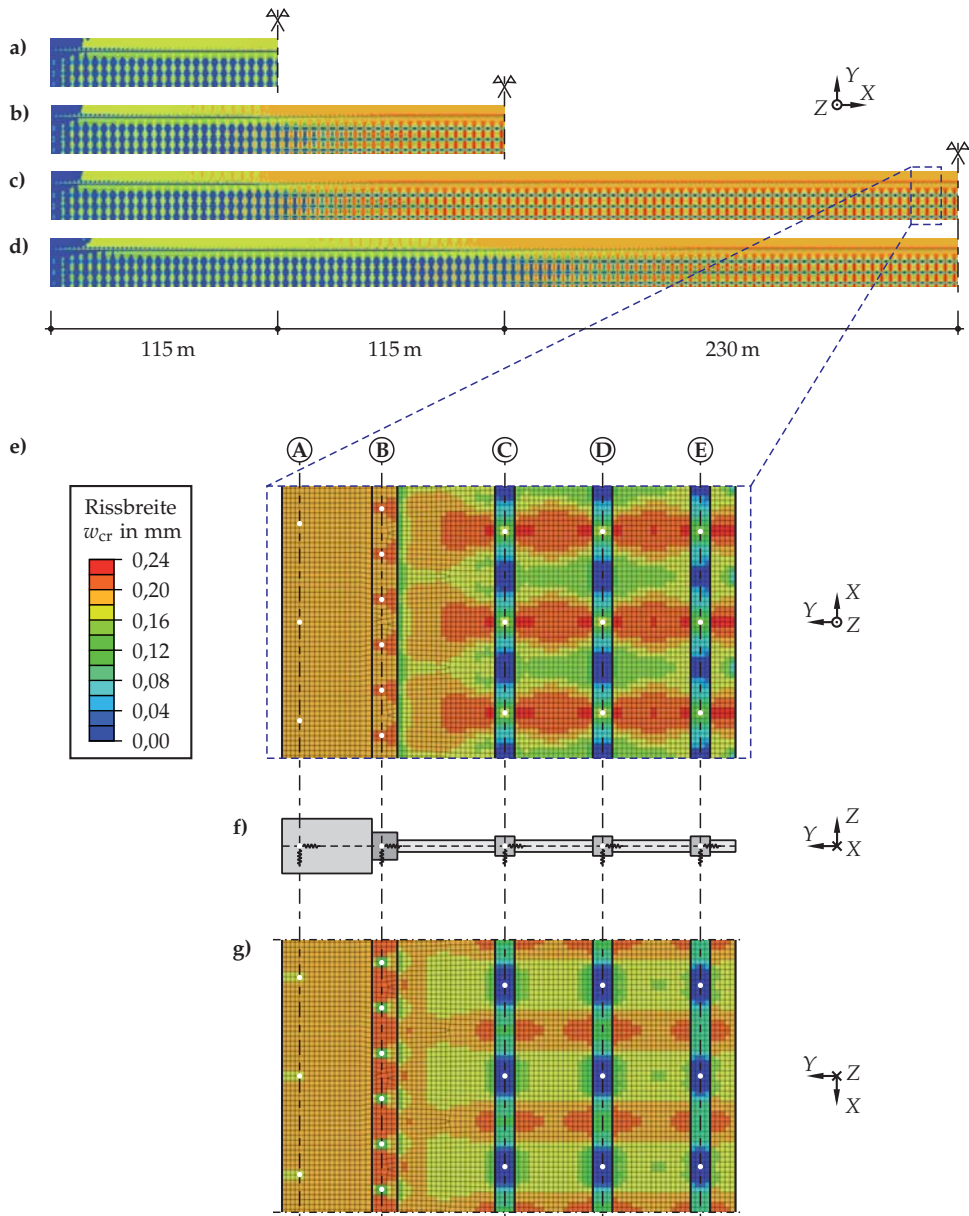


Bild 5.6: Rissbreite w_{cr} an der Oberseite des Stahlbetonüberbaues: **a) bis c)** Zwangaufbau bei Kailängen von 230 m, 460 m und 920 m mit biegesteifem Pfahlkopfanschluss (*steife Lagerung*); **d)** Vergleich des Zwangaufbaues bei *weicher Lagerung*; **e)** Rissbreite w_{cr,X_0} an der Oberseite eines Ausschnittes aus dem homogenen Kernbereich (maximale zentrische Zwangbeanspruchung); **f)** Modellquerschnitt; **g)** Rissbreite w_{cr,X_u} an der Unterseite

In Querrichtung treten aufgrund der vergleichsweise geringen Zwangbeanspruchung kleinere Rissbreiten auf (an der Oberseite: $\max w_{cr, \gamma_o} = 0,19$ mm, an der Unterseite: $\max w_{cr, \gamma_u} = 0,09$ mm). Sie unterscheiden sich kaum von denen bei reiner Biegebeanspruchung.

Für die im Modell angesetzte Einwirkungskombination aus Last und Zwang gelingt der Rissbreitennachweis durch direkte Berechnung. Unter der vorliegenden Beanspruchung treten keine Rissbreiten über 0,25 mm auf. Alternativ kann dieser Nachweis auch ohne direkte Berechnung über die Begrenzung der Stahlspannung und des Bewehrungsdurchmessers geführt werden. Die Vorgehensweise hierfür ist im Eurocode 2 (2011) beschrieben. Unter Berücksichtigung der effektiven Bauwerkszugfestigkeiten ergeben sich die in Tabelle 5.5 zusammengestellten Werte für die zulässige Stahlspannung und den Grenzdurchmesser je Querschnittsteil. Die Bewehrungsmenge zur Kontrolle der Rissbreiten beträgt für den gesamten Überbau 0,91 Tonnen Stahl pro laufendem Meter Kailänge und liegt damit um 50% höher als die nach Gleichung (4-91) erforderliche Mindestbewehrung aus dem *Zuggurtmodell für massige Bauteile*.

Bei den stark biegebeanspruchten Pfahlkopfbalken gelingt die Berechnung allein mit der für zentrischen Zwang ermittelten Mindestbewehrung nicht. Hier wird die tatsächlich am Predöhlkai vorhandene (statisch erforderliche) Biegebewehrung maßgebend, so dass sich die gesamte Längsbewehrungsmenge auf $0,99 \text{ t/m}$ erhöht. Sie liegt damit 22% über der im Modell angesetzten Bewehrungsmenge von $0,81 \text{ t/m}$ (vgl. Tabelle 5.2).

5.3.2 Einfluss der Bettung auf das globale Tragverhalten

In diesem Teil der Beispielrechnung wird die Interaktion des Stahlbetonüberbaues mit der Pfahlgründung und dem Baugrund untersucht. Hierbei steht der Zwangaufbau in fugenlosen Kaianlagen im Vordergrund. Um diesen zu beurteilen, wurden Modelle des Kaimauerüberbaues mit verschiedenen Längen (230 m, 460 m und 920 m) sowie unterschiedlicher Pfahlbettung (*steife Lagerung* und *weiche Lagerung*) erstellt und berechnet. Die Ergebnisse sind in den Bildern 5.6a bis 5.6d als Rissbreiten in Längsrichtung an der Bauteiloberseite jeweils am symmetrischen Halbsystem dargestellt.

Es zeigt sich, dass die Überbauten sehr langer fugenloser Kaianlagen entsprechend ihrer Zwangbeanspruchung in zwei Bereiche unterteilt werden können. Während sich von den frei verschieblichen Rändern ausgehend der zentrische Zwang durch die horizontale Pfahlbettung stetig aufbaut, ist nach einer bestimmten Einleitungslänge die

Tabelle 5.5: Erforderliche Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung nach Eurocode 2 (2011) im Vergleich zur Mindestbewehrung nach dem ZGMmB

| | Kaimauer- kopf | Balken in Achse B | Balken in den Achsen C bis E | Platten- streifen | Gesamt- querschnitt |
|---|-------------------|----------------------|---------------------------------|----------------------|------------------------|
| Stahlspannung und Grenzdurchmesser | | | | | |
| σ_s (in N/mm ²) | 290 | 310 | 260 | 240 | |
| d_s (in mm) | 25 | 17 | 16 | 14 | |
| Mindestbewehrung nach Eurocode 2 | | | | | |
| min ρ_0 (in %) | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,65 | |
| je Seite (in cm ² /m) | 41,8 | 27,9 | 25,0 | 19,5 | 0,91 t/m |
| Längsbewehrung für Biegung und Zwang | | | | | |
| oben | ∅25 – 115 | ∅16 – 70 | ∅25 – 120 | ∅14 – 75 | |
| unten | ∅25 – 115 | ∅16 – 70 | ∅25 – 150 | ∅14 – 75 | 0,99 t/m |
| Mindestbewehrung nach ZGMmB | | | | | |
| min ρ_0 (in %) | 0,29 | 0,29 | 0,26 | 0,32 | |
| je Seite (in cm ² /m) | 41,3 | 20,6 | 13,2 | 9,5 | 0,61 t/m |

größtmögliche Zwangbeanspruchung erreicht. Es bildet sich ein homogener Kernbereich unter vollem Zwang aus, der dadurch gekennzeichnet ist, dass sich die Pfahlkopfpunkte in Längsrichtung nicht verschieben und die Rissbreiten einheitlich groß sind. Die Verkürzung des Überbaues infolge der Abkühlung wird durch die beiderseitige Pfahlbettung verhindert. Die Rissbildung im Stahlbeton kompensiert die so aufgezwungene Verformung und bewirkt durch den Steifigkeitsabbau eine Reduzierung der Zwangskraft im Vergleich zum ungerissenen Stahlbetonüberbau.

Die für den Aufbau des vollen Zwanges erforderliche Einleitungslänge L_E hängt vom Verhältnis der Dehnsteifigkeit des Stahlbetonüberbaues und der Bettung durch die Pfähle und den Baugrund ab. Beim Beispielquerschnitt des *Predöhlkais* beträgt diese Länge unter Ansatz der steifen Bettung ca. 200 m. Bei fugenlosen Abschnitten, die kürzer sind als 400 m, muss folglich nicht mit der vollen Zwangbeanspruchung gerechnet werden. Der Ansatz einer viermal weicheren Pfahlbettung führt ungefähr zu einer Verdopplung der hierfür erforderlichen Einleitungslänge, so dass sich hier erst bei Kailängen größer als 800 m ein homogener Kernbereich ausbilden kann.

Selbstverständlich hat auch die absolute Größe der Zwangeinwirkung einen Einfluss auf die Entwicklung der Einleitungsbereiche und des Kernbereiches. Im Berechnungsmodell wurde der tiefste innerhalb von 50 Jahren zu erwartende konstante Temperaturanteil zugrunde gelegt. Dieser beträgt, entsprechend den thermischen und geometri-

schen Randbedingungen am *Predöhlkai*, $-14\text{ }^{\circ}\text{C}$. Gleichzeitig wurde eine homogen verteilte Herstellungstemperatur von $15\text{ }^{\circ}\text{C}$ angenommen, so dass hieraus ein Temperaturabfall um 29 K resultiert. Bei einer höheren oder geringeren Zwangseinwirkung fällt die Zwangbeanspruchung entsprechend größer beziehungsweise kleiner aus. Gleichzeitig verkürzt bzw. verlängert sich die zum Aufbau des vollen Zwanges erforderliche Einleitungslänge.

Weiterhin fällt auf, dass die Verformung des Kaimauerüberbaues direkt mit der zum Aufbau des Zwanges erforderlichen Einleitungslänge in Beziehung steht. Die größten Verschiebungen in Längsrichtung treten erwartungsgemäß an den freien Rändern auf. Sie betragen bei steifer Lagerung maximal $3,5\text{ cm}$, wenn die fugenlose Kaianlage lang genug ist, damit sich ein homogener Kernbereich ausbilden kann. Auch bei noch längeren Kaikonstruktionen treten keine größeren Randverschiebungen auf, da die Länge der Einleitungsbereiche gleich bleibt und sich lediglich der homogene Kernbereich verlängert. Daraus folgt auch, dass die Biegebeanspruchung der Pfähle in Längsrichtung ebenfalls begrenzt ist. Sie ist an den freien Rändern am größten und nimmt entlang des Zwangaufbaues im Überbau sukzessiv ab, bis sie schließlich im Kernbereich vollständig abgebaut ist. Im Falle der weichen Lagerung verdoppelt sich mit der zweifachen Einleitungslänge auch die maximale Randpunktverschiebung auf ca. $7,0\text{ cm}$.

5.3.3 Schlussfolgerungen

Die hier gezeigten Berechnungsergebnisse sind formal nur für das zugrunde liegende Modellbeispiel des *Predöhlkais* im Hamburger Hafen zutreffend. Dennoch können daraus Verallgemeinerungen abgeleitet werden, die auf andere fugenlos hergestellte Kaiquerschnitte übertragbar sind.

Die Berechnungen zeigen, dass die besonderen Rissbildungsmechanismen in massigen Bauteilen für die im Hafengebäude üblichen Querschnittsabmessungen zu berücksichtigen sind, um eine wirtschaftliche Bemessung durchführen zu können. Hierfür kann das *Zuggurtmodell für massive Bauteile* (mit wenig Aufwand) in beliebige Finite-Elemente-Programme implementiert werden und gestattet so die ganzheitliche Untersuchung des Tragverhaltens langer fugenloser Kaianlagen. Es wird deutlich, dass hierdurch eine effektive und wirtschaftliche Rissbreitenbegrenzung ohne zusätzlichen Berechnungsaufwand möglich ist.

Die Beurteilung der tatsächlich auftretenden Zwangbeanspruchung erfordert FE-Modelle im Großmaßstab, bei denen die horizontale Bettung des Überbaues auf seinen Gründungselementen (Baugrund, Pfahlrostkonstruktion etc.) in realistischer Weise angesetzt wird. Dies sollte durch eine explizite Modellierung der Substruktur oder mithilfe entsprechender Ersatzsysteme erfolgen. Die Berechnungen zeigen, dass die Steifigkeitsverhältnisse zwischen Bauwerk und Gründung bei der Ermittlung der Zwangbeanspruchung von entscheidender Bedeutung sind, weil sich der Zwang im Überbau innerhalb eines für die Gesamtstruktur charakteristischen Einleitungsbereiches aufbaut. Die Modellrechnung zeigt weiterhin, dass sich dieser halbiert, wenn die vierfache Baugrundbettung angesetzt wird (vgl. Bild 5.6). In umgekehrter Weise belegen hier nicht vorgestellte Vergleichsrechnungen, dass sich eine Vervierfachung der Überbausteifigkeit in einer Verdopplung des Einleitungsbereiches niederschlägt. Folglich kann für die zum vollen Zwangaufbau erforderliche Einleitungslänge L_E einer fugenlosen Kaianlage folgende Proportionalität abgeschätzt werden:

$$L_E^2 \sim \frac{EA_{\text{Überbau}}}{C}. \quad (5-10)$$

Hierin beschreibt die Ersatzfedersteifigkeit C die horizontale Baugrundbettung in Längsrichtung und $EA_{\text{Überbau}}$ bezeichnet die axiale Dehnsteifigkeit des Stahlbetonüberbaues.

Bei einem sehr steifen Betonüberbau mit einer sehr weichen Substruktur (z. B. Pfahlrostkonstruktionen mit landseitiger Spundwand oder überbauter Böschung) erfolgt der Zwangaufbau vergleichsweise langsam, so dass das fugenlose Bauwerk sehr lang sein muss, damit sich ein homogener Kernbereich ausbilden kann. Bei Kailängen, die wesentlich kürzer sind als die doppelte Einleitungslänge, ist folglich nicht mit der vollen Zwangbeanspruchung zu rechnen. Im Gegensatz dazu wird sich bei weichen Überbauten mit steifem Unterbau (z. B. schlanke Kranbahnbalke mit engem Pfahlbockabstand) die Zwangbeanspruchung rasch aufbauen. Dies bestätigen auch die Untersuchungen von Glimm et al. (2003) beim Kranbahnbalke am *Burchardkai*. Für die bisher mit Dehnfugen im Abstand von ca. 30 m hergestellten Kaimauern im Hamburger Hafen ist die Zwangbeanspruchung von untergeordneter Bedeutung.

5.4 Parameteruntersuchungen

5.4.1 Einfluss der wirksamen Betonzugfestigkeit

Im Abschnitt 4.2.2 wurden unterschiedliche Ursachen erläutert, warum die im Bauwerk wirksame Betonzugfestigkeit häufig kleiner ist als die rechnerisch oder an Prüfkörpern ermittelte Zugfestigkeit. Sowohl in der Planungsphase als auch nach der Fertigstellung eines Bauwerkes ist es äußerst schwierig, die Ursachen und ihre Auswirkungen sicher zu quantifizieren. Dies zeigt auch die Vielfalt der in unterschiedlichen Veröffentlichungen beschriebenen Methoden zur Ermittlung der wirksamen Betonzugfestigkeit. Im *Zuggurtmodell für massige Bauteile* wird die effektive Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ vereinfachend mit Gleichung (4-78) durch Abminderung der 28-Tage-Zugfestigkeit f_{ct} berechnet. Der Abminderungsbeiwert k wird dabei entsprechend Bild 4.13 unter Berücksichtigung der Art der Zwangbeanspruchung festgelegt.

Im Folgenden werden drei verschiedene Szenarien mit unterschiedlichen Ansätzen für die Berechnung der Zugfestigkeit untersucht. Der erste Fall beschreibt das Auftreten von Zugspannungen infolge außerhalb des Bauteiles hervorgerufenen Zwangs, wenn der Querschnitt frei von nichtlinear verteilten Eigenspannungen ist. Hier wird der Beiwert $k = 1,0$ gesetzt, so dass $f_{ct,eff} = f_{ct}$ gilt. Dieser Ansatz ist konservativ, weil die risskraftreduzierende Wirkung von Eigenspannungen unberücksichtigt bleibt. Eigenspannungen infolge der Hydratation können nach König und Tue (1996) die wirksame Zugfestigkeit in Stahlbetonbauteilen um 20% herabsetzen, so dass im zweiten Fall der Abminderungsbeiwert unabhängig von der Bauteildicke zu $k = 0,8$ gesetzt wird (vgl. Bild 4.12).

Im dritten Fall wird der Beiwert $k(h)$ als Funktion der Bauteildicke h nach Gleichung (4-37) ermittelt. Dabei werden neben den Eigenspannungen auch alle anderen risskraftreduzierenden Einflüsse berücksichtigt. Dieser Ansatz nach Meyer und Meyer (2007) bildet auch die Grundlage für die noch folgenden Parameteruntersuchungen. Dem Einwand von König und Tue (1996), dass eine Abminderung der Zugfestigkeit um mehr als 20% nicht allein mit Eigenspannungen begründet werden könne, stehen die von Morgen et al. (2005) durchgeführten Untersuchungen am fugenlosen Kaimauerüberbau in Bremerhaven entgegen. Hier wurde festgestellt, dass die Beanspruchung aus dem Abfließen der Hydratationswärme bereits im jungen Betonalter von 48 Stunden zur Rissbildung führt, also vor dem Erreichen des 50%-Wertes der 28-Tage-Zugfestigkeit. Diese oberflächennahen Einrisse stellen eine Vorschädigung des fertigen Bauwerkes dar und sind Initialstellen für eine spätere Trennrissbildung.

Die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen sind in der Tabelle 5.6 zusammengefasst. Für die drei untersuchten Ansätze ($k = 1,0$, $k = 0,8$ und $k(h)$ als Funktion von der Bauteilhöhe) sind jeweils der erforderliche Mindestbewehrungsgehalt $\min \rho_0$ zum Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes vor Fließbeginn nach Gleichung (4-91) dargestellt. Zusätzlich sind die hierfür gewählten Stabdurchmesser und Stababstände (in mm) angegeben. Bei den Pfahlkopfbalken ist teilweise die statisch erforderliche Bewehrung maßgebend, weil hier allein mit der Mindestbewehrung die Tragfähigkeit nicht gewährleistet ist. Um eine bessere Vergleichbarkeit der ebenfalls angegebenen Rissbreiten zu ermöglichen, sind die Stabdurchmesser querschnittsweise einheitlich angesetzt worden. Die unterschiedlichen Mindestbewehrungsgehalte werden allein über die Stababstände eingestellt.

Wenn keine oder nur eine kleine Vorschädigung angesetzt wird, so ist der erforderliche Mindestbewehrungsgehalt hoch, weil die aufzunehmende Erstrisskraft direkt mit der Betonzugfestigkeit verknüpft ist. Je kleiner die effektive Zugfestigkeit im Bauteil ist, desto geringer fällt die Mindestbewehrung aus. Darüber hinaus werden die Trennrissabstände kleiner, so dass der Übergang vom schlanken zum massigen Bauteil erst bei größerer Querschnittshöhe erfolgt. Dabei verkürzt sich auch die Rissbildungsphase, so dass sich bei gleicher Beanspruchung die Pfahlkopfbalken in den Achsen C bis E unter dem Ansatz von $k = 0,5$ bereits im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung befinden. In dieser Phase wachsen die Rissbreiten schneller an, so dass sich die Unterschiede zwischen den drei angesetzten Vorschädigungen kaum bemerkbar machen.

In den anderen Querschnittsteilen ist aus statischer Sicht fast überall die Mindestbewehrung ausreichend, so dass hier die Rissbreiten mit kleinerem $f_{ct,eff}$ größer werden. Für die Plattenstreifen ist daher bei $k = 0,6$ ein Bewehrungsgehalt mit $\varnothing 12 - 90$ erforderlich, um die Rissbreite auf $w_{cr} \leq 0,25$ mm zu begrenzen (vgl. Tabelle 5.2).

Der Einfluss des Bewehrungsgehaltes auf die Rissbreite wird auch anhand der letzten Zeile in Tabelle 5.6 deutlich. Die kursiv gesetzten Werte beziffern die rechnerischen Rissbreiten, die sich ergeben, wenn in dem Modell mit der nach Meyer und Meyer (2007) abgeminderten Zugfestigkeit die für $k = 1,0$ ermittelte Mindestbewehrung eingelegt wird ($1,25 \text{ t/m}$ statt $0,74 \text{ t/m}$). So führt beispielsweise die Verdopplung des Bewehrungsgehaltes im Kaimauerkopf zu einer Reduzierung der Rissbreite auf ein Viertel. Dieser Effekt wirkt sich besonders dort aus, wo die statisch erforderliche Bewehrung kleiner ist als die Mindestbewehrung nach Gleichung (4-91). Dies zeigt nochmals anschaulich, dass die Bewehrungsmenge einen überproportionalen Einfluss auf die Rissbreite hat.

Tabelle 5.6: Berücksichtigung risskraftreduzierender Einflüsse bei der Berechnung der Mindestbewehrung nach Gleichung (4-91). Auswirkung auf die Rissbreite w_{cr} beispielhaft für die jeweilige Bauteiloberseite der Querschnittsteile ($\lambda = 0,75$)

| Mindestbewehrung/ Rissbreite | Kaimauer- kopf | Balken in Achse B | Balken in den Achsen C bis E | Platten- streifen | Gesamt- querschnitt |
|---|-------------------|----------------------|---------------------------------|----------------------|------------------------|
| k = 1,0 | | | | | |
| min ρ_0 (in %) | 0,60 | 0,60 | 0,54 | 0,54 | |
| oben | ∅28 – 70 | ∅20 – 70 | ∅25 – 120 | ∅12 – 70 | 1,25 t/m |
| unten | ∅28 – 70 | ∅20 – 70 | ∅25 – 150 | ∅12 – 70 | |
| w_{cr} (in mm) | 0,11 | 0,15 | 0,21 | 0,24 | |
| k = 0,8 | | | | | |
| min ρ_0 (in %) | 0,48 | 0,48 | 0,43 | 0,43 | |
| oben | ∅28 – 90 | ∅20 – 90 | ∅25 – 120 | ∅12 – 85 | 1,03 t/m |
| unten | ∅28 – 90 | ∅20 – 90 | ∅25 – 150 | ∅12 – 85 | |
| w_{cr} (in mm) | 0,15 | 0,20 | 0,18 | 0,33 | |
| k(h) nach Meyer und Meyer (2007) | | | | | |
| k | 0,50 | 0,50 | 0,50 | 0,60 | |
| min ρ_0 (in %) | 0,29 | 0,29 | 0,26 | 0,32 | |
| oben | ∅28 – 145 | ∅20 – 120 | ∅25 – 120 | ∅12 – 115 | 0,74 t/m |
| unten | ∅28 – 145 | ∅20 – 150 | ∅25 – 150 | ∅12 – 115 | |
| w_{cr} (in mm) | 0,23 0,06 | 0,23 0,08 | 0,18 0,18 | 0,37 0,17 | |

5.4.2 Mittlerer Einrissabstand

In den Abschnitten 4.2 und 4.4 wurden Methoden zur Rissbreitenberechnung in schlanken bzw. in massigen Bauteilen vorgestellt. Ihnen allen gemein ist, dass die richtige Annahme des Rissabstandes eine essenzielle Voraussetzung für eine sichere Prognose der Rissbreite ist, da zwischen beiden eine direkte Proportionalität besteht.

Im *Zuggurtmodell für massige Bauteile* ist als maßgebender Rissabstand bei der Rissbreitenberechnung die Länge der Risselemente in der bewehrten Zugzone definiert (Einrissabstand $s_{r,E}$). Sie wird mittels unterschiedlicher Parameter abgeschätzt und für jedes Bauteil einheitlich angenommen, wobei die Unter- und Obergrenzen durch den minimalen bzw. den maximalen Rissabstand bestimmt sind. Als Folge von Störstellen, großen Streuungen bei der Zugfestigkeit und wechselnden Verbundbedingungen (z. B. in Bereichen von Übergreifungsstößen) kann das Rissbild sehr unregelmäßig ausfallen, so dass diese Grenzwerte auch über- bzw. unterschritten werden können.

Die Länge der Risselemente wird im ZGMmB in Gleichung (4-46) über den Beiwert λ in Verbindung mit dem maximalen Einrissabstand derart beschrieben, dass mit $\lambda = 0,5$ und $\lambda = 1,0$ die untere bzw. obere Grenze für die Größe des Einrissabstandes festgelegt ist. Im Folgenden soll nun der Einfluss dieses Beiwertes auf die Rissbreitenberechnung untersucht und die Empfindlichkeit des Modells gegenüber einer Variation dieses Beiwertes beurteilt werden. Daher sind in Tabelle 5.7 die Rissabstände $s_{r,E}$ und Rissbreiten w_{cr} zunächst für die beiden Grenzfälle gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass eine Halbierung des Einrissabstandes nicht in halben Rissbreiten resultiert. Durch die Sekundärrissbildung bei massigen Bauteilen verändert sich mit dem angesetzten Einrissabstand auch der Abstand der Trennrisse $s_{r,T}$ und folglich das Gesamttragverhalten des Zuggurtes. Ein kleinerer Einrissabstand führt dazu, dass je Risselement ein geringerer Zugkraftanteil aus dem Wirkungsbereich der Bewehrung (effektive Zugzone) in das unbewehrte Bauteilinnere übertragen werden kann. Die durchschnittliche Kraftausbreitung in den Betonkern erfolgt damit unter einem flacheren Winkel, so dass sich der Abstand zum nächsten Trennriss vergrößert. Dadurch wird die Stahlspannung langsamer abgebaut und die zugversteifende Mitwirkung des Betons nimmt ab. Dies wirkt sich schließlich auch auf die Rissbreiten aus, die hierdurch etwas größer werden.

Die tatsächliche Rissbildung wird maßgeblich durch die oberflächennahe Querbewehrung beeinflusst, so dass sich bei gleichmäßigen Stababständen ein regelmäßiges Rissbild einstellen kann. Die Einrisse entstehen dabei erfahrungsgemäß im Abstand des einfachen oder doppelten Stababstandes der Querbewehrung. Im vorliegenden Beispiel beträgt dieser einheitlich 150 mm. Die im dritten Block in Tabelle 5.7 dargestellten Einrissabstände wurden folglich so festgelegt, dass der Beiwert λ jeweils zwischen 0,5 und 1,0 liegt, die Rissabstände sich also innerhalb der unteren und oberen Grenzwerte befinden. Ist keine Querbewehrung vorhanden, deren Stababstand nicht bekannt oder liegt diese nicht so weit am Rand, dass das Rissbild beeinflusst wird, so muss der Einrissabstand geschätzt werden. Mit dem Ansatz des maximalen Rissabstandes ($\lambda = 1,0$) liegen die berechneten Rissbreiten zwar „auf der sicheren Seite“, die damit geführte Bemessung kann jedoch unwirtschaftlich sein. Aus diesem Grund wird empfohlen, den mittleren Einrissabstand mit $\lambda = 0,75$ zu ermitteln, falls die konstruktiven Randbedingungen keine genauere Abschätzung zulassen. Die so berechneten Rissbreiten weichen kaum von denen mit konstruktiv gewähltem Einrissabstand ab. Es bleibt bei jeder Berechnung zu beachten, dass die ermittelten Rissbreiten lediglich als Anhaltswerte zu verstehen sind und deren Unter- bzw. Überschreitung am fertiggestellten Bauwerk trotz Anwendung detaillierter Berechnungsmodelle nicht ausgeschlossen werden kann.

Tabelle 5.7: Einfluss des Einrissabstandes auf die Rissbreite an der Bauteiloberseite (Ansatz der Vorschädigung nach Meyer und Meyer (2007))

| Rissabstände/ Rissbreite | Kaimauer- kopf | Balken in Achse B | Balken in den Achsen C bis E | Platten- streifen |
|---|-------------------|----------------------|---------------------------------|----------------------|
| maximaler Einrissabstand ($\lambda = 1,0$) | | | | |
| $s_{r,E}$ (in mm) | 256 | 343 | 263 | 385 |
| $a_{r,E}$ | 11 | 2 | 2 | 1 |
| w_{cr} (in mm) | 0,26 | 0,28 | 0,22 | 0,24 |
| minimaler Einrissabstand ($\lambda = 0,5$) | | | | |
| $s_{r,E}$ (in mm) | 128 | 171 | 132 | 192 |
| $a_{r,E}$ | 27 | 8 | 6 | 2 |
| w_{cr} (in mm) | 0,14 | 0,16 | 0,13 | 0,16 |
| Einrissabstand konstruktiv bedingt | | | | |
| λ | 0,59 | 0,87 | 0,57 | 0,78 |
| $s_{r,E}$ (in mm) | 150 | 300 | 150 | 300 |
| w_{cr} (in mm) | 0,17 | 0,24 | 0,14 | 0,24 |
| empfohlener Einrissabstand mit $\lambda = 0,75$ | | | | |
| $s_{r,E}$ (in mm) | 192 | 257 | 198 | 288 |
| w_{cr} (in mm) | 0,20 | 0,22 | 0,18 | 0,24 |

6 Zusammenfassung und Ausblick

6.1 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit liefert einen Beitrag zum Verständnis des Trag- und Verformungsverhaltens von langen fugenlosen Kaianlagen. Der Schwerpunkt liegt dabei auf der computergestützten Modellierung und Berechnung der Rissbildung im massigen Stahlbetonüberbau. Es werden die Vor- und Nachteile der fugenlosen Bauweise beleuchtet sowie die Beweggründe für den allmählichen Verzicht auf Dehnfugen erläutert.

Der stetig wachsende Containerverkehr hat nicht nur Auswirkungen auf die Schiffsgrößen, sondern auch auf die Expansion der Häfen und insbesondere der Kaianlagen. Als Folge größerer Tiefgänge müssen die Liegeplätze immer tiefer und damit die Geländesprünge immer höher werden. Die Entwicklung der Schiffsgrößen wirkt sich nicht nur auf die Konstruktionen der Kaianlagen aus; auch die Containerkrane werden größer, leistungsfähiger und damit auch schwerer, weil sie und ihre Umschlagsleistung sich den steigenden Anforderungen anpassen müssen.

Mit den vertikalen Lasten steigt auch die Beanspruchung in horizontaler Richtung infolge Windbelastung sowie durch das Bremsen und Anfahren der Containerkrane. Diese Beschleunigungskräfte sind mittlerweile so groß, dass sie bei den in Norddeutschland verbreiteten Pfahlrostkonstruktionen nicht mehr von den in herkömmlicher Blockbauweise hergestellten Kaianlagen aufgenommen und in den Baugrund geführt werden können. Einen Ausweg bietet die fugenlose Bauweise, bei der der gesamte Kaimauerüberbau als monolithisches Bauwerk ohne Dehnfugen hergestellt wird. Hierdurch verbessert sich einerseits das Tragverhalten; andererseits wird die Robustheit der Konstruktionen gegen den Ausfall einzelner Tragglieder erhöht. Insbesondere in erdbebengefährdeten Regionen erweisen sich fugenlose Stahlbetonüberbauten von Kaianlagen als vorteilhaft: Sie können aufgrund ihrer Redundanz ein progressives Versagen der Gesamtkonstruktion verhindern. Dabei ist die fugenlose Bauweise nicht auf die Ausführung bei Pfahlrostkonstruktionen beschränkt, sondern

findet auch bei andersartigen Kaianlagen ihre Anwendung. Ein Überblick über die verschiedenen Konstruktionsweisen von Kaianlagen wird im ersten Teil dieser Arbeit (Kapitel 2) gegeben.

Als Grundlage für das Verständnis der in dieser Arbeit entwickelten Berechnungsmodelle werden im Kapitel 3 die baustofflichen Eigenschaften des Betons unter einachsiger und mehrachsiger Zug- bzw. Druckbeanspruchung beschrieben. Es wird weiterhin auf die Eigenschaften des Bewehrungsstahles sowie auf das Zusammenwirken beider Komponenten des Verbundbaustoffes Stahlbeton eingegangen. Anschließend werden die maßgebenden Einwirkungen vorgestellt, denen fugenlose Kaianlagen aus Stahlbeton bei der Herstellung und während der Nutzung ausgesetzt sind. Hierzu zählen insbesondere auch die Zwangkräfte im Stahlbetonüberbau, die unweigerlich auftreten, weil mit dem Verzicht auf Dehnfugen die freie Längenänderung durch die Substruktur (z. B. Pfahl- oder Baugrundbettung) behindert wird. Durch das Schwinden des Betons sowie durch schwankende Temperaturen entstehen Zwangzugspannungen. Überschreiten diese die Zugfestigkeit des Betons, bilden sich Risse, durch die Wasser und darin gelöste Salze in das Bauwerk eindringen und die Bewehrung wie auch den Beton schädigen können.

Zwar ist die Entstehung von Rissen im Beton grundsätzlich nicht vermeidbar; durch eine sinnvolle und zielgerichtete Bewehrungsführung können die zu erwartenden Rissbreiten jedoch gesteuert und damit die Dauerhaftigkeit des fugenlosen Stahlbetonüberbaues sichergestellt werden. Die Grundlagen zum Verständnis des Trag- und Verformungsverhaltens von schlanken Stahlbetonbauwerken werden im Abschnitt 3.5 mittels anschaulicher Modelle vermittelt. Diese basieren auf einfachen physikalischen Zusammenhängen und sind in der Fachwelt seit Jahrzehnten etabliert. Bei Kaianlagen sind die Bauteildicken häufig größer als 0,8 m, so dass bei diesen ein von üblichen Stahlbetontragwerken abweichendes Rissverhalten zu beobachten ist. Bei diesen als „massig“ bezeichneten Bauteilen treten neben den Trennrissen auch so genannte Einrisse auf, deren Ausbreitung sich auf die bewehrten Randbereiche (wirksame Zugzone) beschränkt, so dass sie den Gesamtquerschnitt nicht durchtrennen. Diese Sekundärrissbildung bewirkt, dass sich die Längsdehnung nicht allein in den Trennrissen lokalisiert, sondern auf eine Vielzahl von Rissen verteilt wird, wodurch die Einzelrissbreiten reduziert werden. Mit dem im Abschnitt 4.3 entwickelten *Zuggurtmodell für massige Bauteile* steht nun ein mechanisches Modell zur Verfügung, das eben genau diese Besonderheiten im Rissverhalten massiger Stahlbetonbauteile erfassen kann.

Für eine wirtschaftliche Bemessung fugenloser Kaianlagen ist neben der richtigen Modellierung der Rissbildung auch eine realistische Ermittlung der zu erwartenden

Zwangbeanspruchung notwendig. Daher beschäftigt sich ein wesentlicher Teil dieser Arbeit mit der computergestützten Berechnung von Stahlbetontragwerken. Hierfür hat sich in den letzten Jahren die Finite-Elemente-Methode als geeignetes Werkzeug erwiesen. Sie ermöglicht die ganzheitliche Berechnung einzelner Tragwerksteile oder des Gesamttragwerkes, wobei auch die nichtlinearen Eigenschaften des Verbundbaustoffes Stahlbeton in verschiedenen Detaillierungsgraden abgebildet werden können.

Eine explizite Modellierung des Verbundes zwischen der Bewehrung und dem Beton ist für die meisten baupraktischen Fragestellungen nicht erforderlich. Häufig ist es ausreichend, das Zusammenwirken dieser beiden Komponenten durch vereinfachte Stoffmodelle zu erfassen. Bei den sogenannten Tension-Stiffening-Modellen wird die zugversteifende Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen entweder über eine Modifikation der Arbeitslinie der Bewehrung abgebildet – die Zugtragfähigkeit des Betons wird dabei gänzlich vernachlässigt – oder die Tragwirkung des Betons wird als über die Risse verschmiert angenommen und mithilfe einer nach dem Erreichen der Zugfestigkeit rapide abnehmenden Restfestigkeit modelliert. Letztere Variante ist dabei im Allgemeinen zu bevorzugen und wird auch im Rahmen dieser Arbeit verwendet. Im Gegensatz zu den bisher vornehmlich empirischen Ansätzen wird im Abschnitt 4.1 eine analytische *Tension-Stiffening-Formulierung* aus dem *Zuggurtmodell* von Marti et al. (1999) abgeleitet. Auf ähnliche Weise wird später im Abschnitt 4.4 mithilfe des *Zuggurtmodells für massige Bauteile* eine solche auch für massige Stahlbetonbauteile entwickelt.

Zur realistischen Beurteilung der Zwangbeanspruchung in fugenlosen Kaianlagen reicht es jedoch nicht aus, den Stahlbetonüberbau für sich allein zu betrachten. dessen Interaktion mit der Gründung und dem Baugrund hat einen ebenso bedeutsamen Einfluss: Während eine sehr steife Substruktur eine Formänderung des Überbaues erheblich behindert und so zur Entstehung großer Zwangkräfte beiträgt, ermöglicht eine sehr weiche Bauwerksgründung dem Überbau, sich nahezu unbehindert zu verformen. Andererseits haben große Zugspannungen im Stahlbeton die Bildung von Rissen zur Folge, wodurch die Steifigkeit des Überbaues im Vergleich zu der Substruktur abnimmt. Als Folge werden die Zwangkräfte teilweise abgebaut.

Die vergleichenden Untersuchungen im Kapitel 5 zeigen, dass bei langen fugenlosen Kaianlagen zwei Bereiche entsprechend der Beanspruchung unterschieden werden können. An den freien Enden wird der Zwang allmählich aufgebaut (Einleitungsgebiete). Ist die Kaianlage lang genug, so kann sich dazwischen ein homogener Kernbereich ausbilden. Dieser ist dadurch gekennzeichnet, dass die Verformung vollständig behindert wird, so dass hier über den gesamten Bereich gleichmäßig die maximale

Zwangbeanspruchung auftritt. Die Länge der Einleitungsbereiche wird im Wesentlichen durch das Verhältnis der Steifigkeiten von Überbau und Substruktur bestimmt. Dabei ist unerheblich, wie lang dieser Kernbereich. Die Frage, ob eine fugenlose Kaianlage für den vollen Zwang zu bemessen ist, kann, wenn keine Erfahrungen mit gleichartigen Konstruktionen in ähnlichem Baugrund vorliegen, nur durch eine Modellierung des Gesamtsystems aus Stahlbetonüberbau und Substruktur beantwortet werden. Hierfür wird dem Ingenieur mit dieser Arbeit ein umfangreiches Hilfsmittel zur Verfügung gestellt.

6.2 Diskussion und Ausblick

Durch den Fortschritt bei den Berechnungsmethoden und in der Betontechnologie kann die Zwangbeanspruchung in langen Stahlbetonbauwerken ohne Dehnfugen heute realitätsnah ermittelt und gezielt beeinflusst werden. Damit können die wesentlichen Nachteile der fugenlosen Bauweise überwunden und ihre Vorteile besser ausgenutzt werden. Die Umsetzung bleibt dabei nicht auf die Stahlbetonüberbauten und Kranbahnbalke von Kaianlagen beschränkt. Die gewonnenen Erkenntnisse sind ebenso auf andere Stahlbetonkonstruktionen, wie beispielsweise Brücken und Tunnel, übertragbar.

Das *Zuggurtmodell für massige Bauteile* (ZGMmB) kann überall dort eingesetzt werden, wo die Rissbildung in mehr als 0,8 m dicken Stahlbetonbauteilen untersucht werden soll. Dies betrifft zum Beispiel Schleusen und Dammbauwerke, aber auch die im Kraftwerksbau häufig notwendigen massigen Fundamentplatten. Zu beachten ist, dass das ZGMmB primär für die Beurteilung einer kombinierten Bauwerksbeanspruchung aus Last und Zwang während der Nutzung entwickelt wurde. Im Modell wird davon ausgegangen, dass die Hydratation und die damit verbundene Wärmeentwicklung größtenteils abgeschlossen sind. Eigenzugspannungen, die infolge der Abkühlung des bereits erhärteten Betons sowie aus frühem Schwinden entstehen, werden weitestgehend durch die Bildung von Einrissen abgebaut. Diese als Vorschädigung bezeichnete Querschnittsschwächung wird durch eine Reduzierung der wirksamen Bauwerkszugfestigkeit berücksichtigt.

Die zeitabhängigen Eigenschaften des Festbetons, wie Kriechen, Spätschwinden und Relaxation, können mit dem ZGMmB nicht direkt erfasst werden; sie müssen bei der Modellierung getrennt betrachtet werden. Dies ist beispielsweise über eine hori-

zontale Streckung bzw. vertikale Stauchung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons (Abminderung des Elastizitätsmoduls) möglich.

Des Weiteren ist die aus dem ZGMmB abgeleitete Tension-Stiffening-Formulierung streng genommen nur für eine stetige Zugbelastung von der Erstrissbildung bis zum Bruch anwendbar. Soll auch das Verhalten bei Entlastung und Wiederbelastung untersucht werden, so müssen die entsprechenden Baustoffeigenschaften gesondert definiert werden. Hierfür existieren diverse Ansätze, bei denen beispielsweise über eine Schädigungsfunktion der Elastizitätsmodul in Abhängigkeit von der Vorbelastung reduziert wird. Bei einer zyklischen Zugbeanspruchung aus Belastung mit anschließender wiederholter Entlastung und Wiederbelastung ergibt sich eine Hysteresekurve, deren Einhüllende der aus dem ZGMmB abgeleiteten Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung entspricht. Gleiches gilt in äquivalenter Weise für eine zyklische Druckbeanspruchung sowie bei einer Beanspruchung mit alternierenden Zug- und Druckspannungen. Die Auswirkungen einer solchen Wechselbeanspruchung auf die Rissbildung und insbesondere die Rissbreitenentwicklung in massigen Bauteilen wurden bisher nur unzureichend untersucht und stellen ein gesondertes Forschungsthema dar.

Ergänzender Forschungsbedarf besteht auch bezüglich der Anwendbarkeit von Faserbeton zur Risskontrolle in fugenlosen Kaianlagen. Bei diesem vergleichsweise neuen Baustoff werden die diskreten Bewehrungsstäbe teilweise oder ganz durch eine Vielzahl kleiner Fasern aus Stahl, Kunststoff oder Glas ersetzt. Hierdurch wird eine feinere Verteilung der Risse erzielt. Dies kann schließlich einen reduzierten Gesamtbewehrungsgehalt zur Folge haben. Ein mechanisches Modell zum Zugtragverhalten faserbewehrter Stahlbetonstäbe wurde in Rauch (2010) vorgestellt. Ob dieses auch auf massige Stahlbetonbauteile übertragbar ist, konnte im Rahmen dieser Arbeit nicht näher untersucht werden.

A Klimatisch bedingte Temperaturprofile

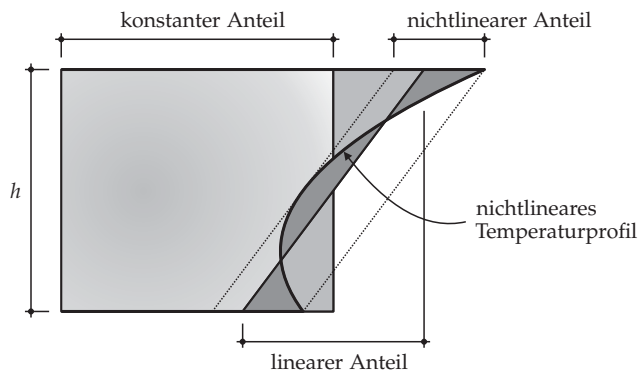


Bild A.1: Definition der einzelnen Anteile am nichtlinearen Temperaturprofil

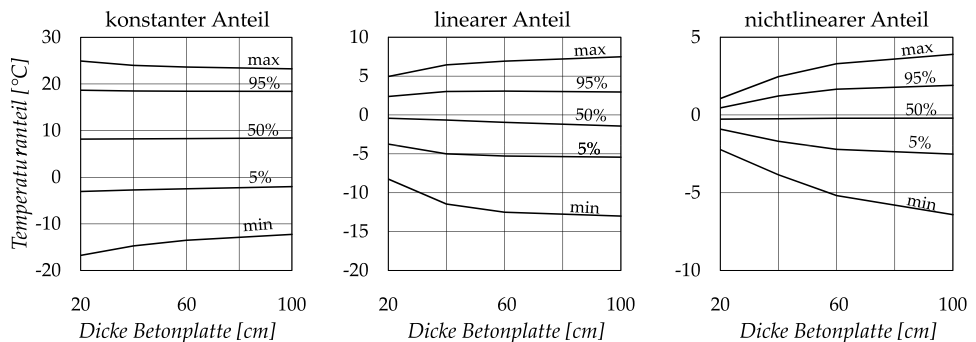


Bild A.2: Temperaturanteile für den Bereich D (Überbauplatte und Pfahlkopfbalken): Abhängigkeit der Temperaturanteile von der Dicke der Betonplatte (aus Aberspach, 2010)

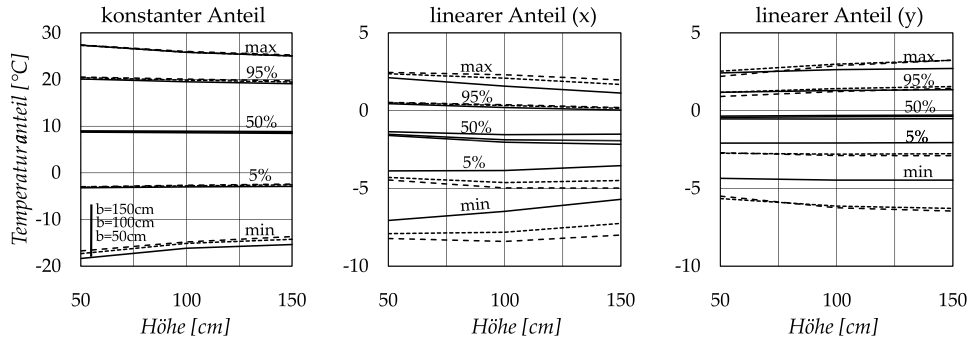


Bild A.3: Temperaturanteile für den Bereich F (Kaimauerkopf) für verschiedene Bauteilbreiten: Abhängigkeit des konstanten und der linearen Temperaturanteile von der Bauteilhöhe (aus Aberspach, 2010)

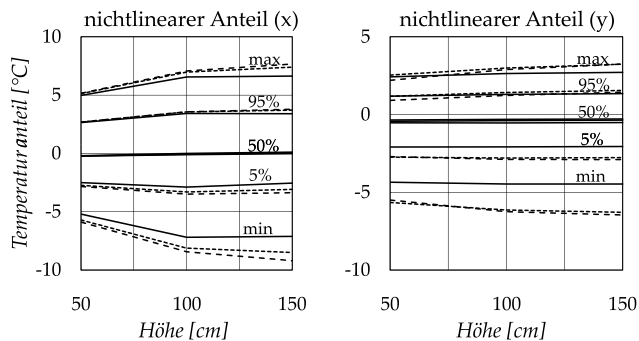


Bild A.4: Temperaturanteile für den Bereich F (Kaimauerkopf) für verschiedene Bauteilbreiten: Abhängigkeit der nichtlinearen Temperaturanteile von der Bauteilhöhe (aus Aberspach, 2010)

B Übersicht der Modellparameter

Die folgenden Tabellen fassen die in der Beispielrechnung (Abschnitt 5.2) angesetzten Baustoffkenngrößen sowie die hieraus resultierenden Kennwerte aus dem ZGMmB zusammen. Weiterhin sind die zur Ermittlung der Pfahlbettung erforderlichen Parameter angegeben.

Tabelle B.1: Im Modell verwendete Baustoffkenngrößen

| | Kaimauer- kopf | Balken in Achse B | Balken in den Achsen C bis E | Platten- streifen |
|---|-------------------|----------------------|---------------------------------|----------------------|
| Abmessungen | | | | |
| Höhe | 2,8 m | 1,4 m | 1,0 m | 0,6 m |
| Breite | 4,6 m | 1,3 m | je 1,0 m | insg. 14,3 m |
| Beton | | | | |
| f_c (in N/mm^2) | 38 | 38 | 33 | 33 |
| $\varepsilon_{c1} \cdot 10^3$ | -2,3 | -2,3 | -2,2 | -2,2 |
| $\varepsilon_{c1u} \cdot 10^3$ | -3,5 | -3,5 | -3,5 | -3,5 |
| E_c (in N/mm^2) | 29 700 | 29 700 | 28 000 | 28 000 |
| k | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,6 |
| k_v | 0,7 | 0,7 | 0,7 | 0,7 |
| f_{ct} (in N/mm^2) | 2,9 | 2,9 | 2,6 | 2,6 |
| $f_{ct,eff}$ (in N/mm^2) | 1,5 | 1,5 | 1,3 | 1,6 |
| $f_{ct,min}$ (in N/mm^2) | 1,0 | 1,0 | 0,9 | 1,1 |
| τ_{b0} (in N/mm^2) | 6,8 | 6,8 | 6,2 | 6,2 |
| Bewehrungsstahl | | | | |
| f_y (in N/mm^2) | | | 500 | |
| f_u (in N/mm^2) | | | 550 | |
| $\varepsilon_{sy} \cdot 10^3$ | | | 2,5 | |
| $\varepsilon_{su} \cdot 10^3$ | | | 50 | |
| E_s (in N/mm^2) | | | 200 000 | |
| E_{sh} (in N/mm^2) | | | 2 222 | |

Tabelle B.2: Bewehrungsanordnung

| | Kaimauer- kopf | Balken in Achse B | Balken in den Achsen C bis E | Platten- streifen |
|----------------------------|-------------------|----------------------|---------------------------------|----------------------|
| Querbewehrung | | | | |
| oben | ∅16 – 150 | ∅20 – 125 | ∅16 – 120 | ∅16 – 120 |
| unten | ∅14 – 150 | ∅14 – 150 | ∅14 – 150 | ∅16 – 120 |
| Längsbewehrung | | | | |
| oben | ∅25 – 115 | ∅20 – 120 | ∅25 – 120 | ∅12 – 90 |
| unten | ∅25 – 115 | ∅16 – 95 | ∅25 – 150 | ∅12 – 90 |
| c (in mm) | 55 | 55 | 55 | 55 |
| d_1 (in mm) | 84 | 85 | 84 | 77 |
| h_{eff} (in mm) | 209 | 213 | 209 | 193 |
| ρ_0 (in %) | 0,30 | 0,34 | 0,74 | 0,42 |
| ρ_{eff} (in %) | 2,0 | 1,2 | 2,0 | 0,65 |

Tabelle B.3: Kennwerte zum Rissbild und zur Tension-Stiffening-Formulierung

| | Kaimauer- kopf | Balken in Achse B | Balken in den Achsen C bis E | Platten- streifen |
|--|-------------------|----------------------|---------------------------------|----------------------|
| Rissbild | | | | |
| λ | 0,59 | 0,87 | 0,57 | 0,78 |
| $s_{r,E}$ (in mm) | 150 | 300 | 150 | 300 |
| $s_{r,T}$ (in mm) | 3324 | 1193 | 751 | 300 |
| $a_{r,E}$ (in mm) | 22 | 4 | 5 | 1 |
| TST-Formulierung | | | | |
| $\Delta\sigma$ (in N/mm ²) | 140 | 167 | 62 | 154 |
| F_{ct} (in kN/m) | 2900 | 1450 | 958 | 673 |
| F_{aR} (in kN/m) | 4130 | 2070 | 1360 | 958 |
| F_y (in kN/m) | 4270 | 2370 | 3680 | 1260 |
| $\sigma_{\text{c,ct}}$ (in N/mm ²) | 1,02 | 1,02 | 0,91 | 1,09 |
| $\sigma_{\text{c,aR}}$ (in N/mm ²) | 0,064 | 0,156 | 0,172 | 0,417 |
| $\sigma_{\text{c,y}}$ (in N/mm ²) | 0,064 | 0,156 | 0,172 | 0,417 |
| $\varepsilon_{\text{ct}} \cdot 10^3$ | 0,034 | 0,034 | 0,033 | 0,039 |
| $\varepsilon_{\text{aR}} \cdot 10^3$ | 2,31 | 1,96 | 0,81 | 1,41 |
| $\varepsilon_y \cdot 10^3$ | 2,40 | 2,27 | 2,38 | 2,00 |

Tabelle B.4: Ermittlung der horizontalen (C_X, C_Y) und vertikalen (C_Z) Federsteifigkeiten zur Berücksichtigung der Pfahlbettung

| Pfahlachse | A | B | C | D | E |
|--|----------|----------|----------|----------|----------|
| Pfahlgeometrie | | | | | |
| Achsabstand (in m) | 5,0 | 2,3 | 4,6 | 4,6 | 4,6 |
| L_{Pfahl} (in m) | 29,4 | 32,4 | 27,0 | 24,0 | 22,0 |
| L_1 (in m) | - | 5,9 | 4,3 | 3,1 | 1,8 |
| L (in m) | - | 26,5 | 22,7 | 20,9 | 20,2 |
| L_0 (in m) | - | 3,6 | 1,9 | 1,9 | 1,9 |
| $\lambda = L/L_0$ | - | 7,4 | 11,8 | 10,9 | 10,5 |
| y_0 (in m/MN) | - | 0,10 | 0,41 | 0,34 | 0,27 |
| L_{Ers} (in m) | - | 12,7 | 7,9 | 6,7 | 5,5 |
| gelenkiger Anschluss am Pfahlkopfbalken | | | | | |
| C_X (in MN/m) | 0,3 | 3,6 | 0,6 | 1,1 | 1,9 |
| C_Y (in MN/m) | 0,3 | 93,4 | 0,6 | 1,1 | 1,9 |
| C_Z (in MN/m) | 432 | 458 | 241 | 272 | 296 |
| eingespannt in den Pfahlkopfbalken | | | | | |
| C_X (in MN/m) | 1,1 | 14,4 | 2,6 | 4,2 | 7,8 |
| C_Y (in MN/m) | 1,1 | 93,4 | 2,6 | 4,2 | 7,8 |
| C_Z (in MN/m) | 432 | 458 | 241 | 272 | 296 |

Literaturverzeichnis

- Abaqus (2010): *Online Documentation*. Version 6.10. Dassault Systèmes Simulia Corp.
- Aberspach, L. (2010): *Zwangbeanspruchung und Rissbildung in fugenlosen Kaianlagen aus Stahlbeton*. Dissertation. Schriftenreihe des Instituts für Massivbau, Technische Universität Hamburg-Harburg, Heft 5. Aachen: Shaker Verlag, 147 S.
- Alvarez, M. (1998): *Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton*. Dissertation. IBK Bericht Nr. 236, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 182 S.
- Alvarez, M. und Marti, P. (1996): *Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrungsstahl bei plastischen Verformungen*. IBK Bericht Nr. 222, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 135 S.
- Bathe, K.-J. (2002): *Finite-Elemente-Methoden*. 2. Auflage (Deutsche Übersetzung). Berlin: Springer-Verlag, 1253 S.
- BAW (2004): *Merkblatt – Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken (MFZ)*. Bundesanstalt für Wasserbau. Karlsruhe, 35 S.
- Bentz, E., Maekawa, K., Vecchio, F., Foster, S. und Mancini, G. (2008): Chapter 3: Essential nonlinear modelling concepts. In: *fib Bulletin 45 „Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures“*, fédération internationale du béton, S. 83–119.
- Brinkmann, B. (2005): *Seehäfen*. Berlin: Springer-Verlag, 524 S.
- Bödefeld, J. (2010): *Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydrationswärme*. Dissertation. Bundesanstalt für Wasserbau, Mitteilungsblatt Nr. 92. Karlsruhe: Eigenverlag, 84 S.
- CEB-FIP (1993): *Model Code 1990*. Comité Euro-International du Béton. London: Thomas Telford Services Ltd, 437 S.

- CUR (2005): *Handbook Quay Walls*. Centre for Civil Engineering Research and Codes. Leiden u. a.: Taylor & Francis, 717 S.
- DAfStb (2010): *Richtlinie – Massige Bauteile aus Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin: Beuth Verlag, 24 S.
- DBV (1996): *Merkblatt – Beton für massige Bauteile*. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. Berlin: Eigenverlag, 14 S.
- DIN 1045-1 (2008): *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Deutsches Institut für Normung e.V. Berlin: Beuth Verlag, 120 S.
- Djouahra, G. (2009): *Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang*. Dissertation. Schriftenreihe Betonbau, Technische Universität Dortmund – Fakultät Bauwesen, Heft 2. Dortmund: Eigenverlag, 200 S.
- Duda, H. (1998): FEM – ein verführerisches Hilfsmittel. In: *Finite Elemente in der Baupraxis – Beiträge zur Tagung an der TU Darmstadt, 5.-6. März 1998, Darmstadt*. Hrsg. von P. Wriggers, U. Meißner, E. Stein und W. Wunderlich. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, S. 67–76.
- EAU (2012): *Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ – Häfen und Wasserstraßen*. Hrsg. von Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der HTG und der DGGT. 11. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 690 S.
- Eifert, H. und Rendchen, K. (2006): *Zement-Merkblatt – Massige Bauteile aus Beton*. Verein Deutscher Zementwerke e.V. Düsseldorf, 8 S.
- Eligehausen, R., Popov, E. P. und Bertero, V. V. (1983): *Local Bond stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations – Experimental Results and Analytical Model*. Report No. UCB/EERC-83/23. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 162 S.
- Eurocode 2 (2011): *DIN EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau + DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang*. Deutsches Institut für Normung e.V. Berlin: Beuth Verlag, 241 S. + 101 S.
- Fehsenfeld, C. (2007): *Zur Rissbildung und Mindestbewehrung in Stahlbetontragwerken*. Dissertation. Schriftenreihe des Instituts für Massivbau, Technische Universität Hamburg-Harburg, Heft 1. Aachen: Shaker Verlag, 185 S.

- Fischer, A. (1993): *Modelluntersuchungen zur Ermittlung des Rissabstandes dicker Bauteile aus Stahlbeton*. Dissertation. Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 4: Bauingenieurwesen, Nr. 118. Düsseldorf: VDI Verlag, 95 S.
- Glimm, M., Quast, U. und Steffens, R. (2003): Gemessene Beanspruchungen langer fugenloser Kranbahnbalken. In: *Bautechnik*, Band 80, Heft 7, S. 434–441.
- Grube, H. (1991): *Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile*. Habilitation. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 52. Düsseldorf: Beton-Verlag, 84 S.
- Hamburg Port Authority (2008): *Hafenbau und Wasserbauwerke – Leistungsbeschreibung Teil C: Anlage zu den Bemerkungen zum Leistungsverzeichnis für Uferbauwerke und Hochwasserschutzanlagen*. Hamburg, 50 S.
- Heilmann, H. G. (1969): Beziehungen zwischen Zugfestigkeit und Druckfestigkeit des Betons. In: *beton*, Band 19, Heft 2, S. 68–71.
- Hillerborg, A. (1983): Analysis of One Single Crack. In: *Fracture Mechanics of Concrete*. Hrsg. von F. H. Wittmann. Amsterdam: Elsevier Science Publishers B.V., S. 223–249.
- Hornbogen, E., Eggeler, G. und Werner, E. (2012): *Werkstoffe – Aufbau und Eigenschaften von Keramik-, Metall-, Polymer- und Verbundwerkstoffen*. 10. Auflage. Berlin: Springer-Verlag, 596 S.
- Jirásek, M. und Bažant, Z. P. (2001): *Inelastic Analysis of Structures*. West Sussex: John Wiley & Sons, 734 S.
- Khoo, E. und Soon, T. T. (2008): New Generation of Container ports on the Western Side of Singapore. In: *Seehäfen für Containerschiffe zukünftiger Generationen*. Hrsg. von J. Grabe. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg-Harburg, Heft 16. Hamburg: Eigenverlag, S. 73–86.
- Kollo, H. (2001): *Massenbeton*. Schriftenreihe Spezialbetone, Band 4. Düsseldorf: Verlag Bau+Technik, 81 S.
- Krauß, M. (2006): *Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Bauteilen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 556. Berlin: Beuth Verlag, 173 S.

- Kupfer, H. (1973): *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Biegung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 229. Berlin: Beuth Verlag, 131 S.
- König, G. und Tue, N. V. (1996): *Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 466. Berlin: Beuth Verlag, 55 S.
- Leonhardt, F. (1978): *Vorlesungen über Massivbau – Vierter Teil: Nachweis der Gebrauchsfähigkeit*. 2. Auflage. Berlin: Springer-Verlag, 194 S.
- Lublinter, J., Oliver, J., Oller, S. und Oñate, E. (1989): A plastic-damage model for concrete. In: *International Journal of Solids and Structures*, Band 25, Heft 3, S. 299–326.
- Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W. und Sigrist, V. (1998): Tension Chord Model for Structural Concrete. In: *Structural Engineering International*, Band 8, Heft 4, S. 287–298.
- Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W. und Sigrist, V. (1999): *Tragverhalten von Stahlbeton – Fortbildungskurs für Bauingenieure*. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 301 S.
- Maurer, R. (2007): Neuausgabe DIN 1045-1: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten bei dicken Bauteilen infolge Zwang. In: *DBV-Heft 14 „Weiterbildung Tragwerksplaner Massivbau – Brennpunkt: Aktuelle Normung“*, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., S. 86–99.
- Maurer, R., Tue, N. V., Haveresch, K.-H. und Arnold, A. (2005): Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten bei dicken Wänden. In: *Bauingenieur*, Band 80, Heft 10, S. 479–485.
- Meyer, G. und Meyer, R. (2007): *Rissbreitenbeschränkung nach DIN 1045 – Diagramme zur direkten Bemessung*. 3. Auflage. Düsseldorf: Verlag Bau+Technik, 325 S.
- Morgen, K. (2008): Fugenlose Kaianlagen – Anwendung und Forschung. In: *Seehäfen für Containerschiffe zukünftiger Generationen*. Hrsg. von J. Grabe. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg-Harburg, Heft 16. Hamburg: Eigenverlag, S. 247–268.
- Morgen, K., von Thaden, H. und Vollstedt, H.-W. (2005): Fugenlose Überbauten für die Containerkajen CT3a und CT4 in Bremerhaven. In: *Beton- und Stahlbetonbau*, Band 100, Heft 12, S. 1003–1011.

- Onken, P. und Rostásy, F. S. (1995): *Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk bei früh einsetzendem Temperaturzwang*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 449. Berlin: Beuth Verlag, 93 S.
- Pardey, A. (1994): *Physikalisch nichtlineare Berechnung von Stahlbetonplatten im Vergleich zur Bruchlinientheorie*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 441. Berlin: Beuth Verlag, 192 S.
- Pfeiffer, U. (2008): Die nichtlineare Berechnung von Stahlbetontragwerken – Anwendungen im Hafenbau am Beispiel des Containerterminals Damietta International Port. In: *Seehäfen für Containerschiffe zukünftiger Generationen*. Hrsg. von J. Grabe. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg-Harburg, Heft 16. Hamburg: Eigenverlag, S. 289–304.
- Pfeiffer, U. (2012): Fugenlose Kaimauer für den Containerterminal Beirut. In: *Beton- und Stahlbetonbau Spezial – Häfen und Kaianlagen*, Band 107, Heft S1, S. 46–54.
- Polónyi, S. (1993): Fugenloses Bauen. In: *Bautechnik*, Band 70, Heft 2, S. 105–106.
- Pölling, R. (2001): *Eine praxisnahe, schädigungsorientierte Materialbeschreibung von Stahlbeton für Strukturanalysen*. Dissertation. Forschungsarbeit aus dem Sonderforschungsbereich 398: Lebensdauerorientierte Entwurfskonzepte, Ruhr-Universität Bochum. Dülmen: Pölling, 171 S.
- Quast, U. (2010): Zur Auswahl eines geeigneten Verfahrens für die Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug. In: *Bautechnik*, Band 87, Heft 7, S. 397–403.
- Rapp, C. (2012): *Aktive Dämpfung der Lastschwingungen bei Containerkränen*. Dissertation. München: Dr. Hut Verlag, 163 S.
- Rauch, M. (2010): *Tragwerke aus ultrahochfestem Beton*. Dissertation. Schriftenreihe des Instituts für Massivbau, Technische Universität Hamburg-Harburg, Heft 4. Aachen: Shaker Verlag, 181 S.
- Rehm, G. (1961): *Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138. Berlin: Beuth Verlag, 59 S.
- Rombach, G. (2006): *Anwendung der Finite-Elemente-Methode – Fehlerquellen und ihre Vermeidung*. 2. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 320 S.
- Rostásy, F. S. und Henning, W. (1990): *Zwang und Rissbildung in Wänden auf Fundamenten*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 407. Berlin: Beuth Verlag, 145 S.

- Rostásy, F. S. und Krauß, M. (2001): *Frühe Risse in massigen Betonbauteilen - Ingenieurmodelle für die Planung von Gegenmaßnahmen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 520. Berlin: Beuth Verlag, 119 S.
- Rüsch, H. (1975): Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. In: *beton*, Band 25, Heft 2, S. 55–58.
- Schießl, P. (1989): Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rissbreite. In: *DAfStb-Heft 400 „Erläuterungen zu DIN 1045 – Beton- und Stahlbeton, Ausgabe 07.88“*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, S. 157–175.
- Sigrist, V. (1995): *Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern*. Dissertation. IBK Bericht Nr. 210, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 159 S.
- Springenschmid, R. (1984): Die Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydratationswärme im Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau*, Band 79, Heft 10, S. 263–269.
- Springenschmid, R., Breitenbücher, R. und Ballardini, P. (1988): Vergleich zwischen Berechnungen und Messungen von Zwangsspannungen in jungem Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau*, Band 83, Heft 4, S. 93–97.
- Stahlmann, J., Gattermann, J., Missal, C. und Schmitt, J. (2009): Moderne Kajakonstruktionen im Anforderungsprofil norddeutscher Häfen. In: *Pfahl-Symposium 2009 – Fachseminar: 19./20. Februar 2009 in Braunschweig*. Hrsg. von J. Fischer, J. Gattermann und J. Stahlmann. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 88. Braunschweig: IGB, S. 43–68.
- Titze, E. (1970): *Über den seitlichen Bodenwiderstand bei Pfahlgründungen*. Bauingenieur-Praxis, TU Berlin, Heft 77. Berlin: Ernst Verlag, 136 S.
- van Mier, J. G. M. (1986): Multiaxial strain-softening of concrete – Part I: Fracture and Part II: Load-Histories. In: *Materials and Structures*, Band 19, Heft 111, S. 179–200.
- van Mier, J. G. M., Reinhardt, H. W. und van der Vlugt, B. W. (1987): Ergebnisse dreiachsiger verformungsgesteuerter Belastungsversuche an Beton. In: *Bauingenieur*, Band 62, Heft 8, S. 353–361.
- Vandamme, M., Bernaers, G. und Aerts, F. (2007): Construction of the Deurganckdok in the Port of Antwerp, Belgium. In: *MTEC 2007 – Proceedings of the 2nd International Maritime-Port Technology and Development Conference, 26.-28. September 2007, Singapur*. Singapur: Research Publishing Services, S. 43–48.

- Vollstedt, H.-W. und Woltering, S. (2008): Konstruktion von Ufereinfassungen für große Containerschiffe. In: *Seehäfen für Containerschiffe zukünftiger Generationen*. Hrsg. von J. Grabe. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg-Harburg, Heft 16. Hamburg: Eigenverlag, S. 19–31.
- Wasner, J. und Sigrist, V. (2010): Accounting for Tension Stiffening in Finite Element Modelling. In: *Proceedings – 8th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, 20.-23. Juni 2010, Kgs. Lyngby, Dänemark*. Hrsg. von F. Gregor, M. Geiker, O. Hededal, L. Ottosen und H. Stang. Kgs. Lyngby: DTU Byg, S. 39–44.
- Wasner, J. und Sigrist, V. (2011): On Finite Element Analysis of Quay Structures. In: *Ports for Container Ships of Future Generations*. Hrsg. von J. Grabe. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg-Harburg, Heft 22. Hamburg: Eigenverlag, S. 293–307.
- Wasner, J. und Sigrist, V. (2012): Computation of Crack-Control for Durable Quay Structures. In: *Concrete Structures for Sustainable Community – Proceedings: fib Symposium, 11.-14. Juni 2012, Stockholm, Schweden*. Hrsg. von D. H. Bager und J. Silberbrand. Stockholm: Royal Institute of Technology, S. 143–146.
- Wiemann, J., Lesny, K. und Richwien, W. (2004): Anwendbarkeit von Standardverfahren zur Bemessung von Pfahlgründungen für Offshore-WEA. In: *3. Symposium Offshore-Windenergie – Bau- und umwelttechnische Aspekte*. Hannover, 12 S.
- Zilch, K. und Zehetmaier, G. (2010): *Bemessung im konstruktiven Betonbau – Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. 2. Auflage. Berlin: Springer-Verlag, 627 S.
- ZTV-W LB 215 (2004): *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215)*. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. Bonn, 28 S.

In der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg erschienene Titel

- Band 1 Christine Fehsenfeld (2008)
Zur Rissbildung und Mindestbewehrung in Stahlbetontragwerken
- Band 2 Frank Möbius (2009)
Kraft-Verformungs-Verhalten von umschnürtem Stahlbeton
- Band 3 Anja Sternberg (2009)
Brücken mit massiver Unterspannung
- Band 4 Marion Rauch (2010)
Tragwerke aus ultrahochfestem Beton
- Band 5 Lars Aberspach (2010)
Zwangsbeanspruchungen und Rissbildung in fugenlosen Kaianlagen
aus Stahlbeton
- Band 6 Sören Latte (2011)
Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne Querkraftbe-
wehrung
- Band 7 Vu Hong Nghiep (2012)
Shear Design of Straight and Haunched Concrete Beams without Stir-
rups
- Band 8 Thomas von Borstel (2012)
Anpassungsfähige Hochhaustragwerke mit Diagrid
- Band 9 Gregor Borkowski (2014)
Beitrag zur rechnerischen Überprüfung von Betonhohlkastenbrücken
- Band 10 Matthias Kohl (2014)
Tragverhalten von Stahlbetontragwerken ohne Querkraftbewehrung
unter Ermüdungsbeanspruchungen
- Band 11 Britta Hackbarth (2015)
Zur Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonträgern mit Bü-
gelbewehrung
- Band 12 Jens Wasner (2015)
Rissbildung in fugenlosen Kaianlagen – Ein Berechnungsmodell für
massige Bauteile aus Stahlbeton