

# **Zum Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonträgern im Zustand II – Unterschiedliches Verbundverhalten bei Schwellbeanspruchung**

von  
**Kai-Uwe Voß**

**Heft 111 · BRAUNSCHWEIG · 1994**

2725-7027

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ  
AMTLICHE MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

IBMB

TU BRAUNSCHWEIG

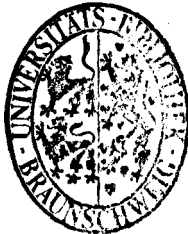
# **Zum Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonträgern im Zustand II – Unterschiedliches Verbundverhalten bei Schwellbeanspruchung**

von  
**Kai-Uwe Voß**

**Heft 111 · BRAUNSCHWEIG · 1994**  
ISBN 3-89288-090-5  
ISSN 0178-5796

Z.F.

*[Handwritten signature]*



*[Handwritten initials]*

Diese Arbeit ist die vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Braunschweig genehmigte Dissertation des Verfassers.

Eingereicht am: 21.01.1993

Mündliche Prüfung am: 30.04.1993

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. H. Falkner

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. H. Duddeck

## **VORWORT**

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

Die Anregung zu dieser Arbeit ergab sich aus der Bearbeitung von Forschungsvorhaben zum Themenkomplex "Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonträgern mit und ohne Verbund der Spannglieder". Sie erhielt wichtige Impulse aus der Zusammenarbeit mit Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Falkner. Ich danke ihm dafür ebenso herzlich wie für seine stete Diskussionsbereitschaft und die Übernahme der Berichterstattung.

Herr Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. H. Duddeck übernahm die Mitberichterstattung, Herr Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina den Vorsitz der Prüfungskommission und Herr Prof. Dr.-Ing. H. Ahrens wirkte bei der Prüfung mit. Ihnen allen danke ich für die Förderung der Arbeit durch viele sachdienliche Hinweise und Anregungen.

Abschließend möchte ich mich an dieser Stelle bei allen Kolleginnen und Kollegen des Instituts bedanken, die mich durch ihre engagierte Mitwirkung in den verschiedenen Phasen meiner Arbeit unterstützt haben.

Braunschweig im Januar 1994

Kai - Uwe Voß

## INHALTSVERZEICHNIS

|  | Seite     |
|--|-----------|
| Bezeichnungen  | IV        |
| <b>1 Einleitung</b> .....  | <b>1</b>  |
| 1.1 Problemstellung .....  | 1         |
| 1.2 Stand der Kenntnisse .....   | 3         |
| 1.3 Gliederung der Arbeit .....  | 5         |
| <b>2 Zum Einfluß der Vorspannung auf die Stahlspannungen im Zustand II</b> .....     | <b>7</b>  |
| 2.1 Vorspannkonzepte .....   | 7         |
| 2.2 Stahlspannungen im Zustand II .....  | 10        |
| 2.3 Bemessung für den Grenzzustand der Ermüdung .....                                | 14        |
| <b>3 Materialverhalten und Werkstoffgesetze</b> .....                                | <b>17</b> |
| 3.1 Allgemeines .....  | 17        |
| 3.2 Beton .....  | 17        |
| 3.2.1 Verhalten bei kurzzeitiger statischer Belastung .....                          | 17        |
| 3.2.2 Zeitabhängiges Verhalten .....   | 22        |
| 3.2.3 Ermüdungsfestigkeit von Beton .....  | 24        |
| 3.3 Betonstahl und Spannstahl .....  | 25        |
| 3.3.1 Allgemeines .....  | 25        |
| 3.3.2 Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstahl .....                               | 28        |
| 3.3.3 Schwingfestigkeitsverhalten von Spannstahl .....                               | 30        |
| 3.4 Verbundverhalten .....   | 32        |
| 3.4.1 Betonstahl .....   | 32        |
| 3.4.2 Spannglieder mit nachträglichem Verbund .....                                  | 34        |
| 3.4.3 Analytische Beschreibung der<br>Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung ..... | 37        |
| 3.5 Zusammenfassung von Kapitel 3 .....  | 38        |

|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 4     | Örtliche Spannungs- und Beanspruchungszustände im Ribbereich .....                           | 40  |
| 4.1   | Allgemeines .....  | 40  |
| 4.2   | Spannungsumlagerungen beim Zusammenwirken von Betonstahl<br>und Spannstahl .....             | 43  |
| 4.2.1 | Die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes<br>bei zwei Bewehrungssträngen ..... | 43  |
| 4.2.2 | Spannungsumlagerung bei Einzelrißbildung .....   | 48  |
| 4.2.3 | Mitwirkung des Betons auf Zug .....  | 51  |
| 4.2.4 | Spannungsumlagerungen bei abgeschlossener Ribbildung ..                                      | 55  |
| 4.2.5 | Experimentelle Überprüfung mit geraden Spanngliedern .....                                   | 56  |
| 4.2.6 | Spannungsumlagerungen bei gekrümmten Spanngliedern .....                                     | 57  |
| 4.3   | Reibermüdung einbetonierter Spannglieder .....   | 66  |
| 4.3.1 | Ursachen der Reibermüdung .....  | 66  |
| 4.3.2 | Dauerschwingversuche mit einbetonierten,<br>glatten Spannstählen .....                       | 69  |
| 4.3.3 | Zulässige Schwingbreiten bei Bündelspanngliedern .....                                       | 78  |
| 4.4   | Rechnerische Untersuchungen des örtlichen Spannungszustandes ..                              | 80  |
| 4.4.1 | Grundlagen der Berechnung .....  | 80  |
| 4.4.2 | Überprüfung des Berechnungsmodells .....   | 84  |
| 4.4.3 | Nachrechnung der eigenen Versuche .....  | 87  |
| 4.4.4 | Spannungsverlauf im Einleitungsbereich<br>der Stahlspannungen .....                          | 92  |
| 4.4.5 | Rechnerische Ribbreitenänderung beim Teilausfall<br>der Bewehrung .....                      | 93  |
| 4.5   | Zusammenfassung von Kapitel 4 .....  | 97  |
| 5     | Das Gesamttragverhalten von Spannbetonträgern bei<br>nichtruhender Belastung .....           | 99  |
| 5.1   | Allgemeines .....  | 99  |
| 5.2   | Versuche zum Tragverhalten von Spannbetonträgern<br>unter Schwellbeanspruchung .....         | 100 |
| 5.2.1 | Versuchsprogramm .....   | 100 |
| 5.2.2 | Versuchsdurchführung .....   | 105 |
| 5.2.3 | Versuchsergebnisse .....   | 109 |

|         |  |     |
|---------|--|-----|
| 5.3     | Modell zur physikalisch nichtlinearen Ermittlung<br>der Zustandsgrößen von Spannbetonträgern ..... | 119 |
| 5.3.1   | Beschreibung des Modells .....   | 119 |
| 5.3.1.1 | Ableitung des Stabelements .....   | 119 |
| 5.3.1.2 | Querschnittsanalyse .....  | 123 |
| 5.3.1.3 | Berücksichtigung der Vorspannung .....   | 125 |
| 5.3.1.4 | Nichtlinearer Berechnungsablauf .....  | 128 |
| 5.3.2   | Verifikation des Rechenmodells .....   | 131 |
| 5.3.2.1 | Vorgespannte Einfeldträger .....   | 131 |
| 5.3.2.2 | Plattenstreifen mit Vorspannung ohne Verbund .....   | 134 |
| 5.3.2.3 | Zweifeldträger mit Vorspannung ohne Verbund .....  | 136 |
| 5.3.2.4 | Nachrechnung der eigenen Versuche .....  | 138 |
| 5.3.3   | Bewertung der Versuchsnachrechnungen .....   | 141 |
| 5.4     | Vergleichsberechnung zur Vorspannung mit und ohne Verbund .....                                    | 141 |
| 5.5     | Zusammenfassung von Kapitel 5 .....  | 145 |
| 6       | Zusammenfassung .....  | 146 |
| 7       | Literaturverzeichnis .....   | 149 |

## BEZEICHNUNGEN

Vorbemerkung:

Die Bezeichnungen werden weitgehend in Anlehnung an den Beitrag von H. Kupfer "Bemessung von Spannbetonbauteilen" [62] gewählt. Einige häufig wiederkehrende Bezeichnungen sind nachfolgend gemeinsam mit ihren Entsprechungen im Eurocode 2 [N8] zusammengestellt. Hier nicht aufgeführte Bezeichnungen werden im Text erläutert.

### Indices

eigene  
Arbeit EC 2

|     |    |                         |
|-----|----|-------------------------|
| b   | c  | Beton                   |
| s   | s  | Betonstahl              |
| z   | p  | Spannstahl              |
| R   | -  | Rißquerschnitt          |
| u   | u  | Grenzzustand (ultimate) |
| ,v  | p  | infolge von Vorspannung |
| I   | I  | Zustand I               |
| II  | II | Zustand II              |
| (x) | -  | ortsabhängig            |

### Geometrische Größen und Querschnittswerte

|               |             |   |
|---------------|-------------|---|
| $A_b$         | $A_c$       | Nettofläche des Betonquerschnitts                               |
| $A_s$         | $A_s$       | Fläche des Betonstahlquerschnitts                               |
| $A_z$         | $A_p$       | Spannstahlfläche  |
| b             | b           | Querschnittsbreite bei Rechteckquerschnitten                    |
| d             | h           | Bauteilhöhe   |
| $d_s$         | $\emptyset$ | wirksamer Stabdurchmesser von Betonstahl                        |
| $d_v$         | -           | (Vergleichs-) Durchmesser von Spannstählen                      |
| h             | d           | Nutzhöhe der Bewehrung  |
| $l_e$         | ,           | Einleitungslänge der Stahlspannungen                            |
| $\mu_1$       | $\rho$      | geom. Bewehrungsgrad der Druckbewehrung                         |
| $\mu, \mu_2$  | $\rho$      | geom. Bewehrungsgrad der Zugbewehrung (Betonstahl)              |
| $s_r, s_{rm}$ | $s_{rm}$    | Rißabstand, mittlerer Rißabstand                                |
| $z_{bv}$      | $z_{cp}$    | Abstand des Spanngliedes vom Schwerpunkt des Betonquerschnittes |



**Spannungen**

|                        |                 |  |
|------------------------|-----------------|--|
| $\sigma$               | $\sigma$        | (Normal-) Spannungen   |
| $\sigma_{b,v}$         | $\sigma_{c,p}$  | Spannung im Beton infolge von Vorspannung                          |
| $\sigma_{bz,v}$        | $\sigma_{cp,0}$ | Spannung im Beton in Spanngliedhöhe inf. Vorspannung               |
| $\sigma_s$             | $\sigma_s$      | Spannung im Betonstahl   |
| $\sigma_{sR}$          | -               | Spannung im Betonstahl im Reißquerschnitt                          |
| $f_u$                  | -               | = $\sigma_{sR}/\sigma_s$ II: Umlagerungsfaktor der Stahlspannungen |
| $\sigma_z$             | $\sigma_p$      | Spannung im Spann Stahl  |
| $\Delta\sigma_s$       | -               | Spannungsschwingbreite im Betonstahl                               |
| $\Delta\Delta\sigma_z$ | -               | Spannungsschwingbreite im Spann Stahl                              |
| $\tau$                 | -               | Verbundspannung  |

**Dehnungen und Verschleibungen**

|                 |                 |   |
|-----------------|-----------------|---|
| $\epsilon$      | $\epsilon$      | Dehnungen   |
| $\epsilon_{sm}$ | $\epsilon_{sm}$ | mittlere Betonstahldéhnung unter Berücksichtigung der Betonmitwirkung auf Zug zwischen den Rissen |
| $\varphi$       | -               | Verdrehung  |
| $\kappa$        | $1/r$           | Krümmung,<br>Klemmbeiwert   |
| $u$             | -               | Verschiebung in Längsrichtung   |
| $u_v$           | -               | Vergleichsumfang des Spanngliedes im Hüllrohr   |
| $v$             | -               | Schlupf zwischen Beton und Bewehrung  |
| $w$             | $f$             | Durchbiegung  |
| $w_r$           | $w_k$           | Rißbreite   |

**Materialkenngrößen**

|              |          |   |
|--------------|----------|---|
| $E_b$        | $E_c$    | E-Modul von Beton   |
| $E_s$        | $E_s$    | E-Modul von Betonstahl  |
| $E_z$        | $E_p$    | E-Modul von Spann Stahl   |
| $\beta_p$    | $f_{ck}$ | Prismendruckfestigkeit des Betons bzw. charakt. Betondruckfestigkeit (Zylinder)                           |
| $\beta_R$    | $f_{cd}$ | Rechenfestigkeit des Betons nach DIN 4227 bzw. Rechenwert der<br>= $f_{ck}/\gamma_c$ Betondruckfestigkeit |
| $\beta_{WN}$ | -        | Würfeldruckfestigkeit von Beton   |
| $\beta_{bZ}$ | $f_{ct}$ | zentrische Zugfestigkeit von Beton  |
| $\beta_{BZ}$ | -        | Biegezugfestigkeit von Beton  |

|                |            |  |
|----------------|------------|--|
| $\beta_{ss}$   | $f_y$      | Streckgrenze von Betonstahl  |
| $\beta_{z0.2}$ | $f_{p0.1}$ | 0,2 %- bzw. 0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls   |
| $\beta_z$      | $f_p$      | Zugfestigkeit von Spannstahl   |
| $n$            | $\alpha$   | = $E_s / E_b$ : Verhältnis der E-Moduli von Stahl und Beton  |
| $\xi$          | -          | = $\tau_{zm} / \tau_{sm}$ : Verhältnis der mittleren Verbundspannungen von Spanngliedern in Hüllrohren zu Rippenstahl in Beton |
| $\mu$          | -          | Reibbeiwert zwischen Spannstahl und Hüllrohr   |

### Lasten und Schnittgrößen

|           |       |  |
|-----------|-------|--|
| D         |       | Druckkraft                                     |
| F         | F     | äußere Einzellast                              |
| M         | M     | Biegemoment                                    |
| $M_{Dek}$ | -     | Dekompressionsmoment                           |
| $M_R$     | $M_r$ | Rißmoment                                      |
| N         | N     | Längskraft,<br>Lastspielzahl                   |
| Q         | V     | Querkraft                                      |
| u         |       | Umlenklasten infolge von Vorspannung           |
| $Z_v$     | $P_0$ | Zugkraft im Spannglied infolge von Vorspannung |

## 1 EINLEITUNG

### 1.1 Problemstellung

Die Spannbetonbauweise hat sich seit vielen Jahren aufgrund ihrer Wirtschaftlichkeit und technischen Vorzüge bei einer Vielzahl von Bauaufgaben bewährt. In Deutschland stand seit Beginn der fünfziger Jahre neben der Vorspannung mit sofortigem Verbund die Anwendung der vollen und beschränkten Vorspannung mit nachträglichem Verbund im Vordergrund. Dabei wird die Vorspannwirkung derart bemessen, daß im rechnerischen Gebrauchszustand für das gesamte Bauteil der ungerissene Zustand I angenommen werden kann. Der Verbund zwischen Spannglied und Beton ermöglicht die volle Ausnutzung des Spannstahls im Bruchzustand, gleichzeitig bietet die vollständige Umhüllung des Spannstahls mit Injektionsmörtel bei ausreichender Betondeckung und begrenzten Rißbreiten einen guten Korrosionsschutz.

Um die insgesamt günstigen Auswirkungen einer Vorspannung von Betonbauwerken im Sinne einer robusten und dauerhaften Bauweise zu nutzen, zeichnen sich in den letzten Jahren folgende Entwicklungen ab [27, 53]:

- die verstärkte Anwendung der teilweisen Vorspannung, die in vielen Fällen technische und wirtschaftliche Vorteile gegenüber einer vollen oder beschränkten Vorspannung bietet;
- die Entwicklung geeigneter Spannglieder und Spannverfahren mit dauerhaftem Korrosionsschutz für die Vorspannung ohne Verbund sowohl im Hoch- und Industriebau als auch im Brückenbau ("externe Vorspannung");
- die Vereinheitlichung der Bemessungskonzepte für Stahlbeton und Spannbeton im Rahmen der Harmonisierung der europäischen Normen;
- die Anwendung von Berechnungsverfahren unter Ansatz nichtlinearer Materialbeziehungen für die eingehendere Analyse komplizierter Bauteile.

Es darf erwartet werden, daß der Spannbetonbauweise damit neue Anwendungsgebiete erschlossen werden, zu denen verstärkt auch der Hoch- und Industriebau gehören wird. Insbesondere die Anwendung der teilweisen Vorspannung mit und ohne Verbund der Spannglieder bietet hier eine Reihe von

Möglichkeiten zur Qualitätsverbesserung im Gebrauchszustand. Hierzu gehören:

- die Vermeidung von Rissen;
- die Verringerung der Durchbiegungen biegebeanspruchter Bauteile;
- der Abbau von Bewehrungskonzentrationen in hochbeanspruchten Tragwerksbereichen;
- die Erhöhung der Dichtigkeit.

Die Abkehr vom Konzept der vollen Vorspannung als rissefreier Bauweise wirft Fragen zur Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit von Spannbetontragwerken nach Einsetzen der Ribbildung auf. Sie haben in den letzten Jahren eine intensive Forschungstätigkeit auf diesem Gebiet ausgelöst. Dazu gehören die Mitwirkung der Spannglieder bei der Ribbreitenbegrenzung [52, 97], der Korrosionsschutz nachträglich verpreßter Spannglieder im Ribbereich [25, 84] und die Ermüdungsfestigkeit einbetonierter Spannglieder und Spanngliedkopplungen [9, 55, 56, 79, 87, 93]. Neuere Forschungsarbeiten behandeln auch die Spannungsaufteilung im Ribquerschnitt beim Zusammenwirken von Spannstahl in Hüllrohren und direkt einbetoniertem Betonrippenstahl [28, 63, 93, 98]. Kennzeichnend hierfür sind die unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten der Bewehrungselemente, die beim Einsetzen der Ribbildung zu Spannungsumlagerungen innerhalb des Verbundquerschnitts führen können.

Vor diesem Hintergrund entstand die vorliegende Arbeit zum Trag- und Verformungsverhalten vorgespannter Träger nach Einsetzen der Ribbildung.

Im Mittelpunkt der durchgeführten experimentellen und rechnerischen Untersuchungen stehen die Auswirkungen nicht vorwiegend ruhender Lasten auf den Gebrauchszustand und die Traglast biegebeanspruchter Bauteile mit und ohne nachträglichen Verbund der Spannglieder. Dazu wird die Bedeutung der Spannungsumlagerungen zwischen Betonstahl und Spannstahl in gerissenen Querschnitten und die Ermüdungsfestigkeit einbetonierter Spannglieder behandelt.

Bedenken gegenüber einer Anwendung der teilweisen Vorspannung gründen sich neben der erhöhten Dauerschwingbelastung der Bewehrung beim Übergang in Zustand II vor allem auf die Problematik des ausreichenden Korrosionsschutzes der Spannglieder in gerissenen Querschnitten. Die Verwendung werksseitig korrosionsgeschützter Spannglieder ohne Verbund - als

Monolitzen - Spannverfahren vor allem bei Flachdecken seit mehreren Jahren bewährt - bietet sich hier als Alternative zur Vorspannung mit nachträglichem Verbund an. In Balkenversuchen wird gezeigt, daß bei geeigneter Kombination von Betonstahl und Spannstahl ohne Verbund eine wirksame Begrenzung der Rißbreiten auch bei nicht ruhender Belastung und ein duktileres Tragverhalten im Bruchzustand erreicht wird.

## 1.2 Stand der Kenntnisse

Teilweise Vorspannung wird in Deutschland verstärkt erst seit Ende der siebziger Jahre angewendet. Voraussetzung hierfür war die Entwicklung entsprechender Bemessungsregeln, die in die Entwürfe zu DIN 4227, Teil 2 "Teilweise Vorspannung" und Teil 6 "Vorspannung ohne Verbund" [N7] aufgenommen wurden. Die Arbeiten von Hochreither [42], Lücken [67] und Steidle [92] behandeln ausführlich diese Bemessungsregeln und die Grundlagen des Entwurfs für teilweise vorgespannte Bauteile mit nachträglichem Verbund.

Fragen der Verbundfestigkeit von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund und ihrer Mitwirkung bei der Rißbreitenbeschränkung behandeln Trost et al. in [97]. Der Nachweis zur Begrenzung der Rißbreiten nach DIN 4227, Teil 1 [N7], der eine begrenzte Anrechenbarkeit des Spannstahtquerschnitts auf die zur Rissebeschränkung erforderliche Bewehrungsmenge zuläßt, baut auf diesen Untersuchungen auf. Cordes gibt in [16] eine umfangreiche Zusammenfassung von Forschungsergebnissen zur Thematik des Spanngliedverbundes, der Ermüdungsfestigkeit und des Reibungsverhaltens von Spanngliedern. In diesem Zusammenhang sind auch die Arbeiten von Hagen [37, 38] zur Sprengrißbildung bei Spanngliedern zu nennen.

Die Vorspannung ohne Verbund hat sich bisher besonders bei vorgespannten Flachdecken bewährt. Wölfel [109] weist auf die Besonderheiten der Bemessung hin. Die fehlende schubfeste Verbindung zwischen Spannglied und Betontragwerk schließt die Ermittlung des Zuwachses der Spannstahtspannungen infolge äußerer Lasten über eine reine Querschnittsbetrachtung aus. Der Spannungszuwachs kann prinzipiell nur unter Berücksichtigung des Verformungsverhaltens des Gesamttragwerks berechnet werden. Für baupraktische Anwendungen sind dazu auf der Grundlage experimenteller (Hegger [39], Weller [106], Vielhaber [99]) und rechnerischer Untersuchungen (Zimmermann [109]) eine Reihe von Näherungsansätzen entwickelt worden. Für die Schub-

bemessung leitet Hegger [39] einen durch Versuche bestätigten Bemessungsvorschlag auf Grundlage der Fachwerkanalogie ab.

Langjährige experimentelle und praktische Erfahrungen mit der teilweisen Vorspannung liegen vornehmlich in der Schweiz und in den USA vor. Dabei wurde auch das Verhalten von Spannbetonsträgern unter wiederholt schwingenden Lasten behandelt [6, 7, 13, 29, 68]. Eine Zusammenfassung von Versuchsergebnissen enthalten Veröffentlichungen von Bennett [6] und Naaman [75, 76]. Daraus geht hervor, daß in der Mehrzahl dieser Untersuchungen Spannbettbalken mit sofortigem Verbund der Spannlieder im Vordergrund standen.

In Laborversuchen festgestellte, frühzeitige Spannliederbrüche unter Dauerschwingbeanspruchung und vereinzelte Schadensfälle an vorgespannten Tragwerken haben zur Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit einbetonierter Spannlieder und Koppelanker geführt. Dabei zeigte sich der festigkeitsmindernde Einfluß der Reibkorrosion zwischen gekrümmt verlegten Spannliedern und metallischem Hüllrohr im Bereich kreuzender Risse [15, 74, 87]. Oertle [79] und Bökamp [9] führten systematische Versuche zur Reibermüdung einbetonierter Spannlieder durch. Die ertragbare Schwingbreite der untersuchten Spannlieder läßt sich auf Grundlage dieser Versuche für  $N = 2 \times 10^6$  Lastspiele auf  $\Delta\sigma = 120$  bis  $190 \text{ N/mm}^2$  beziffern.

Versuche zur Ermüdungsfestigkeit von Koppelankern führten Kordina et al. [55, 56] an der TU Braunschweig und Sturm [105] an der TH Darmstadt mit zum Teil abweichenden Ergebnissen durch. In beiden Untersuchungen zeigten sich jedoch für die geprüften Spannverfahren keinerlei Einschränkungen hinsichtlich der ertragbaren Schwingbreite im Vergleich zur Zulassung.

Wesentlichen Einfluß auf die Spannungsschwingbreite im Koppelfugenbereich scheinen die bei gemischter Bewehrung durch unterschiedliche Verbundeigenschaften auftretenden Spannungsumlagerungen zwischen Spannstahl und Betonstahl zu haben. Der nach Einsetzen der Rißbildung gemessene Spannungszuwachs im Spannstahl lag deutlich unterhalb der im Koppelfugenriß gemessenen Betonstahlspannung.

Diese Spannungsumlagerungen treten im Rißquerschnitt auch außerhalb der Koppelfugen aufgrund der unterschiedlichen Verbundeigenschaften von geripptem Betonstahl und Spannstahl in nachträglich verpreßten Hüllrohren auf. Das bestätigen experimentelle und rechnerische Untersuchungen an Zugstäben mit gemischter Bewehrung aus Spannstahl und Betonstahl, die in einer Arbeit

mit gemischter Bewehrung aus Spannstahl und Betonstahl, die in einer Arbeit von Tue [98] beschrieben werden. Über die Größe der verbundbedingten Spannungsumlagerungen und ihre Auswirkungen auf das Tragverhalten bei Biegebalken liegen keine Untersuchungen vor. Es ist zu vermuten, daß in diesem Fall eine vorhandene Spanngliedkrümmung die Spannungsaufteilung beeinflusst. Überlegungen zu dieser Problematik werden in Kapitel 4.2.6 vorgestellt.

### **1.3 Gliederung der Arbeit**

Die vorliegende Arbeit gliedert sich im wesentlichen in zwei Teile: die Untersuchung des örtlichen Beanspruchungszustandes gekrümmter verlegter Spannglieder im Bereich von Biegerissen einerseits und das Gesamttragverhalten vorgespannter Träger mit und ohne nachträglichen Verbund der Spannglieder andererseits.

Dazu werden in Kapitel 2 einige Grundbegriffe der unterschiedlichen Vorspannkonzepte behandelt und hinsichtlich der Konsequenzen für die Stahlspannungen in biegebeanspruchten Bauteilen dargestellt. Die im Zusammenhang mit nicht vorwiegend ruhenden Lasten in den deutschen Stahlbeton- und Spannbetonnormen geforderten Nachweise werden kurz erläutert.

Für die nachfolgenden rechnerischen Untersuchungen enthält Kapitel 3 eine Zusammenstellung der für diese Arbeit erforderlichen Grundlagen des Materialverhaltens und der daraus abgeleiteten Werkstoffgesetze. Zur Berechnung des lokalen Spannungszustandes im Einleitungsbereich der Stahlspannungen werden in der Literatur angegebene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen für Betonstahl und Spannstahl zusammengestellt.

Kapitel 4 behandelt die örtlichen Spannungs- und Beanspruchungszustände beim Zusammenwirken von Betonstahl und gekrümmten Spanngliedern im Bereich von Biegerissen. Neben den verbundbedingten Spannungsumlagerungen sind hier die Reibbeeinflüsse zwischen Spannstahl und Hüllrohr zu berücksichtigen, da die Reibkorrosion die Ermüdungsfestigkeit der Spannglieder wesentlich vermindert. Eigene Versuche an Balken, die mit Bündelspanngliedern vorgespannt waren, bestätigen die festigkeitsmindernden Auswirkungen dieser verschleißartigen Schädigung. In einer Berechnung mit der Finite - Element - Methode an einem Ausschnitt der geprüften Versuchskörper können die

Spannungsumlagerungen im Ribbereich quantifiziert und daraus Empfehlungen zur Bemessung abgeleitet werden.

In Kapitel 5 werden Belastungsversuche an vorgespannten Ein- und Zweifeldträgern beschrieben. Im Mittelpunkt dieser Versuche standen die Auswirkungen einer Schwellast auf die Gebrauchsfähigkeit und Traglast von Spannbetonbauteilen mit und ohne Verbund der Spannglieder. Zur Ermittlung der Verformungen und Schnittgrößen wird ein Rechenprogramm entwickelt, das die physikalisch nichtlineare Berechnung von Spannbetonträgern mit und ohne Verbund im gesamten Beanspruchungsbereich bis zur Traglast erlaubt. Das entwickelte Berechnungsmodell wird durch Nachrechnung von Versuchsergebnissen verifiziert und kann für weitere Parameterstudien zum Trag- und Verformungsverhalten vorgespannter Spannbetonträger eingesetzt werden.



## 2 ZUM EINFLUSS DER VORSPANNUNG AUF DIE STAHLSPANNUNGEN IM ZUSTAND II

### 2.1 Vorspannkonzepte

Ziel einer Vorspannmaßnahme bei biegebeanspruchten Bauteilen ist die günstige Beeinflussung des Trag- und Verformungsverhaltens mit Hilfe von eingepprägten Verformungen. Der dabei im Betontragwerk durch Verankerungs- und Umlenkkräfte der vorgedehnten Spannglieder erzeugte Spannungszustand überlagert sich mit den Lastspannungen und ermöglicht dadurch u.a. eine Vergrößerung der Spannweiten, die Vermeidung von Rissen und die Verringerung der Querschnittsabmessungen und der Verformungen (Bild 2.1).

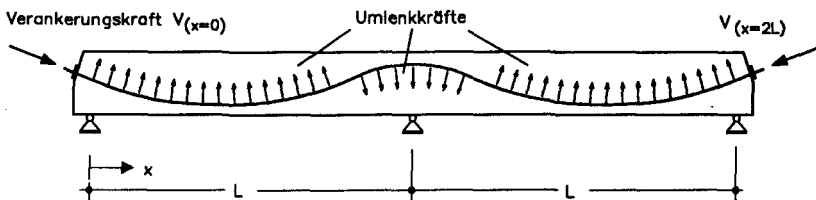


Bild 2.1: Vorspannwirkung der Umlenk- und Verankerungskräfte beim Zweifeldträger

Eine Unterscheidung der Spannbetonbauweise ist möglich im Hinblick auf

- den Zeitpunkt des Vorspannens;
- die Verbundart der Spannglieder;
- den Vorspanngrad.

In der vorliegenden Arbeit wird die Vorspannung nach dem Erhärten des Betons behandelt. Hierbei können die Spannglieder sowohl mit als auch ohne nachträglichen Verbund mit dem umgebenden Beton angeordnet werden. Beide Vorspannarten besitzen spezifische Vor- und Nachteile. Ihre Auswirkungen auf das Tragverhalten und insbesondere die Stahlspannungen bei nichtruhender Belastung sind Untersuchungsziel dieser Arbeit.

Der Vorspanngrad drückt die Größe der Vorspannung im Verhältnis zu den planmäßigen äußeren Lasten aus. Bei biegebeanspruchten Stabtragwerken ohne äußere Längskraft kann er als Quotient aus dem Dekompressionsmoment  $M_D$  (Biegemoment aus äußerer Last, das zusammen mit der Vorspannwirkung die Betonrandspannung  $\sigma_b = 0$  in der vorgedrückten Zugzone ergibt) und dem vollen Gebrauchslastmoment  $M_q$  definiert werden:

$$\kappa = M_D / M_q . \quad (2.1)$$

Mit wachsendem Vorspanngrad verringert sich der nach Tragfähigkeitskriterien erforderliche Betonstahlquerschnitt des Zuggurtes bis auf die Mindestbewehrung, die aus Gründen der Rißbreitenbeschränkung erforderlich ist. Anhand der unter Gebrauchslasten zu erwartenden Biegespannungsverteilung ist eine Abgrenzung vom Stahlbeton ( $\kappa = 0$ ) möglich (Bild 2.2):

- volle Vorspannung:  
 $\kappa \geq 1,0$ ; keine Biegezugspannungen im Beton unter voller Gebrauchslast;
- beschränkte Vorspannung:  
 $\kappa \approx 0,9$ ; Begrenzung der Biegezugspannungen unterhalb der Betonzugfestigkeit bei voller Gebrauchslast;
- teilweise Vorspannung:  
 $0,0 \leq \kappa < 0,9$ ; keine Begrenzung der Biegezugspannungen, d.h. planmäßig Zustand II unter voller Gebrauchslast.

Leonhardt hat für die Vorspannung massiger Bauteile mit vergleichsweise geringen Druckspannungen den Begriff der mäßigen Vorspannung geprägt [65]. Dabei stehen Aspekte der Dichtigkeit und der Verhinderung von Trennrissen im Vordergrund. In diesen Fällen kann die Vorspannwirkung zweckmäßig durch Angabe der zentrischen Betondruckspannungen beschrieben werden:

$$\sigma_{b,v} = N_v / A_b . \quad (2.2)$$

Diese Definition wird hier wegen ihrer einfachen Handhabung zur Abgrenzung der untersuchten Träger genutzt, deren zentrischer Vorspannanteil  $\sigma_{b,v}$  etwa in der Größenordnung von 1,0 bis 3,0 N/mm<sup>2</sup> liegen soll.

Bild 2.2 zeigt, daß mit wachsendem Vorspanngrad auch das Verhältnis der Bewehrungsquerschnitte  $A_z/A_s$  anwächst. Teilweise vorgespannte Bauteile sind demnach gekennzeichnet durch ein weitgehend ausgewogenes Verhältnis von hochfestem Spannstahl und Betonstahl.

Während DIN 4227 [N7] zur Bemessung von Spannbetonbauteilen auch formal eine Unterscheidung hinsichtlich der Vorspanngrade vornimmt (Teil 1: Volle und beschränkte Vorspannung; Teil 2: Teilweise Vorspannung), kennt Eurocode 2 [N8] diese Trennung nicht. Die Wahl der Vorspannkraft ist damit weitgehend in das Ermessen des Tragwerksplaners gestellt. Hauptkriterien hierfür sind die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit, die Beschränkung der Durchbiegungen und die Größe der ermüdungswirksamen Stahlspannungen [54, 62, 65].

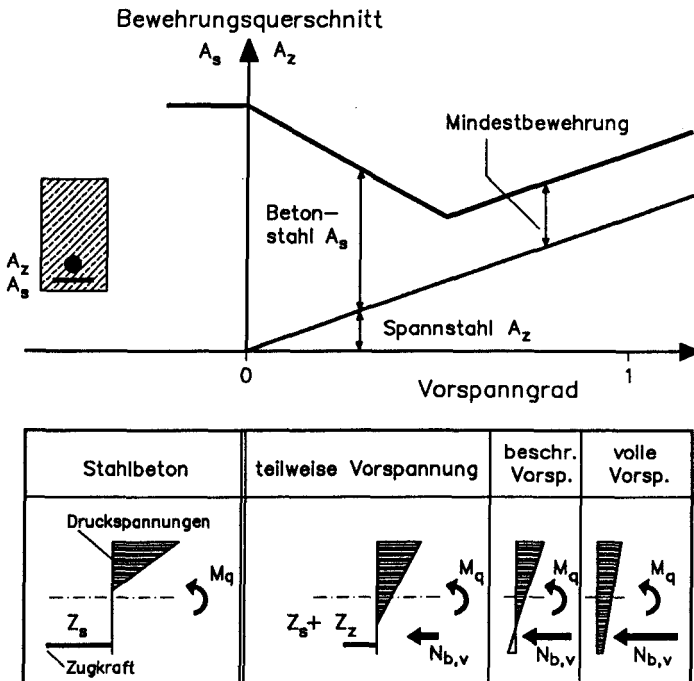


Bild 2.2: Bewehrungsquerschnitte in Abhängigkeit vom Vorspanngrad und zugehörige Biegespannungsverteilung im Gebrauchszustand

Zwei Gesichtspunkte sind bei der Wahl eines wirtschaftlichen Vorspanngrades hervorzuheben:

- Die Summe der Bewehrungsquerschnitte aus Betonstahl und Spannstahl erreicht ein Minimum, wenn die Mindestbetonstahlbewehrung und die Spannglieder gemeinsam gerade die Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit aufnehmen (Bild 2.2).
- Die elastischen und die zeitabhängigen Verformungen des Bauteils sind am kleinsten, wenn die Umlenkkräfte der Spannglieder den ständig wirkenden Lasten entsprechen.

## 2.2 Stahlspannungen im Zustand II

Das Biegetragverhalten von Spannbetonträgern ist dadurch gekennzeichnet, daß im Gebrauchszustand Zugspannungen infolge äußerer Belastung durch die Vorspannwirkung zumindest teilweise überdrückt werden. Biegerisse entstehen, wenn die Zugspannungen die örtliche Betonzugfestigkeit überschreiten und die freiwerdende Kraft durch die Bewehrung in der Biegezugzone aufgenommen werden muß.

Die Größe des dabei auftretenden Spannungsanstiegs in der Bewehrung ist bei biegebeanspruchten Stahlbetonträgern ohne Längskraft von der Betonzugfestigkeit und dem Bewehrungsgrad der Zugzone abhängig. Bei Spannbetonbauteilen vermindert die Wirkung der Betondruckspannungen aus Vorspannung den Stahlspannungszuwachs im Rißquerschnitt. Höhere Vorspanngrade vergrößern den Abstand der Spannungsnulllinie vom gedrückten Rand und führen zu einer kleinen Zugzone. Die bei Rißbildung freiwerdende Zugkraft bleibt daher ebenso wie die Rißbreite und -tiefe zunächst vergleichsweise gering.

Als Ergebnis eigener Vergleichsberechnungen zeigt Bild 2.3 diesen Zusammenhang am Beispiel eines Rechteckquerschnitts. In Abhängigkeit von der zentrischen Druckspannung aus Vorspannung ist die Spannungsdifferenz  $\Delta\sigma_z$  dargestellt, die beim Überschreiten der Betonzugfestigkeit zwischen der Stahlspannung  $\sigma_z^{II}$  im Rißquerschnitt und der Stahlspannung  $\sigma_z^I$  im ungestörten Zustand I auftritt. Es ist erkennbar, daß mit wachsendem zentrischen Vorspannanteil und abhängig vom Bewehrungsgrad die Spannungsdifferenz  $\Delta\sigma_z$  deutlich verringert wird.

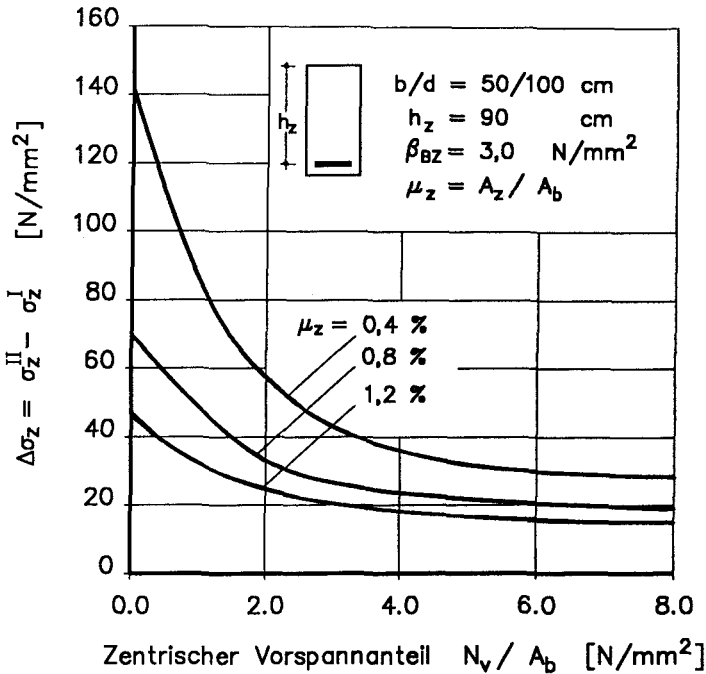


Bild 2.3: Spannstahl - Spannungszuwachs im Rißquerschnitt in Abhängigkeit vom zentrischen Vorspanngrad beim Rechteckquerschnitt

Die Steigerung der Belastung über das Rißmoment hinaus bewirkt einen Anstieg der Stahlspannungen, der deutlich größer ist als im Zustand I. Da die Zuggurtquerschnitte in vorgespannten Bauteilen wegen der Verwendung hochfester Stähle kleinere Querschnitte aufweisen als in vergleichbaren, nicht vorgespannten Trägern, wachsen die Stahlspannung und die Rißbreite rasch an. Durch den für alle Spannbetonbauteile unabhängig vom Vorspanngrad geforderten Nachweis zur Begrenzung der Rißbreiten soll sichergestellt werden, daß die Rißbreite ein unschädliches Maß nicht überschreitet. Die Anforderungen an das Bauwerk und die Umweltbedingungen bestimmen dabei die Größe der als zulässig anzusehenden Rißbreiten.

Nach dem Übergang in den Zustand II wachsen auch die Schwingbreiten  $\Delta\sigma$  infolge einer nicht ruhender Belastung gegenüber dem ungerissenen Zustand I erheblich an (Bild 2.4). Liegt die Unterlast einer nicht ruhenden Verkehrslast unterhalb des Dekompressionszustandes, bestimmt die Größe des Dekompressionsmoments die Höhe der Schwingbreite wesentlich mit. Bild 2.5 zeigt

quantitativ am Beispiel eines Rechteckquerschnitts, wie sich eine Abweichung vom Sollwert der Vorspannkraft, wie sie unter baupraktischen Verhältnissen auftreten kann, auf den Spannungszuwachs im Spannstahl auswirkt. Befindet sich der Querschnitt bei Ober- und Unterlast im Zustand II, haben Spannkraftverluste dagegen vernachlässigbare Auswirkungen auf die tatsächliche Schwingbreite.

Kupfer weist in [60] auf eine gewisse Problematik hin, die sich in diesem Zusammenhang bei Anwendung von Abminderungsfaktoren  $\alpha$  zur Ermittlung des ermüdungswirksamen Anteils der nichtruhenden Verkehrslast ergibt. Würde man den Abminderungsfaktor  $\alpha$  auf die Verkehrslasten anwenden, könnten sich daraus die zu niedrigen Schwingbreiten des Zustand I ergeben. Für Fälle, in denen die Verkehrslast  $p$  und die Schwingbreite  $\Delta\sigma$  nicht proportional sind, sollten daher die für die Lasten angegebenen Abminderungsfaktoren auf die aus der gesamten Lastschwankung resultierende Spannungsschwankung angesetzt werden. Die derart reduzierte Spannungsschwingbreite ist dann dem zulässigen Wert gegenüberzustellen.

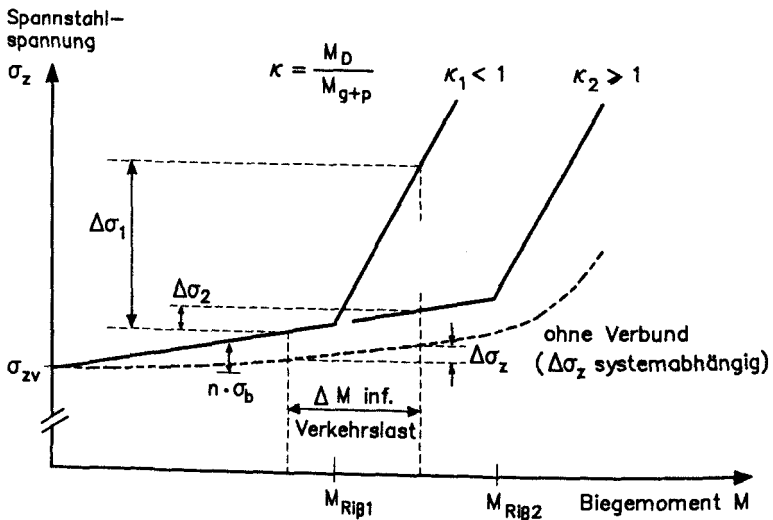


Bild 2.4: Schwingbreite der Spannstahlspannungen infolge  $\Delta M$  bei unterschiedlichen Vorspanngraden eines biegebeanspruchten Bauteils

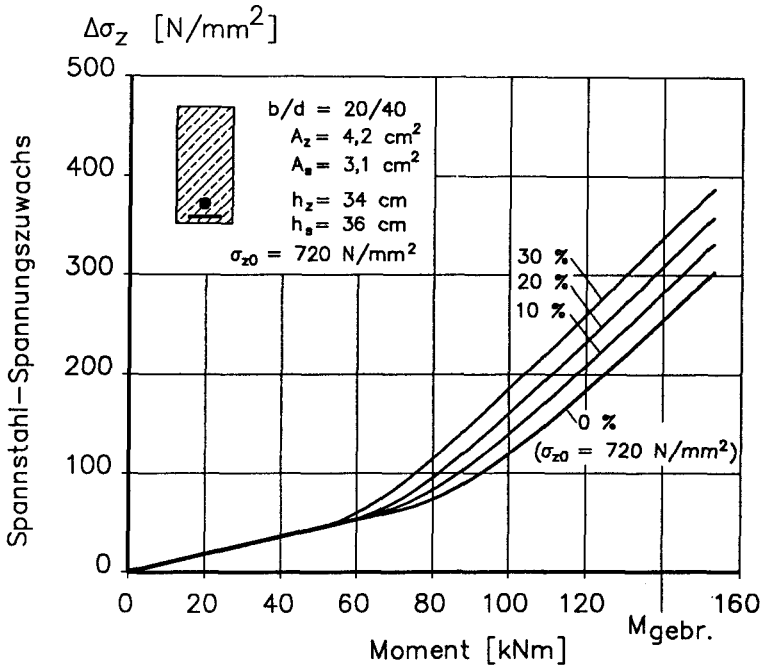


Bild 2.5: Einfluß von Vorspannverlusten auf den lastabhängigen Spannungszuwachs im Zustand II

Anders als in Spanngliedern mit nachträglichem Verbund bleiben die Stahlspannungen in Spanngliedern ohne Verbund auch nach Einsetzen der Rißbildung nahezu unverändert. Wegen der fehlenden schubfesten Verbindung zwischen Spannglied und Beton verteilt sich der geringfügige Dehnungszuwachs im Rißquerschnitt auf der gesamten Länge des Spanngliedes und erzeugt lediglich eine vernachlässigbare Spannungszunahme. Die Spannungsumlagerung im Rißquerschnitt geht in voller Größe in den Betonstahl.

Zusammenfassend bleibt festzustellen, daß bei teilweiser Vorspannung unter nicht vorwiegend ruhender Belastung wegen des Übergangs in den Zustand II höhere Spannungsschwingbreiten auftreten können, die einen Nachweis der Ermüdungsfestigkeit für die im Verbund liegende Bewehrung auf der gesamten Bauteillänge erforderlich machen.

Wie in Kapitel 4 gezeigt wird, weisen einbetonierte Spannglieder mit nachträglichem Verbund besonders in Bereichen kleiner Krümmungsradien eine vergleichsweise niedrige Ermüdungsfestigkeit auf, die noch unterhalb der

Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl liegen kann. Eine gewisse Entlastung des nachträglich verpreßten Spannstahls entsteht infolge des Zusammenwirkens von Betonstahl mit guten und Spannstahl mit in der Regel weniger guten Verbundeigenschaften. Aufgrund der unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten treten beim Einsetzen der Ribbildung Abweichungen von den nach Zustand II aus einem Dehnungsvergleich ermittelten Stahlspannungen auf, die im Betonstahl zu größeren, im Spannstahl zu kleineren Spannungen führen. Im Hinblick auf die Begrenzung der Dauerschwingbelastung der Bewehrung und zur genaueren Analyse von Bruchvorgängen kann eine rechnerische Abschätzung dieser Spannungsumlagerungen unter Berücksichtigung des tatsächlichen Verbundverhaltens angezeigt sein. Die Verfahren hierzu werden in Kapitel 4 vorgestellt.

### 2.3 Bemessung für den Grenzzustand der Ermüdung

Die Bezeichnung 'nicht vorwiegend ruhende Lasten' wird in den deutschen Normen zur Kennzeichnung einer Beanspruchung verwendet, die im Gegensatz zu ständigen oder vorwiegend ruhenden Lasten durch den häufigen Wechsel des Lastereignisses zu einer nicht mehr vernachlässigbaren Festigkeitseinbuße des beanspruchten Bauteils führen kann. Häufig werden auch die Begriffe 'schwingende' oder 'dynamische' Belastung als Synonyme verwendet, ohne daß damit Beschleunigungskräfte infolge der Massenträgheit des Tragwerks gemeint sind. Typische nichtruhende Einwirkungen sind etwa Lasten aus Maschinen mit rotierenden oder stoßenden Teilen, Kranlasten, Wind- und Wellenlasten und Teile der Verkehrregellasten von Brücken. Die bauwerkspezifischen Lastnormen enthalten Angaben dazu, welcher Anteil der Verkehrslast beim Nachweis der Ermüdungsfestigkeit als ermüdungswirksame Belastung anzusetzen ist.

Beim Ermüdungsnachweis auf der Grundlage von DIN 1045 [N3] und DIN 4227 [N7] werden die maximal möglichen Spannungsschwankungen  $\Delta\sigma$  aus den ermüdungswirksamen Gebrauchslasten  $\Delta p$  der durch einen Sicherheitsfaktor  $\gamma$  abgeminderten Dauerschwingfestigkeit  $\sigma_D$  gegenübergestellt:

$$\Delta\sigma(\Delta p) = \sigma_D / \gamma . \quad (2.3)$$

Der Nachweis wird lediglich für die Stahlspannungen gefordert, da die Schwingbreiten der Betonspannungen in der Biegedruckzone bei üblichen Bewehrungs-



graden so gering bleiben, daß dort keine Festigkeitseinbußen zu erwarten sind. Zur Vereinfachung erlaubt DIN 1045 bei Biegung ohne Längskraft für Betonstahl III S und IV S einen Nachweis auf Grundlage der durch häufige Lastwechsel verursachten Schnittgrößen, so daß in diesen Fällen die Ermittlung der Stahlspannungen nach Zustand II entfallen kann.

Die für Betonstähle III S und IV S in Gl. (2.3) einzusetzenden zulässigen Schwingbreiten  $\sigma_D/\gamma$  gibt DIN 1045, Abs. 17.8 in Abhängigkeit vom Biegerollendurchmesser  $d_{br}$  an:

- in geraden oder schwach gekrümmten Stababschnitten mit einem Biegerollendurchmesser  $d_{br} \geq 25 d_s$ : 180 N/mm<sup>2</sup>
- in gekrümmten Stababschnitten mit einem Biegerollendurchmesser  $25 d_s > d_{br} > 10 d_s$ : 140 N/mm<sup>2</sup>
- in gekrümmten Stababschnitten mit einem Biegerollendurchmesser  $d_{br} \leq 10 d_s$ : 100 N/mm<sup>2</sup>
- Betonstahlmatten IV M und geschweißte Verbindungen: 80 N/mm<sup>2</sup>

Diese Werte beinhalten gegenüber den Anforderungen nach DIN 488, Teil 1 [N2] einen Materialsicherheitsbeiwert von  $\gamma \approx 1,2$ . Der Nachweis ist beim Auftreten von Zugspannungen nach Zustand II zu führen, wobei nur die durch häufige Lastwechsel verursachten Spannungsschwankungen zu berücksichtigen sind.

Bei vorgespannten Bauteilen werden voll bzw. beschränkt vorgespannte Bauteile und teilweise vorgespannte Bauteile unterschiedlich behandelt:

- Für voll und beschränkt vorgespannte Bauteile ist der Nachweis der Dauerschwingfestigkeit lediglich an Endverankerungen mit Ankerkörpern sowie an Spanngliedkopplungen zu führen. Für die zulässige Schwingbreite ist das 0,7-fache des im Zulassungsbescheid für die Verankerung bzw. Kopplung angegebenen Wertes der ertragenen Schwingbreite anzusetzen ( $\gamma \approx 1,4$ ). Treten im Querschnitt Zugspannungen auf, ist dieser Nachweis nach Zustand II mit den durch häufige Lastwechsel verursachten Spannungsschwankungen auch für die Schwingbreite im Betonstahl zu führen. Außer den Lasten des Gebrauchszustandes ist ein steifigkeitsabhängiges Zusatzmoment  $\Delta M = \pm EI / (10^4 \cdot d_0)$  als ständig wirkend anzusetzen. Damit wird ein zusätzliches additives Sicherheitselement zur Berücksichtigung außerplanmäßiger Einflüsse eingeführt.

- Bei teilweise vorgespannten Bauteilen sind die Spannungsschwankungen aus häufigen Lastwechseln auf der gesamten Spannliedlänge zu beschränken. Auch hier ist ein Zusatzmoment  $\pm \Delta M$  als ständig wirkend zu berücksichtigen. Die zulässige Schwingbreite im Spannstahl beträgt:
  - das 0,4-fache der in der Spannstahzulassung angegebenen Dauer-schwingfestigkeit,
  - jedoch höchstens  $110 \text{ N/mm}^2$  bei Litzen und glatten Spannstählen,
  - bzw.  $140 \text{ N/mm}^2$  bei Einzelspanngliedern aus geripptem Spannstahl.

Auch im Betonstahl ist die Schwingbreite auf der gesamten Bauteillänge nach DIN 1045 zu begrenzen. Dies gilt auch für die Vorspannung ohne Verbund, unabhängig vom Vorspanngrad.

Eurocode 2, Teil 1 [N8] klammert den Grenzzustand der Ermüdung vorerst aus. Die diesbezüglichen Aspekte sollen einem späteren Ergänzungsteil vorbehalten sein.

Der Nachweis der Dauerfestigkeit in Form von Gl. (2.3) kann unter Umständen zu übertrieben hohen Sicherheiten führen, wenn die Höchstwerte der Verkehrslasten nur selten auftreten und somit ihre Auswirkungen auf die Ermüdungsfestigkeit gering bleiben. Zur Ausnutzung des Zeitfestigkeitsbereichs der Werkstoffe ist ein Betriebsfestigkeitsnachweis zu führen. Dabei werden die Lastereignisse zu Beanspruchungskollektiven zusammengefaßt und deren schädigende Wirkung entsprechend der Lastwechselzahl berücksichtigt.

Vorschläge zu einem solchen Konzept unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten enthält der Model-Code 90 des CEB/FIP [N1]. Dort werden für den Grenzzustand der Ermüdungsfestigkeit vier mögliche Nachweisformate mit unterschiedlichen Differenzierungsstufen genannt. Sie reichen von der einfachen qualitativen Feststellung, daß ein Ermüdungsversagen aufgrund der maßgebenden Belastung in keinem Querschnitt möglich ist, bis zum komplexen Betriebsfestigkeitsnachweis. Eine derart differenzierte Betrachtungsweise erfordert detaillierte Kenntnisse über die Zusammensetzung der einwirkenden Lastkollektive einerseits und eine experimentell abgesicherte Hypothese zur Schadensakkumulation andererseits. Diese Kenntnisse sind in vielen Bereichen derzeit noch nicht verfügbar.

### 3 MATERIALVERHALTEN UND WERKSTOFFGESETZE

#### 3.1 Allgemeines

Für die rechnerische Untersuchung der Spannungs- und Verformungszustände in Spannbetontragwerken sind Werkstoffgesetze zur Beschreibung der Baustoffeigenschaften erforderlich. Sie werden aus den Festigkeitseigenschaften abgeleitet, die üblicherweise an genormten Probekörpern bestimmt werden.

Nachfolgend werden die wesentlichen physikalisch-mechanischen Werkstoffeigenschaften kurz beschrieben und für die Tragwerksanalyse zu einfachen funktionalen Zusammenhängen in Form von Spannungsdehnungslinien aufbereitet. Dabei wird auch auf das Schwingfestigkeitsverhalten eingegangen.

#### 3.2 Beton

##### 3.2.1 Verhalten bei kurzzeitiger statischer Belastung

Kennzeichnend für das mechanische Verhalten von Beton ist die im Vergleich zur Druckfestigkeit erheblich geringere Zugfestigkeit, die bei hohen Druckspannungen überproportional anwachsenden Verformungen und das ausgeprägt zeitabhängige Verformungsverhalten. Das Festigkeits- und Verformungsverhalten wird durch die Eigenschaften der Zuschlagstoffe und des Zementsteins sowie die Haftfestigkeit zwischen den Einzelkomponenten bestimmt.

Bei Normalbeton weisen die Zuschlägkörner eine erheblich größere Steifigkeit auf als der umgebende Zementstein. Eine Druckspannung wird daher zunächst überwiegend innerhalb des Korngerüsts übertragen. Im unteren Beanspruchungsbereich bis etwa  $0,4 \cdot \beta_P$  kann in guter Näherung ein linearer Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckspannung  $\sigma$  und der zugehörigen Dehnung  $\epsilon$  angenommen werden (Bild 3.1). Aus dem heterogenen Aufbau des Korngerüsts ergeben sich im Gefügeeinnern auch bei gleichmäßiger äußerer Druckspannung  $\sigma_b$  örtliche Spannungskonzentrationen. Zwischen den Zuschlagkörnern und der Zementsteinmatrix entstehen daher Spaltzugspannungen, die zu Verbundrissen entlang der Grenzflächen führen. Bei steigender Beanspruchung wachsen diese Mikrorisse in den Zementstein hinein und bewirken einen überproportionalen Anstieg der Dehnung  $\epsilon$ , bis bei etwa  $-2^\circ/\infty$  der Größtwert der Druckspannung erreicht wird. Im verformungsgesteuerten

Versuch tritt dann eine starke Gefügauflockerung ein, die eine zunehmende Verweichung bewirkt und bei einer Dehnung von mehr als  $-4$  bis  $-5 \text{ }^\circ/\infty$  durch Bildung einer zusammenhängenden Rißfläche zum vollständigen Bruch führt [90].

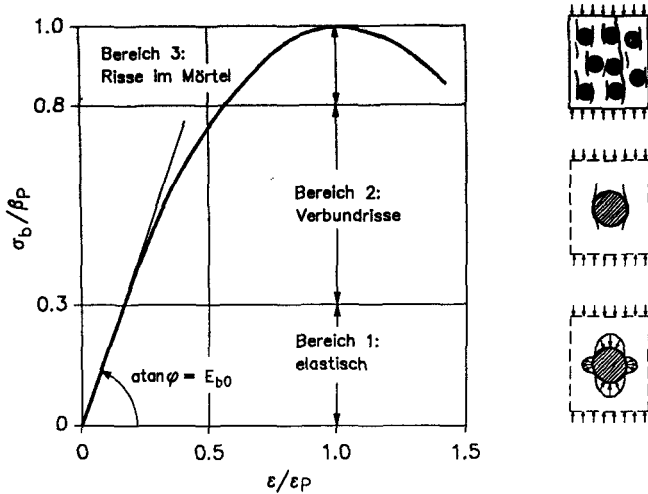


Bild 3.1: Qualitative Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton bei einachsigen Druck

Die Zugfestigkeit beruht hauptsächlich auf der Haftung zwischen Zuschlagstoff und Zementstein, die maßgeblich durch Form, Oberflächenbeschaffenheit und Zusammensetzung der Zuschläge bestimmt wird. Neben den betontechnologischen Einflußgrößen wird die im Bauwerk wirksame Zugfestigkeit durch Eigen- und Schwindspannungen aus dem Erhärtungsprozeß, Art und Dauer der einwirkenden Last, Bauteilgeometrie etc. geprägt, so daß eine wirklichkeitsnahe Abschätzung erschwert wird. Bei der experimentellen Bestimmung der Betonzugfestigkeit wird entsprechend der Versuchsmethodik zwischen drei Festigkeitswerten unterschieden:

- der zentrischen Zugfestigkeit  $\beta_{bZ}$ ,
- der Biegezugfestigkeit  $\beta_{BZ}$  und
- der Spaltzugfestigkeit  $\beta_{SZ}$ .

Während die versuchstechnisch schwierig zu bestimmende zentrische Zugfestigkeit eine echte werkstoffspezifische Größe darstellt, handelt es sich bei der Biegezug- und Spaltzugfestigkeit um technologische, von der Probengeometrie und der Versuchsdurchführung abhängige Festigkeitswerte. Eingangswerte zur Beschreibung des  $\sigma$ - $\epsilon$ -Verlaufs bei Zugbeanspruchung sind vornehmlich aus zentrischen Zugversuchen ableitbar.

Der Unterschied zwischen zentrischer Zugfestigkeit und Biegezugfestigkeit ist besonders bei geringer Zugzonenhöhe groß. Die Bauteilgeometrie und der Vorspanngrad beeinflussen daher die Größe der wirksamen Biegezugfestigkeit. Oberhalb einer Zugzonenhöhe von ca. 50 cm kann davon ausgegangen werden, daß dieser als Maßstabeffekt bezeichnete Zusammenhang bedeutungslos wird [70].

Das beschriebene Werkstoffverhalten muß für rechnerische Untersuchungen des Trag- und Verformungsverhaltens durch Stoffgesetze erfaßt werden. Für die einaxiale Spannungs-Dehnungs-Beziehung haben verschiedene Autoren dazu mathematische Ansätze unter Berücksichtigung der in Versuchen bestimmten Abhängigkeiten formuliert, deren Vor- und Nachteile ausführlich in der Literatur diskutiert werden [11, 23].

Eine flexible Anpassung der Beton-Arbeitslinie für Verformungsberechnungen im Bruch- und Gebrauchszustand erlaubt die auf Pucher [81] zurückgehende, allgemeine Parabelgleichung nach Gl. (3.1), die durch drei Werkstoffkennwerte bestimmt wird:

- die Beton-Prismendruckfestigkeit  $\beta_P$
- die zugehörige Stauchung  $\epsilon_{bs}$
- den Ursprungsmodul  $E_{b0}$ .

$$\sigma(\delta) = \beta_P \cdot [1 - (1-\delta)^{n1}] \quad (3.1)$$

mit  $\delta = \epsilon / \epsilon_{bs}$  und  $n1 = E_{b0} \cdot \epsilon_{bs} / \beta_P$ .

Bild 3.2 zeigt den Verlauf dieser Arbeitslinie, deren Anwendung von Busjaeger/Quast in [11] behandelt wird. Durch Variation des Exponenten  $n1$  ist für die Nachrechnung von Versuchen eine Anpassung der Spannungs - Dehnungslinie an die tatsächlichen Anfangssteifigkeiten  $E_{b0}$  möglich. Für  $n1 = 1$  ergibt sich bei der gewählten Formulierung ein linearer Spannungs-Dehnungs-Zusammenhang.

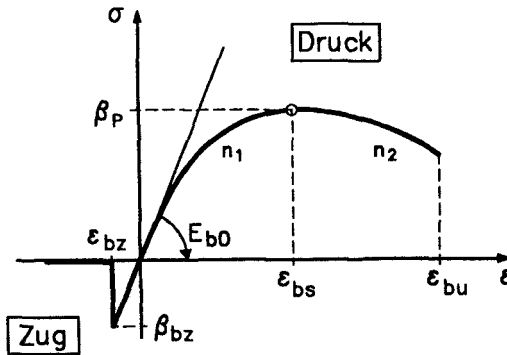


Bild 3.2: Einaxialer Spannungs-Dehnungszusammenhang des Betons für rechnerische Untersuchungen

Der Spannungsverlauf nach Überschreiten der maximalen Druckspannung ist für die praktische Bemessung biegebeanspruchter Bauteile von untergeordneter Bedeutung. Lediglich bei der Anwendung plastischer Berechnungsverfahren zur Traglastermittlung spielt die Vorgabe der Grenzdehnung  $\epsilon_{bu}$  eine Rolle für die Bestimmung der Rotationsfähigkeit. Für den Bereich  $\epsilon < \epsilon_{bs}$  wird in Anlehnung an eine Arbeit von Grzeschkowitz [35] ein hyperbolisch abfallender Ast nach Gl. (3.2) definiert:

$$\sigma(\delta) = \beta_P / [1 + n_2 \cdot (1 - \delta)^2] \quad (3.2)$$

mit  $\delta = \epsilon / \epsilon_{bs}$  und  $n_2 \geq 0$ .

Mit  $n_1 = 2$  und  $n_2 = 0$  folgt aus Gl. (3.1) und (3.2) das in DIN 1045 der Bemessung zugrundeliegende Parabel-Rechteckdiagramm, wenn für  $\beta_P$  die Beton-Rechenfestigkeit  $\beta_R$  gesetzt wird.

Das Dehnungsverhalten des Betons in der Zugzone kann, wie in Bild 3.2 dargestellt, bis zum Erreichen der Zugfestigkeit  $\beta_{bz}$  linear mit dem Ursprungsmodul  $E_{b0}$  beschrieben werden. Die Dehnung bei Erreichen der Maximallast liegt in der Größenordnung von  $\epsilon_{bz} = 0,1 \text{ ‰}$ .

Im Rahmen der Güte- und Eignungsprüfungen des Betons wird in der Regel lediglich die Druckfestigkeit im standardisierten Kurzzeitversuch bestimmt. Wei-

tere Werkstoffparameter müssen, sofern keine entsprechenden Prüfergebnisse vorliegen, näherungsweise anhand formelmäßiger Zusammenhänge mit der Druckfestigkeit ermittelt werden.

Die Stauchung  $\epsilon_{bs}$  beim Erreichen der maximalen Druckspannung  $\beta_P$  ändert sich in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit nur in engen Grenzen [108]. Näherungsweise kann für Normalbetone ein Wert von  $-2^0/\infty$  angenommen werden.

Der Elastizitätsmodul wird nach DIN 1048, Teil 10 [N4] an druckbeanspruchten Betonprismen als Sekantenmodul  $E_{bm}$  zwischen  $\sigma_b = 0$  und  $\sigma_b = \beta_P/3$  nach zehn Lastwechseln ermittelt. Eurocode 2 [N8] enthält einen formelmäßigen Zusammenhang mit der Prismendruckfestigkeit, der beim Fehlen genauerer Versuchswerte angewandt werden kann. Der Ursprungsmodul  $E_{bo}$  kann daraus nach Gl. (3.3) ermittelt werden:

$$E_{bo} = 1,1 \cdot E_{bm} = 1,1 \cdot 9500 \cdot (\beta_P + 8)^{1/3} . \quad (3.3)$$

Untersuchungen zur zeitlichen Entwicklung des Elastizitätsmoduls ergaben, daß je nach Zementart ein Anstieg zwischen 5 und 15 % über den 28-Tage-Wert hinaus zu erwarten ist. Angesichts der ohnehin großen Streubreite dieser Werkstoffgröße kann für rechnerische Untersuchungen bei Belastungsaltern ab 28 Tagen die Zeitabhängigkeit des Elastizitätsmoduls in der Regel vernachlässigt werden.

Zur Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit  $\beta_{bZ}$  hat sich die Anwendung der auf Untersuchungen von Heilmann [40] zurückgehenden Beziehung (3.4) bewährt. Sie hat unter Berücksichtigung von Vorfaktoren für Ober- und Untergrenzen der Festigkeit, für das Betonalter und die Zementart Eingang in DIN 1045 und Eurocode 2 gefunden:

$$\beta_{bZm} = c \cdot \beta_{WN}^{2/3} \quad (3.4)$$

mit  $\beta_{bZm}$  mittlerer Erwartungswert der axialen Betonzugfestigkeit [MN/m<sup>2</sup>]  
 $\beta_{WN}$  Nennfestigkeit des Betons nach DIN 1045 [MN/m<sup>2</sup>]  
c Vorfaktor: c=0,30 (Mittelwert)  
c=0,21 (5 % Fraktilwert)  
c=0,39 (95 % Fraktilwert)

Bei dem in Kapitel 5 vorgestellten Berechnungsmodell wird die Betonzugfestigkeit für die Festlegung der Rißlast und der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen in Form einer modifizierten Stahlarbeitslinie gebraucht.

### 3.2.2 Zeitabhängiges Verhalten

Das viskoelastische Materialverhalten des Betons führt unter andauernden Spannungen zu einer zeitabhängigen Dehnungszunahme, die als Kriechen bezeichnet wird. Der Begriff Relaxation kennzeichnet dagegen den Spannungsabbau bei einer aufgezwungenen Verformung. Beide Phänomene hängen mit den gleichen physikalischen Vorgängen innerhalb des Betongefüges zusammen und treten in Stahlbetontragwerken meist gemeinsam auf. Die durch Austrocknung entstehende spannungsunabhängige Volumenverminderung wird als Schwinden bezeichnet (Bild 3.3).

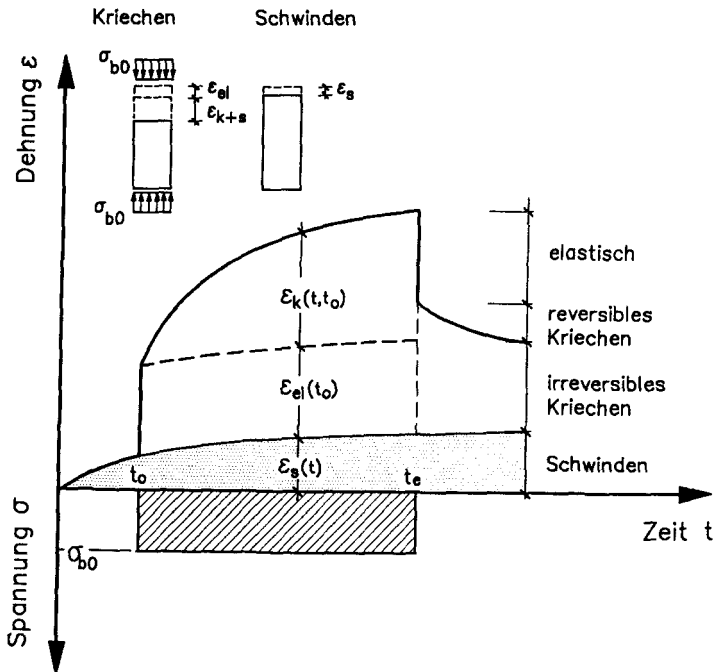


Bild 3.3: Verlauf der zeitabhängigen Verformungen eines Betonprismas unter konstanter Spannung



Kriechen und Schwinden beeinflussen die Schnittgrößen in statisch bestimmten Systemen nicht. Erst die Behinderung der Verformungen führt zu Zwangsschnittgrößen. In Verbundquerschnitten aus Stahl und Beton entstehen Spannungsumlagerungen dadurch, daß die Bewehrung je nach Querschnitt und Anordnung die zeitabhängigen Betonverformungen behindert. Wirken Betone mit unterschiedlichen Kriecheigenschaften oder Bauteile mit sehr unterschiedlichen Bewehrungsgraden monolithisch zusammen, ändert sich bei statisch unbestimmter Lagerung auch die Verteilung der Lastschnittgrößen. Zwangsschnittgrößen werden durch Kriechen abgebaut.

Die Zunahme der Dehnungen infolge Kriechens vergrößert die Durchbiegungen unter Dauerlast im Zustand I annähernd um einen der Kriechzahl  $\varphi(t)$  proportionalen Wert, der mit etwa  $1 + \varphi(t)$  angenommen werden kann. Im Zustand II vergrößert das Kriechen die Druckzone, und die Druckspannungen werden geringer. Der Verformungszuwachs ist, bezogen auf die Ausgangsverformung, kleiner als im Zustand I; er beträgt etwa  $1 + 0,3\varphi(t)$ .

In vorgespannten Bauteilen kommt es durch die zeitabhängigen Verformungen zu einem Verlust an Vorspannwirkung, der Auswirkungen auf den Spannungszustand unter Gebrauchslasten hat. Bei der Ermittlung der Spannkraftverluste infolge Kriechen und Schwinden wird im allgemeinen nicht von einer konstant einwirkenden Spannung  $\sigma_b(t_0)$  ausgegangen. Die Theorie einer allgemeinen zeitabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehung führt auf eine Integralgleichung, zu deren Lösung Näherungsverfahren für baupraktische Anwendungsfälle abgeleitet wurden [62].

Abhängig vom Zeitpunkt des Vorspannens liegt die Endkriechzahl meist zwischen 2,0 und 3,0. Daraus resultieren Spannkraftverluste in der Größenordnung von etwa 5 % der Anfangsspannung. Die Schwindverluste liegen ebenfalls in dieser Größenordnung, so daß infolge des zeitabhängigen Betonverhaltens mit einer Änderung der Anfangsspannung im Spannglied von ca. 10 % zu rechnen ist.

Bei teilweiser Vorspannung bleiben die Kriechverluste wegen des geringeren zentrischen Druckspannungsanteils meist kleiner als bei voll vorgespannten Bauteilen. Da außerdem der Anteil  $A_s$  an der Zuggurtbewehrung erheblich größer ist, wird die Verkürzung des Betons stärker behindert, die Spannkraftverluste bleiben kleiner. Eine relativ grobe Abschätzung der Spannkraftverluste, beispielsweise nach den Näherungsformeln in [65], scheint daher gerechtfertigt,

zumal teilweise vorgespannte Bauteile ohnehin für Zustand II unter Gebrauchslasten bemessen werden.

### 3.2.3 Ermüdungsfestigkeit von Beton

Versuche zur Ermüdungsfestigkeit von Beton im Druckschwellbereich zeigen die hohe Dauerschwingfestigkeit dieses Baustoffs [14, 33, 49, 105].

Anders als bei Metallen zeigt der Dauerbruch von Beton Ähnlichkeit mit dem Versagensvorgang bei statischer Belastung. Die zyklische Be- und Entlastung führt in der Bruchphase zur beschleunigten Entstehung und Ausbreitung von Mikrorissen in der Zementsteinmatrix, so daß dem Dauerschwingversagen verhältnismäßig große plastische Verformungen vorausgehen. Das Versagen tritt bei Ausbildung einer Bruchfläche durch Wachsen der Mikrorisse ein. Der Bruchvorgang erfolgt bei Druckschwell-, Zugschwell- und Wechselbeanspruchung prinzipiell ähnlich, allerdings sind die einzelnen Verformungsphasen nur im Druckschwellbereich ausgeprägt.

Das von Klausen [49] aus Versuchen an Normalbeton abgeleitete Dauerfestigkeitsdiagramm nach Smith ermöglicht eine Abschätzung der Dauerschwingfestigkeit (Bild 3.4). Unter Berücksichtigung der Tatsache, daß bei biegebeanspruchten Spannbetonbauteilen die Druckspannungen maximal 50 % der Prismendruckfestigkeit betragen, wird deutlich, daß eine Dauerschwingbelastung des Betons im Druckbereich nur in Sonderfällen kritische Werte erreichen kann. Auf einen Nachweis der Schwingfestigkeit des Betons unter nicht vorwiegend ruhender Belastung kann daher meist verzichtet werden.

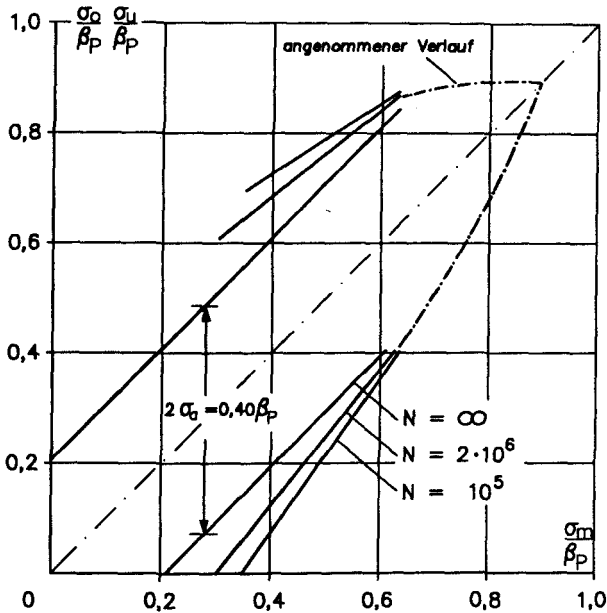


Bild 3.4: Smith-Diagramm für Normalbeton unter Druck-Schwellbelastung nach [49]

### 3.3 Betonstahl und Spannstahl

#### 3.3.1 Allgemeines

Als Bewehrungselemente in Spannbetontragwerken werden in der Regel Betonstähle und Spannstähle gemeinsam eingesetzt. Sie unterscheiden sich u. a. in der Art der Herstellung, den Festigkeiten und der Oberflächengestalt. Die wichtigsten Festigkeitskennwerte unter Kurzzeitbelastung - ermittelt im einaxialen Zugversuch - sind die Streckgrenze  $\beta_s$  bzw.  $\beta_{0,2}$ , die Zugfestigkeit  $\beta_z$  und der Elastizitätsmodul  $E$ .

Bild 3.5 zeigt qualitativ die Spannungs-Dehnungs-Beziehung für naturharte und kaltverformte Stähle. Sie kann in beiden Fällen bis zum Erreichen der Streckgrenze als linear-elastisch beschrieben werden. Als technische Ela-

stizitätsgrenze  $\beta_{0,01}$  wird diejenige Spannung definiert, bei der nach Entlastung eine bleibende Dehnung von 0,01 % auftritt. Der nur wenig streuende E-Modul beträgt bei Betonstahl  $E_s \approx 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$  und bei Spannstählen  $E_z \approx 2,05 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$  bzw. bei Litzen  $E_z \approx 1,95 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$ . Bei den Spannungsgrenzen treten in der Praxis teilweise erhebliche Vorhaltemaße gegenüber den in DIN 488 [N2] genannten Mindestanforderungen auf. Diese Überfestigkeiten sind zwar zulässig, führen jedoch bei planmäßigen Momentumlagerungen zu deutlichen Abweichungen der Schnittgrößen gegenüber den berechneten Werten.

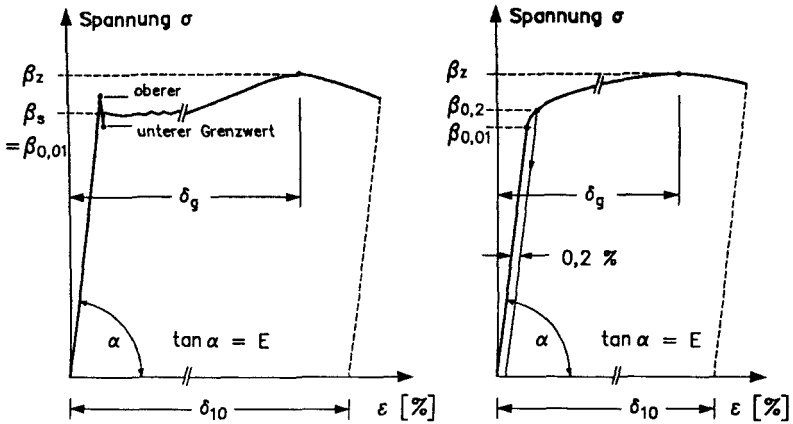


Bild 3.5: Spannungs-Dehnungs-Linien für Bewehrungsstahl  
links: naturhart; rechts: kaltgereckt

Naturharte Stähle weisen eine ausgeprägte Streckgrenze mit einer Fließphase ohne Festigkeitsanstieg auf. Bei kaltverformten Stählen schließt sich an den elastischen Bereich ein stetiger Übergang mit Verfestigung zum plastischen Verhalten an. Anstelle der Streckgrenze wird daher die 0,2 %-Dehngrenze angegeben. Die Bruchdehnung  $\delta_{10}$  liegt bei Betonstählen zwischen 12 und 20 %, bei Spannstählen zwischen 6 und 7 % [90].

Im Rahmen der Bemessung nach DIN 1045 und EC 2 wird dieses Materialverhalten als bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie idealisiert, wobei nach EC 2 die Verfestigung oberhalb der Streckgrenze berücksichtigt werden darf. In diesem Fall ist die Stahldehnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf  $10^0/_{00}$  zu begrenzen.

Bei den eigenen Berechnungen wird für die Ermittlung der Tragfähigkeit der Spannungs-Dehnungs-Verlauf bei Betonstahl vereinfachend als bilinear elastisch-plastisch vorausgesetzt, während für Spannstähle ein trilinearer Polygonzug gewählt wird. Durch Vorgabe eines Versteifigungsmoduls kann der Spannungsanstieg oberhalb der Streckgrenze berücksichtigt werden (Bild 3.6). Als Dehnungsgrenze zur Begrenzung der plastischen Rotationen des Querschnitts wird die Gleichmaßdehnung  $\delta_{gl}$  festgelegt.

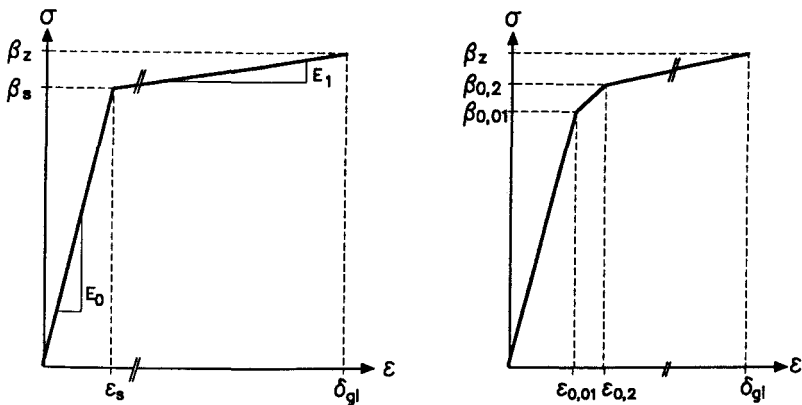


Bild 3.6: Idealierte Spannungs-Dehnungs-Linien von Bewehrungsstahl zur Tragwerksberechnung

Die Anforderungen an Betonstahl hinsichtlich der mechanischen Eigenschaften, Kennzeichnung, Abmessungen etc. sind in DIN 488 genormt oder müssen in Einzelzulassungen geregelt werden. Spannstähle gehören im Bereich der Bundesrepublik Deutschland zu den zulassungspflichtigen Baustoffen. Zur Anwendung kommen überwiegend naturharte Stabstähle und kaltgezogene Drähte, die auch zu Litzen verseilt werden. Die erwünschten hohen Festigkeiten werden durch Legierungselemente und/oder durch die Art der Nachbehandlung - Wärmebehandlung bei vergüteten Stählen, Ziehvorgang bei kaltgezogenen Drähten - erzielt. Durch nachfolgendes Anlassen erreicht man eine Anhebung der Streckgrenze. Litzen entstehen durch Verseilen von sieben kaltgezogenen, glatten Drähten von zumeist 4 bis 5 mm Durchmesser. Die Einzellitze, die wiederum zu Litzenbündeln zusammengefaßt werden kann, weist einen Nenn-durchmesser von 0,5" (12,5 mm) oder 0,6" (15,3 mm) auf.

Bei Spannungen oberhalb von  $0,55 \beta_z$  ist das Relaxationsverhalten des Spannstahls zu berücksichtigen. Je nach Relaxationsklasse und Anfangsvorspannung können daraus zeitabhängige Spannungsverluste von ca. 5 bis 8 % der Anfangsspannung resultieren.

Die in Deutschland durch das Institut für Bautechnik zugelassenen Spannverfahren mit Ankerkörpern weisen eine große Vielfalt hinsichtlich der Spannart, der Anker- und Koppellemente und der zulässigen Spannkkräfte auf. Pfohl gibt in [80] einen Überblick zum Stand der Technik und die mit Einführung des europäischen Binnenmarktes zu erwartenden Neuerungen. Dazu gehören die Anhebung der zulässigen Spannstahlspannungen im Gebrauchszustand, die verstärkte Entwicklung externer Spannglieder und der Einsatz von Faserverbundwerkstoffen, etwa in Form von Glasfaserstäben in HLV-Spanngliedern. Überlegungen zum teilweisen Ersatz der korrosionsempfindlichen Hüllrohre aus Metall durch Kunststoffhüllrohre sind besonders im Zusammenhang mit einer Steigerung der Dauerhaftigkeit und Ermüdungsfestigkeit von Spanngliedern von Interesse (siehe hierzu Kapitel 4.3). Für Spannglieder ohne Verbund werden bereits seit längerem fettverpreßte PE-Hüllrohre eingesetzt, die einen dauerhaften Korrosionsschutz gewährleisten.

### 3.3.2 Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstahl

Zum Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen werden in der Literatur die Ergebnisse systematischer Untersuchungen an nackten und einbetonierten Stahlproben beschrieben. [14, 73, 78, 85]. Als wesentliche, das Schwingfestigkeitsverhalten beeinflussende Faktoren sind danach zu nennen:

- die Schwingbreite  $\Delta\sigma$  und die Oberspannung  $\sigma_o$ ,
- die Rippengeometrie und -anordnung,
- der Biegerollendurchmesser bei abgebogenen Stäben,
- Eigenspannungen und Gefügeveränderungen durch Schweißen,
- das Verbundverhalten und
- korrosiver Medienangriff und Reibkorrosion.

Die ertragbare Schwingbreite nimmt bei gleicher Bruchlastwechselzahl mit höherem Spannungsniveau ab. Die statische Zugfestigkeit ist dagegen von untergeordneter Bedeutung, solange die Oberspannung nicht über der Streckgrenze liegt. Bei gerippten Betonstählen beeinflussen Formgebung und Anordnung der

Rippen wegen ihrer Kerbwirkung maßgeblich die Ermüdungsfestigkeit. Die Kerbwirkung vermindert besonders im gebogenen Zustand die Ermüdungsfestigkeit. Je geringer der Biegerollendurchmesser im Verhältnis zum Stabdurchmesser ist, desto stärker fällt die Abminderung der Dauerschwingfestigkeit aus. An Schweißpunkten können Gefügeveränderungen und Eigenspannungen im Stahl zu einer deutlichen Reduktion der ertragbaren Schwingbreite führen.

Einige der oben genannten Parameter können zweckmäßig an nackten Stahlproben im Einstufen-Zugversuch ermittelt werden (Bild 3.7). Demgegenüber ermöglicht die Prüfung im einbetonierten Zustand - beispielsweise mit dem Normprüfkörper nach DIN 488, Teil 3 - die zusätzliche Berücksichtigung stahlunabhängiger Faktoren unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungszuständen. Damit werden auch festigkeitsmindernde Reibwirkungen erfaßt, die im Bereich von Rissen auftreten können. Bei oftmals wiederholter Belastung tritt eine allmähliche, von den Rissen ausgehende Lösung des Verbundes ein, die lokal zu kleinen zyklischen Relativverschiebungen zwischen Beton und Bewehrungsstahl führt. Daraus können sich Reibnarben im Betonstahl entwickeln, die häufig Ausgangspunkt eines Ermüdungsbruches sind [78].

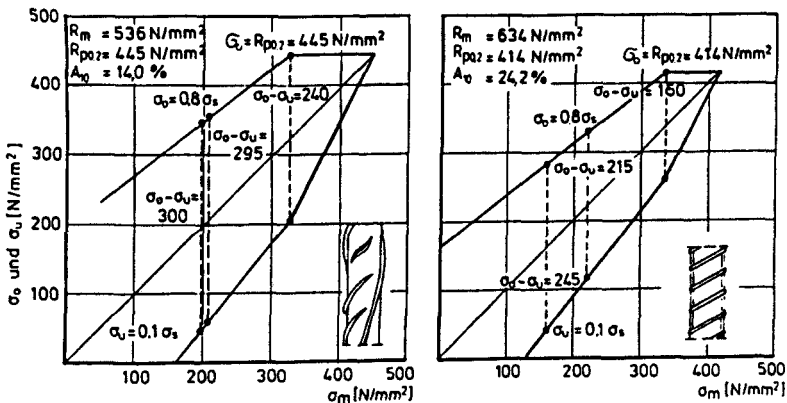
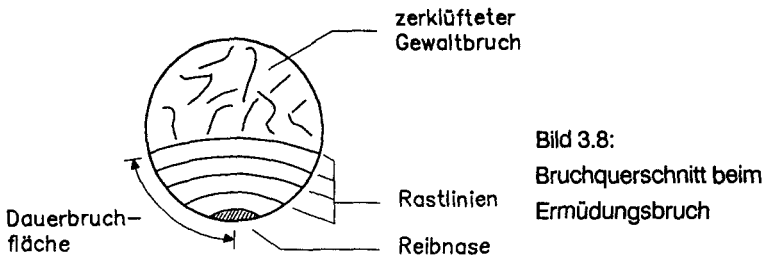


Bild 3.7: Smith-Diagramme für Betonstähle aus Einstufen-Zugversuchen (aus [78])

Das Ermüdungsversagen erfolgt als Sprödbbruch ohne vorherige Einschnürung. Das Bruchbild weist in der Regel drei charakteristische Merkmale auf (Bild 3.8):

- Der Rißbeginn geht meist von der Werkstoffoberfläche aus, bevorzugt von Stellen mit hoher Kerbwirkung wie Rippen, Schweißnähten oder Gefügestörungen. Auch Reib- und Korrosionsnarben sind häufig Ausgangspunkt eines Ermüdungsbruchs.
- Die Rißfortpflanzung schreitet nach innen lastspielabhängig fort. Konzentrische Rastlinien kennzeichnen den zeitweiligen Stillstand der Rißbildung.
- Kann der Restquerschnitt die einwirkende Kraft nicht mehr tragen, kommt es dort zu einem spröden Gewaltbruch ohne Einschnürung.



Neben den mechanischen Beanspruchungen besteht unter entsprechenden Randbedingungen im Bereich von Betonrissen die Gefahr einer korrosiven Schädigung des Betonstahls. Der Karbonatisierungsgrad des umgebenden Betons, die Rißbreite, das Feuchtigkeitsangebot und der Gehalt an korrosionsfördernden Stoffen im Riß bestimmen den Grad des Korrosionsangriffs. Durch die zyklischen Bewegungen der Rißufer kann der Feuchtigkeitstransport an den Bewehrungsstahl durch einen Pumpeffekt beschleunigt werden und die Korrosionsgefahr erhöhen.

### 3.3.3 Schwingfestigkeitsverhalten von Spannstahl

Die Schwingfestigkeit freier Spannstahlproben wird durch die gleichen Faktoren beeinflusst wie die von Betonstählen [77]. Darüberhinaus sind folgende Abhängigkeiten zu erkennen:

- Die Dauerschwingfestigkeit von gerippten bzw. profilierten Stäben ist geringer als diejenige von glatten Drähten bzw. Stäben, da von den Rippen eine hohe Kerbwirkung ausgeht.



- Die Ermüdungsfestigkeit kaltgezogener Drähte steigt im Gegensatz zu gerippten Stählen mit der Materialfestigkeit, da durch das Ziehen eine gleichmäßig glatte Oberfläche entsteht, die örtliche Spannungskonzentrationen vermindert.
- Litzen weisen wegen der inneren Reibung zwischen den verdrehten Einzeldrähten eine geringere Ermüdungsfestigkeit auf als die vergleichbaren Einzeldrähte.

Die im Rahmen der Spannstahzulassung erforderlichen Dauerschwingversuche werden als Einstufenversuche bei konstanter Oberspannung von  $\sigma_0 = 0,55 \beta_z$  und  $\sigma_0 = 0,90 \beta_s$  bzw.  $\beta_{0,2}$  durchgeführt. Gefordert wird bei freien, gerade geprüften Stählen eine Mindestschwingbreite von  $200 \text{ N/mm}^2$  bei  $N = 2 \cdot 10^6$  Lastspielen. Die tatsächlichen Dauerschwingfestigkeiten liegen etwa zwischen  $220$  und  $580 \text{ N/mm}^2$  (Bild 3.9).

Die Ermüdungsfestigkeit des Spannverfahrens, d.h. des Spannglieds einschließlich der Verankerungs- und Koppelkonstruktionen, weicht unter Umständen erheblich von der des freien Spannstahls ab. Zwei kritische Bereiche bedürfen besonderer Aufmerksamkeit:

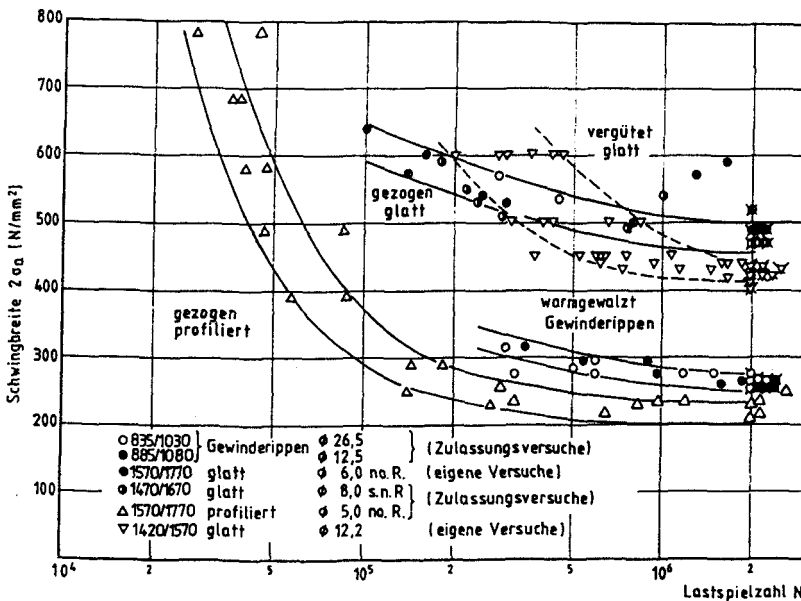


Bild 3.9: Wöhler-Linien für Spannstähle nach Zulassungsversuchen (aus [77])

- Die Ermüdungsfestigkeit einbetonierter Spanngliedkopplungen ist deutlich geringer als diejenige des freien Spannstahls [55, 56, 93]. Die Ursache ist einerseits die Einwirkung hoher Querpressungen auf den Spannstahl infolge der Verankerungskräfte in Verbindung mit Reiberscheinungen und andererseits die besonderen Beanspruchungsverhältnisse im Bereich der Koppelfugen.
- Im Bereich kleiner Krümmungsradien sind insbesondere Litzen- und Bündelspannglieder in metallischen Hüllrohren durch Reiberermüdung gefährdet. Ursache ist eine örtlich hohe Querpressung in Verbindung mit kleinsten Relativverschiebungen zwischen Hüllrohr und Spannstahl, wie sie durch Bewegungen der Rißufer an kreuzenden Rissen hervorgerufen werden können. Die dabei entstehenden Reibnarben sind bevorzugte Ausgangspunkte eines Ermüdungsbruchs [9, 28, 79].

Die Entstehung und Auswirkung der Reiberermüdung bei einbetonierten Spanngliedern wird in Kapitel 4.3 näher behandelt.

### 3.4 Verbundverhalten

#### 3.4.1 Betonstahl

Die Verbundwirkung direkt in Beton eingebetteter Stäbe kann im wesentlichen auf drei Mechanismen zurückgeführt werden:

- Haftung des Betons auf der Stahloberfläche infolge chemisch-physikalischer Bindung (Haftverbund);
- mechanische Verzahnung zwischen dem Beton und den Profilierungen der Stahloberfläche bei gerippten und profilierten Stählen (Scherverbund);
- Reibung infolge der Rauigkeit der Kontaktfläche zwischen Stahl und Beton (Reibungsverbund);

Bild 3.10 zeigt qualitativ die einzelnen Phasen der Verbundwirkung für gerippte und glatte Stäbe anhand von Verbundkennlinien, wie sie in kleinformatigen Ausziehversuchen mit kurzer Einbettungslänge bestimmt werden können.

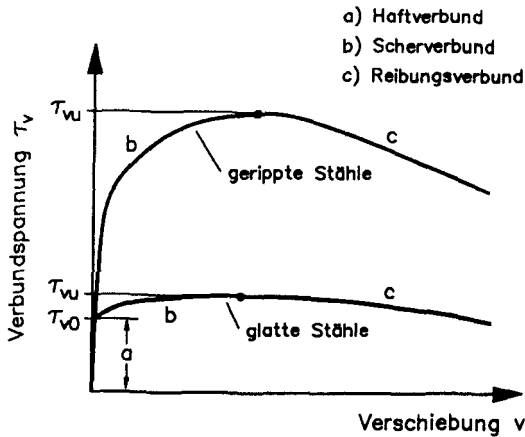


Bild 3.10:  
Qualitative Verbundspannungs - Verschiebungsbeziehungen für glatte und gerippte Stähle

Die wesentliche, die Größe der Kraftübertragung bestimmende Verbundwirkung ist der Scherverbund (Bild 3.11). Die Güte des Scherverbundes hängt neben der Zusammensetzung und Festigkeit des Betons und der Lage des Stabes zur Betonierichtung entscheidend von der Rippengeometrie des Bewehrungsstabes ab.

Unter langdauernder statischer oder zyklisch schwellender Belastung können die Verschiebungen zwischen Beton und Stahl auf das 1,5- bis 2,5-fache der Spontanverschiebung anwachsen. Als Ursachen sind viskoelastische und plastische Verformungen des Betons in Rippennähe und das Wachstum der inneren Risse anzusehen. Diese im wesentlichen irreversible Verformung wird als Verbundkriechen bzw. Verbundschwellkriechen bezeichnet. Sie bewirkt eine Vergrößerung der Rißbreiten in Stahlbetonbauteilen unter Dauerlast. Systematische Untersuchungen zum Langzeitverhalten des Verbundes führten Franke [30] und Rohling [88] durch. In [88] werden Kriechfunktionen angegeben, die eine Ermittlung des im Ausziehversuch gemessenen Verformungszuwachses in Abhängigkeit von der Belastungszeit bzw. der Lastwechselzahl gestatten. Sie bestätigen im wesentlichen die in den technischen Regelwerken angegebenen Rißbreitenformeln [19, N8], die eine Reduzierung der Mitwirkung des Betons auf Zug um 50 % bei langzeitiger oder dynamischer Belastung berücksichtigen.

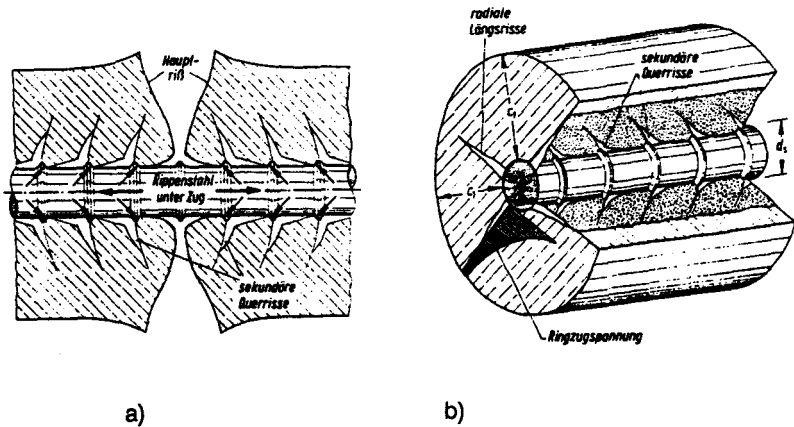


Bild 3.11: Übertragung der Verbundkräfte und Bildung sekundärer Quer- und Längsrisse bei direkt einbetoniertem Betonstahl unter zentrischem Zug (aus [73])

### 3.4.2 Spannglieder mit nachträglichem Verbund

Die Verbundmechanismen von Spanngliedern in nachträglich verpreßten Hüllrohren entsprechen weitgehend denen von Betonstahl, müssen jedoch wegen des Zusammenwirkens von Spannstaht, Injektionsgut, Hüllrohr und Beton durch einige zusätzliche Betrachtungen ergänzt werden. Systematische Versuche an Auszieh- und Dehnkörpern beschreiben Trost et al. in [97].

Bei der Übertragung der Verbundkräfte im Innern des Hüllrohres entsteht nach Versagen des Haftverbundes in der Umgebung des von außen sichtbaren Hauptrisses eine Vielzahl feiner Haarrisse im Einpreßmörtel. Zwischen den inneren Rissen bildet sich ein System schräger Druckstreben zur Übertragung der Verbundspannungen aus (Bild 3.12). Die Druckstreben stützen sich einerseits an der Spannstahtoberfläche ab, andererseits an der profilierten Hüllrohrwandung. Die Formgebung der Stahtoberfläche, der Verfüllgrad des Hüllrohres und die Lage des Spannstahts im Hüllrohr beeinflussen maßgeblich die Geometrie und Steifigkeit des Druckstrebensystems und damit die Verbundspannungs - Verschiebungsbeziehung.

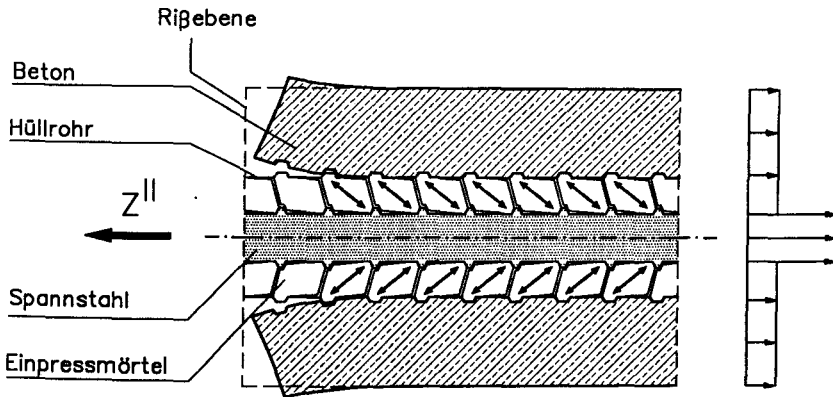


Bild 3.12: Übertragung der Verbundkräfte im System Spannstahl - Einpreßmörtel - Hüllrohr - Beton

Im Ausziehversuch tritt das Verbundversagen in der Regel im Innern des Hüllrohres zwischen der Spannstahloberfläche und dem Injektionsgut ein, da die Fuge Einpreßmörtel / Beton durch die Profilierung des Hüllrohres ausreichend verzahnt ist.

Wesentliche, das Verbundverhalten von Spanngliedern bestimmende Parameter sind

- die Formgebung und der Zustand der Stahloberfläche,
- der Spanngliedaufbau und -durchmesser,
- die Lage der Spannglieder im Hüllrohr,
- das Verhältnis von Spannstahlquerschnitt zum Hüllrohrquerschnitt,
- die Festigkeit des Einpreßmörtels,
- die Höhe der Querdruckbeanspruchung auf die Verbundfuge und
- die Dauer und Höhe einwirkender Wechselbeanspruchungen.

Für eine detaillierte Bewertung der Einflußfaktoren sei an dieser Stelle auf die ausführliche Untersuchung in [97] verwiesen. Hier wird lediglich der Einfluß einer langdauernden oder wechselnden Beanspruchung behandelt, wie er durch zyklische Rißuferbewegungen entstehen kann.

Hierzu beschreiben Cordes/Hagen in [18] Relaxationsversuche an Ausziehkörpern mit glatten und gerippten Spannstählen. Die Ergebnisse zeigen, daß ein ausgeprägt zeitabhängiges Verbundverhalten vorhanden ist. Es wird in der Anfangsphase bei gerippten Spannstählen durch die Ribbildungen im Einpreßmörtel und bei glatten Spannstählen durch Gleitbewegungen nach Überwinden des Haftverbundes geprägt. Nach dem Abklingen dieser Verformungszunahme wird das viskoelastische Verhalten des Einpreßmörtels bestimmend. Die Relaxation des Verbundes - ausgedrückt durch die Rest-Verbundspannung  $\tau_t$  zum Zeitpunkt  $t$  bezogen auf die Anfangsspannung  $\tau_0$  - erreicht bei beiden untersuchten Spannstahlarten nach 14-tägiger Versuchsdauer Werte  $\tau_t/\tau_0$  zwischen 0,4 und 0,5. Die parallel untersuchte Verbundrelaxation bei direkt einbetoniertem, geripptem Betonstahl fiel dagegen mit  $\tau_t/\tau_0 \approx 0,75$  sehr viel geringer aus. Diese Ergebnisse deuten darauf hin, daß sich unter Dauerlast Spannungsumlagerungen im Ribquerschnitt vom Spannstahl zu Lasten des Betonstahls einstellen können, da sich der Spannstahl der Mitwirkung entzieht.

Verbundversuche mit Spanngliedern unter dynamischer Belastung werden ebenfalls in [18] beschrieben. Die Ergebnisse zeigen, daß die Verbundfestigkeit des Spannstahls auch bei häufig wiederholter Beanspruchung ausreicht, um eine begrenzte Mitwirkung beim Nachweis der Ribbreitenbegrenzung nach DIN 4227 Teil 1 anzunehmen. Lediglich glatte Stähle zeigten eine deutliche Abminderung der zulässigen Verbundspannung unter Schwelllasten. Die Autoren empfehlen daher, bei nicht vorwiegend ruhender Belastung auf die ohnehin geringe Mitwirkung glatter Spannstähle beim Nachweis der Ribbreitenbegrenzung zu verzichten.

Kordina/Weber untersuchen den Spanngliedverbund unter schwellender Belastung im Hinblick auf die Begrenzung der Fugenspaltbreiten in vorgespannten Segmentbauteilen [58]. Da in der Segmentfuge eine fugenübergreifende Betonstahlbewehrung mit Verbund fehlt, ist eine Begrenzung der Fugenspaltbreiten oberhalb der Dekompressionslast allein durch Spannglieder mit nachträglichem Verbund sicherzustellen. In den Versuchen traten größere Zunahmen des Verschiebungsweges unter Schwellbeanspruchung insbesondere bei Litzenspanngliedern und glatten Spanngliedern auf. Bei schwellender Beanspruchung wird daher für diese Spannstahlarten eine Abminderung der maximal zulässigen Verbundspannungen im Gebrauchszustand empfohlen. Der Nachweis zur Begrenzung der Fugenspaltbreite bei Segmentbauteilen nach DIN 4227 Teil 3 [N7] trägt diesen Untersuchungen bereits Rechnung.

### 3.4.3 Analytische Beschreibung der Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung

Für die rechnerische Beschreibung der Verbundeigenschaften von Bewehrungsstählen sind in der Literatur eine Reihe mathematischer Funktionen angegeben, die meist aus Ausziehversuchen abgeleitet sind. Angesichts der vielfältigen Einflußgrößen auf die Verbundeigenschaften handelt es sich dabei um *idealisierende Gesetze*, die eine *brauchbare rechnerische Beschreibung* von Verformungen und Ribbildungsprozessen ermöglichen sollen. Insbesondere bei Spanngliedern sind unter baupraktischen Bedingungen angesichts der Vielfalt der in Deutschland zugelassenen Spannverfahren mit teilweise großen Unterschieden hinsichtlich der Festigkeitseigenschaften und der Oberflächenbeschaffenheit des Stahls, des Spanngliedaufbaus, der zulässigen Spannkkräfte etc. wesentliche Streuungen der Verbundeigenschaften zu erwarten. Die Berechnungen, die in Kapitel 4 mit den nachfolgend angegebenen Beziehungen durchgeführt werden, können daher lediglich den Charakter von Grenzwertbetrachtungen zum Zusammenwirken von Stählen mit unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten haben.

Für analytische Berechnungen hat sich der von Martin [69] vorgeschlagene Zusammenhang nach Gl. (3.5) bewährt:

$$\tau_v = \beta_W \cdot b \cdot v^c \quad (3.5)$$

Hierin sind

- $\tau_v$  Verbundspannung in  $[\text{MN}/\text{m}^2]$
- $\beta_W$  Betonwürfeldruckfestigkeit in  $[\text{MN}/\text{m}^2]$
- $v$  Schlupf zwischen Beton und Stahl in  $[\text{mm}]$
- $b, c$  freie Parameter zur Anpassung an Versuchsergebnisse

In dieser Gleichung wird der etwa linearen Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Betondruckfestigkeit bei gerippten und profilierten Stählen Rechnung getragen. Für glatte Stähle erweist sich dagegen der Bezug auf die Quadratwurzel der Betondruckfestigkeit als geeigneter, um den Einfluß der Zugfestigkeit auf den Haftverbund stärker zu berücksichtigen. Die dimensionslosen Beiwerte  $b$  und  $c$  können aus der statistischen Auswertung von Versuchsergebnissen in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche  $f_R$  bestimmt werden. Beiwerte für Spannglieder werden von Weber [104] und Hagen [37] getrennt für gerippte Einzelstäbe, Litzen und profilierte Spannstähe, sowie glatte Spannstähe angegeben.

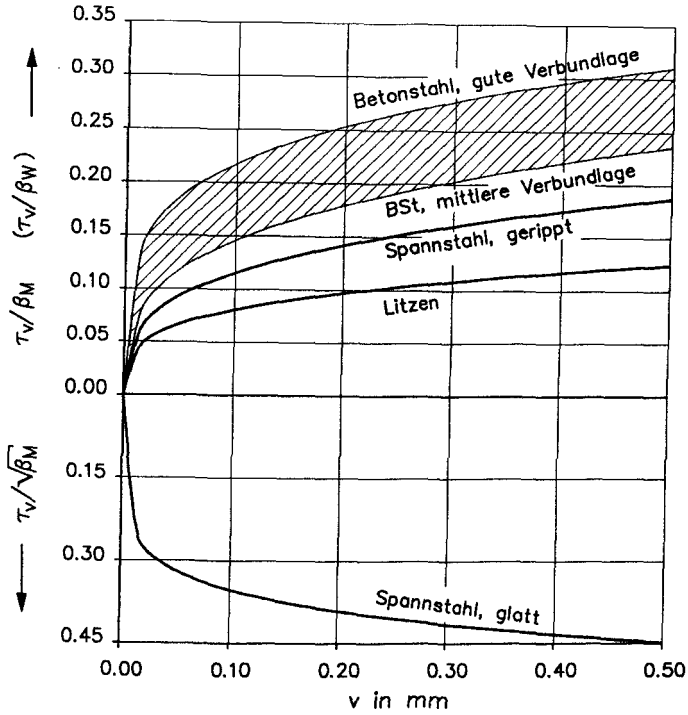
In Bild 3.13 sind die hier verwendeten Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen für Spannstähle mit nachträglichem Verbund aus [37] den für Betonstahl gewählten Funktionen aus [69] gegenübergestellt. Der Vergleich zeigt, daß Betonstahl bei gleichen Verschiebungen höhere Verbundspannungen aufnimmt als Spannstahl in nachträglich verpreßten Hüllrohren. Dieses Verhalten ist auch anschaulich verständlich, da der Elastizitätsmodul des Einpreßmörtels nur ca. 50 % desjenigen von Beton beträgt, was zwangsläufig zu einer geringeren Steifigkeit des in Bild 3.12 dargestellten Druckstrebensystems im Innern des Hüllrohrs führt.

Im Gebrauchslastbereich mit Rißbreiten bis zu 0,2 mm ist insbesondere der Bereich kleiner Verschiebungen von Interesse. In DIN 4227, Teil 1, Abs. 10.2 werden daher im Zusammenhang mit der Rißbreitenbegrenzung  $\xi$ -Werte für das Verhältnis der mittleren Verbundspannungen von Spannstahl zu direkt einbetoniertem Rippenstahl angegeben, die für eine Relativverschiebung von 0,1 mm zwischen Stahl und Beton gelten. Werden die Verbundspannungen mit den in Bild 3.13 angegebenen Beziehungen für  $v = 0,1$  mm bei einer Beton- bzw. Mörteldruckfestigkeit von  $\beta_{w,(M)} = 40 \text{ N/mm}^2$  berechnet, ergeben sich nahezu identische Verhältniswerte  $\xi$ . Die gewählten Verbundgesetze beinhalten somit die in DIN 4227 getroffene Regelung bezüglich der Verbundfestigkeit von Spanngliedern im Gebrauchszustand.

### 3.5 Zusammenfassung von Kapitel 3

Für Beton, Betonstahl und Spannstahl wurden die zur Berechnung von Spannbetonträgern wesentlichen Festigkeitseigenschaften dargestellt und daraus einaxiale Stoffgesetze abgeleitet. Das Verhalten der Werkstoffkomponenten unter schwingender Belastung, daß für die Ermüdungsfestigkeit des Gesamtsystems maßgebend ist, wurde behandelt. Zur Berechnung verbundbedingter Spannungsumlagerungen wurden Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen für Beton- und Spannstähle aus der Literatur zusammengestellt.





|                             |                  |   |           |
|-----------------------------|------------------|---|-----------|
| Betonstahl<br>$f_r = 0.065$ | gute Verbundlage | $\tau_v / \beta_W = 0.36 \cdot v^{0.22}$        | (v in mm) |
|                             | mittl. —"        | $\tau_v / \beta_W = 0.29 \cdot v^{0.30}$        | —"        |
| Spannstahl, gerippt         |                  | $\tau_v / \beta_M = 0.23 \cdot v^{0.30}$        | —"        |
| Litzen                      |                  | $\tau_v / \beta_M = 0.15 \cdot v^{0.27}$        | —"        |
| Spannstahl, glatt           |                  | $\tau_v / \sqrt{\beta_M} = 0.50 \cdot v^{0.15}$ | —"        |

Bild 3.13: Rechnerische Verbundspannungs - Verschiebungsbeziehungen für Beton- und Spannstähle

## 4 ÖRTLICHE SPANNUNGS- UND BEANSPRUCHUNGSZUSTÄNDE IM RISSBEREICH

### 4.1 Allgemeines

Die örtlichen Spannungs- und Beanspruchungsverhältnisse in gerissenen Querschnitten sind bei teilweiser Vorspannung mit nachträglichem Verbund durch das Zusammenwirken von Betonstahl und Spannstahl und ihre unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten geprägt. Spannglieder in nachträglich verpreßten Hüllrohren weisen geringere Verbundfestigkeiten auf als direkt einbetonierter Betonstahl und können daher nur eingeschränkt für die Begrenzung der Rißbreiten herangezogen werden [97]. Wegen der besseren Verbundeigenschaften des Betonstahls beteiligt sich dieser aber auch in stärkerem Maße an der Zugkraftabtragung im Rißquerschnitt, als sich rechnerisch über den Dehnungsvergleich von Betonstahl und Spannstahl für den reinen Zustand II ergibt. Dadurch kommt es zu einer Entlastung des Spannstahls auf Kosten des Betonstahls.

Dieses in der Literatur [16, 52, 63, 91, 98] an geraden Spannstählen auf theoretischem und - ansatzweise - auch experimentellem Wege behandelte Verhalten wird nachfolgend hinsichtlich seiner Bedeutung bei gekrümmter Spanngliederführung unter nicht ruhender Belastung untersucht.

Versuchserfahrungen zeigen, daß die spezifischen Beanspruchungsverhältnisse gekrümmter Spannglieder eine Schädigung des Spannstahls unter dynamischer Belastung begünstigen und hier neben den Spanngliedkopplungen bevorzugte Ausgangspunkte von Ermüdungsbrüchen vorliegen.

Ursache dieser erhöhten Empfindlichkeit ist vor allem die zyklische Reibbeanspruchung zwischen metallischem Hüllrohr und Spannstahl im Rißbereich, wie sie durch häufig wiederkehrende Bewegungen der Rißufer entsteht. Sie führt zu einer örtlichen Oberflächenschädigung des Spannstahls, die als Reibkorrosion bezeichnet wird. Dadurch verringert sich die ertragbare Schwingbreite unter Umständen erheblich, so daß man in diesem Zusammenhang auch von Reiber-müdung spricht.

Das Auftreten der Reibkorrosion ist maßgeblich mit der Wirkung der Umlenkkräfte  $u(x)$  verknüpft, die beim Vorspannen gekrümmter Spannglieder zwischen Spannglied und Beton entstehen. Deren Größe hängt von der Vorspannkraft  $Z_v$  und dem örtlichen Krümmungsradius  $r(x)$  ab:

$$u(x) = Z_v / r(x) . \quad (4.1)$$

Im Ribbereich treffen die senkrecht zur Spannstahloberfläche wirkenden Umlenkkräfte mit großen Stahlspannungen zusammen. Daraus entsteht ein örtlich eng begrenzter Beanspruchungszustand (Bild 4.1), der gekennzeichnet ist durch die gleichzeitige Einwirkung von

- Normalspannungen infolge Vorspannung und äußeren Lasten
- Biegespannungen aus der Spanngliedkrümmung und äußeren Lasten
- Verbundspannungen zwischen Spannstahl und Injektionsgut
- Querpressungen infolge von Umlenkkräften und
- Reibkräften bei Relativbewegungen zwischen Hüllrohr und Spannstahl.

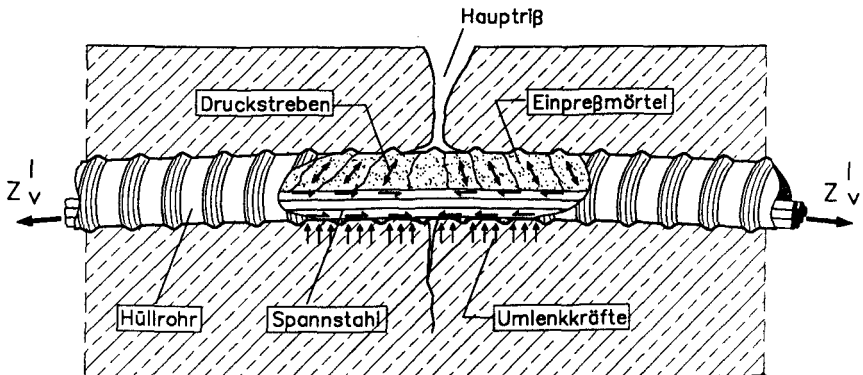
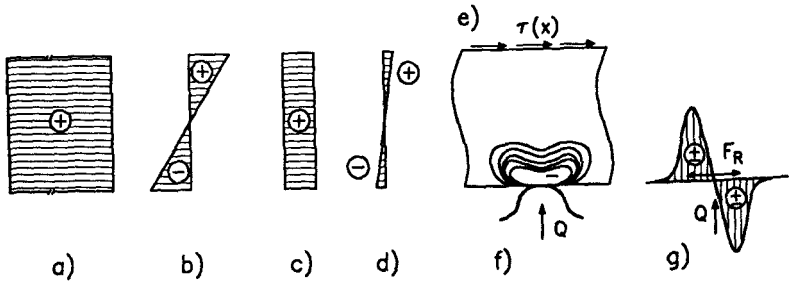


Bild 4.1: Beanspruchung gekrümmter Spannglieder an kreuzenden Rissen

Diese auf den Spannstahl einwirkenden Spannungsanteile sind in Bild 4.2 schematisch dargestellt. Ihre Bedeutung für die zu untersuchenden Spannungsumlagerungen und eine mögliche Schädigung durch Reibkorrosion wird auf den nachfolgenden Seiten behandelt.

Unter baupraktischen Bedingungen können zusätzliche, rechnerisch oft nur unzureichend abschätzbare Imperfektionen hinzukommen, die eine Schädigung

des Spannstahls begünstigen. Hierzu gehören Ausführungsmängel wie Verlegungsungenauigkeiten, Beschädigungen des Hüllrohrs oder Knickstellen, die zu ungewollten Spannungskonzentrationen führen. Neben diesen mechanischen Beanspruchungen kommt insbesondere im Bereich von Rissen die erhöhte Korrosionsgefahr bei unzureichend verpreßten Hüllrohren und geringer Betondeckung hinzu.



- a) zentrische Vorspannung  $\sigma_{z,v} = Z_v / A_z$
- b) Biegespannungsanteil infolge Spanngliedkrümmung  
 $\sigma_{z,B} = d_v \cdot E_z / 2 \cdot r$
- c) Spannungszuwachs  $\sigma_{z,p}$  aus äußerer Belastung
- d) Biegespannungen aus Durchbiegung infolge äußerer Belastung
- e) Verbundspannungen  $\tau(x)$
- f) Druckspannungen an der Spannstahloberfläche infolge Querpressung
- g) Schubspannungen infolge Querpressung und Relativverschiebung

Bild 4.2: Spannungsanteile in gekrümmten Spanngliedern mit nachträglichem Verbund (schematisch)

Schadensfälle sind in der Regel auf das Zusammenwirken mehrerer der genannten Mechanismen unter ungünstigen Randbedingungen zurückzuführen. Detaillierte rechnerische Untersuchungen sind in diesem Zusammenhang vorwiegend für das Verständnis des Tragverhaltens und zur Ableitung von Konstruktionsregeln sinnvoll. In diesem Sinne sind die in Kapitel 4.4 durchgeführten Berechnungen mit der Finite-Element-Methode zu verstehen. Sie ermöglichen die rechnerische Beschreibung eines örtlich eng begrenzten Spannungszustandes im Rißbereich, der einer meßtechnischen Erfassung kaum zugänglich ist. Anhand des Rechenmodells können die Auswirkungen der örtlichen Reibwirkung und der Einfluß der unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten auf den Spannungszustand behandelt werden.

## 4.2 Spannungsumlagerungen beim Zusammenwirken von Betonstahl und Spannstahl

Das Auftreten von Ermüdungsbrüchen in der Bewehrung wird maßgeblich durch die Höhe der Spannungsamplitude unter äußerer Belastung bestimmt. Im Hinblick auf die ertragbare Schwingbreite bleiben die Höhe der Vorspannung und die Biegespannungen infolge der Spanngliedkrümmung von untergeordneter Bedeutung, solange die Streckgrenze nicht überschritten wird.

In Querschnitten mit gemischter Bewehrung aus Betonstahl und Spannstahl beeinflussen die unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten den Spannungszuwachs bei Reißbildung. Die Aufteilung der Zuggurkraft auf die Bewehrungsstränge hängt von der Größe der im Einleitungsbereich übertragbaren Verbundkraft und damit vom Verlauf der Stahl- und Betonspannungen entlang der Einleitungslänge ab.

Zu dessen rechnerischer Beschreibung leitet Rehm [83] die Differentialbeziehung des verschieblichen Verbundes ab, die eine wichtige Grundlage für Modelle zur Beschreibung der Reißbildung und Reißbreiten darstellt. Für zwei Bewehrungsstränge mit unterschiedlichen Verbundeigenschaften kann diese Differentialgleichung in erweiterter Form angeschrieben werden.

### 4.2.1 Die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes bei zwei Bewehrungssträngen

Für die Ableitung der Differentialgleichung wird ein gerissener Betonzugstab mit den Bewehrungssträngen  $A_s$  und  $A_z$  betrachtet. Bild 4.3 zeigt die zur Aufstellung der Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen benötigten Spannungen und Verformungen am freigeschnittenen differentiellen Stabelement der Länge  $dx$ .

- Aus Gleichgewichtsgründen muß in jedem Bewehrungselement die Änderung der Stahlspannungen  $d\sigma(x)$  gleich den über die Länge  $dx$  und den Stabumfang  $u$  aufsummierten Verbundspannungen  $\tau(x)$  sein:

$$\begin{aligned}\frac{d\sigma_s(x)}{dx} &= \tau_s(x) \cdot \frac{u_s}{A_s} = \tau_s(x) \cdot \frac{4}{d_s} \\ \frac{d\sigma_z(x)}{dx} &= \tau_z(x) \cdot \frac{u_z}{A_z} = \tau_z(x) \cdot \frac{4}{d_z}\end{aligned}\tag{4.2}$$

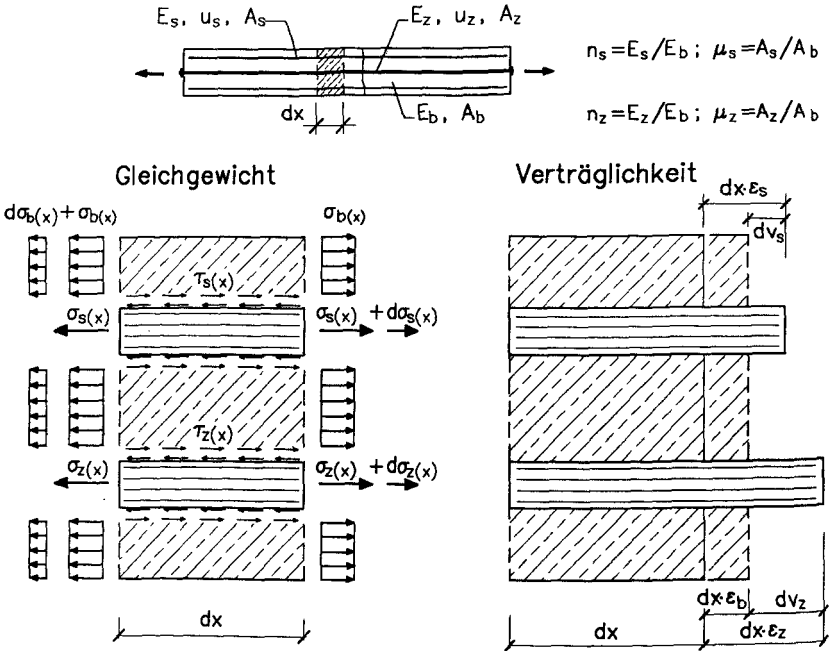


Bild 4.3: Ableitung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes am auf Zug beanspruchten Stahlbetonelement mit zwei Bewehrungssträngen

- Die Verträglichkeitsbedingungen liefern mit der Annahme ebenbleibender Betonquerschnitte die Verschiebungsänderungen  $dv_s$  und  $dv_z$  über die Länge  $dx$  als Differenz der Stahl- und Betonverformungen:

$$dv_s = \epsilon_s(x) \cdot dx - \epsilon_b(x) \cdot dx$$

$$dv_z = \epsilon_z(x) \cdot dx - \epsilon_b(x) \cdot dx \tag{4.3}$$

- Gleichung (4.3) nach  $dx$  differenziert, ergibt unter der Voraussetzung linearer Materialeigenschaften für Beton und Stahl Gl. (4.4):

$$\frac{dv_s}{dx} = \frac{\sigma_s(x)}{E_s} - \frac{\sigma_b(x)}{E_b}$$

$$\frac{dv_z}{dx} = \frac{\sigma_z(x)}{E_z} - \frac{\sigma_b(x)}{E_b} \tag{4.4}$$

- Die Betonspannung  $\sigma_b(x)$  an der Stelle  $x$  kann durch den Anfangswert  $\sigma_{b0}$  und die Veränderung der Stahlspannungen ausgedrückt werden:

$$\sigma_b(x) = \sigma_{b0} + (\sigma_{s0} - \sigma_{s(x)}) \cdot \mu_s \cdot n_s + (\sigma_{z0} - \sigma_{z(x)}) \cdot \mu_z \cdot n_z \quad (4.5)$$

- Den Ausdruck für  $\sigma_b(x)$  in die Verträglichkeitsbedingung (4.4) eingesetzt und nach  $dx$  differenziert ergibt:

$$\begin{aligned} \frac{d^2 v_s}{dx^2} &= \frac{d\sigma_s(x)}{dx} \cdot \frac{1 + \mu_s \cdot n_s}{E_s} + \frac{d\sigma_z(x)}{dx} \cdot \frac{\mu_z \cdot n_z}{E_z} \\ \frac{d^2 v_z}{dx^2} &= \frac{d\sigma_s(x)}{dx} \cdot \frac{\mu_s \cdot n_s}{E_s} + \frac{d\sigma_z(x)}{dx} \cdot \frac{1 + \mu_z \cdot n_z}{E_z} \end{aligned} \quad (4.6)$$

- Durch Einsetzen der Gleichgewichtsbedingung (4.2) in Gl. (4.6) erhält man ein System aus zwei gekoppelten Differentialgleichungen 2. Ordnung, das für den Sonderfall eines Bewehrungsstrangs die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes beinhaltet (umrandeter Teil):

$$\begin{aligned} \left[ \frac{d^2 v_s}{dx^2} = \tau_s(x) \cdot \frac{4 \cdot (1 + \mu_s \cdot n_s)}{E_s \cdot d_s} \right] + \tau_z(x) \cdot \frac{4 \cdot \mu_z \cdot n_z}{E_z \cdot d_z} \\ \frac{d^2 v_z}{dx^2} = \tau_s(x) \cdot \frac{4 \cdot \mu_s \cdot n_s}{E_s \cdot d_s} + \tau_z(x) \cdot \frac{4 \cdot (1 + \mu_z \cdot n_z)}{E_z \cdot d_z} \end{aligned} \quad (4.7)$$

Eine geschlossene Lösung des durch Gl. (4.7) gegebenen Randwertproblems ist wegen des nichtlinearen Zusammenhangs zwischen Verbundspannungen und Schlupf nicht möglich. Daher sind entweder vereinfachende Annahmen bezüglich der  $\tau/v$ -Beziehung einzuführen, oder es müssen numerische Lösungsverfahren angewandt werden.

Eine einfache numerische Lösung für Zugstäbe, die gleichmäßig mit Spanngliedern und Betonstahl bewehrt sind, ermöglicht ein eindimensionales Stabwerkmodell nach Bild 4.4, wie es in ähnlicher Form von Hagen [38] zur Berechnung der Spannungsaufteilung angewandt wird.

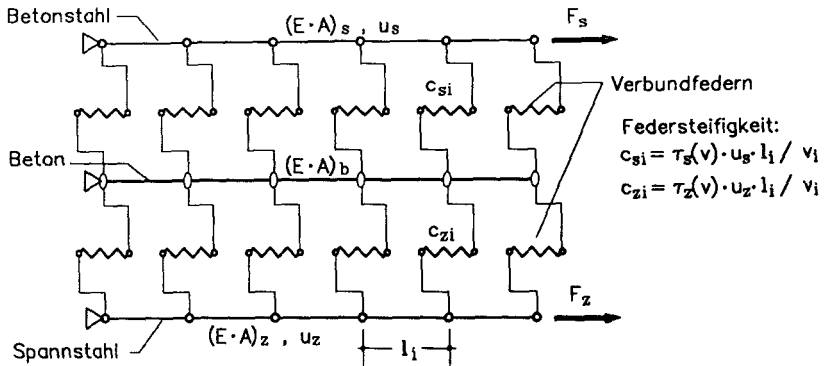


Bild 4.4: Finites Stabmodell mit Verbundfedern zur Berechnung des Spannungs- und Verformungsverhaltens beim Zugstab mit gemischter Bewehrung

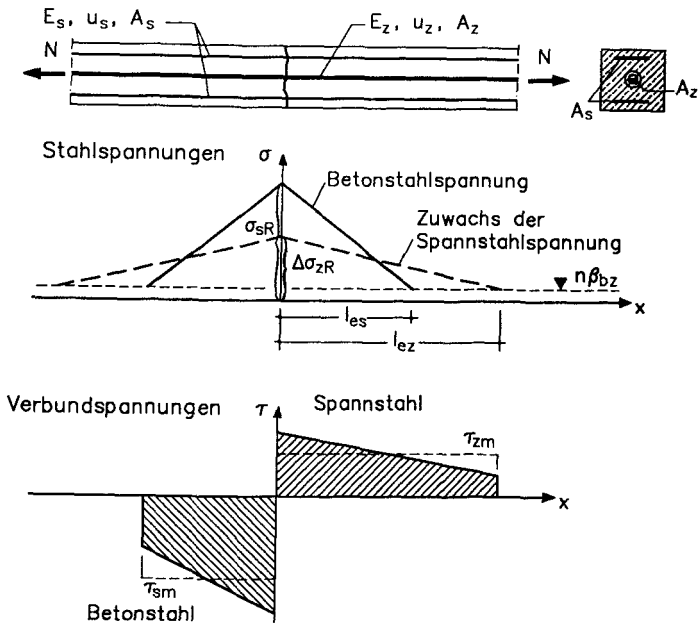
Beton, Betonstahl und Spannstahl werden durch linear elastische Stäbe der Länge  $l_i$  abgebildet, für die bei Anwendung des Weggrößenverfahrens ein linearer Verschiebungsansatz mit 1 Freiwert je Knoten gewählt wird. Das Verbundverhalten wird mit Federelementen modelliert, deren Last-Verformungskennlinie sich aus dem verwendeten Verbundgesetz unter Berücksichtigung des wirksamen Stabumfangs und der Federabstände ergibt. Wegen der nichtlinearen Federcharakteristik ist ein iterativer Lösungsweg erforderlich. Für die Berechnung kann ein übliches Stabwerksprogramm eingesetzt werden, daß lediglich geringfügige Modifikationen zur Berücksichtigung der nichtlinearen Federelemente erfordert.

Die eigenen rechnerischen Untersuchungen in Kapitel 4.4 zum Spannungszustand im Rißbereich biegebeanspruchter Bauteile mit gekrümmten Spanngliedern werden an einem erweiterten ebenen Scheibenmodell durchgeführt.

Zunächst werden jedoch die qualitativen Auswirkungen der unterschiedlichen Verbundeigenschaften anhand einer gleichmäßig mit Betonstahl und Spannstahl bewehrten Zugzone mit der Annahme konstanter mittlerer Verbundspannungen aufgezeigt. Die theoretischen Grundlagen dazu sind ausführlich von Schober [91], König/Fehling [52], Cordes [16] und Kupfer/Streit [63] behandelt worden. Es genügt daher an dieser Stelle, nur die wesentlichen Zusammenhänge in Anlehnung an die genannten Veröffentlichungen zu erläutern und anschließend auf gekrümmte Spannglieder unter zusätzlicher Reibbeanspruchung zu erweitern.



a) Erstrißbildung



b) Abgeschlossenes Rißbild

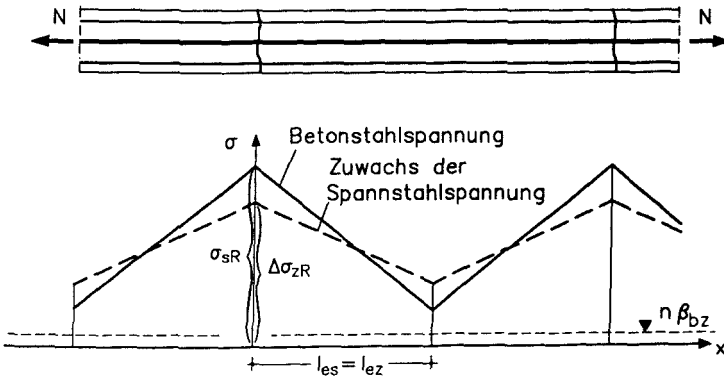


Bild 4.5: Verlauf der Stahl- und Verbundspannungen am Zugstab  
a) bei Erstrißbildung b) für das abgeschlossene Rißbild

#### 4.2.2 Spannungsumlagerung bei Einzelrißbildung

Zunächst werden die Spannungszuwächse bei Einzelrißbildung im vorge-spannten Zugstab nach Bild 4.5 betrachtet. Beim Überschreiten der Betonzugfestigkeit übernimmt die Bewehrung aus Betonstahl  $A_s$  und Spannstahl  $A_z$  die im Riß freigesetzte Zugkraft  $N_R$ . Der Spannungszuwachs ergibt sich im Zustand II bei gleichem Elastizitätsmodul zu

$$\sigma_s^{\text{II}} = \Delta\sigma_z^{\text{II}} = N_R / (A_s + A_z) \quad (4.8)$$

Tatsächlich wird die Spannungsaufteilung im Riß jedoch durch die Verbundsteifigkeiten der Bewehrungsstränge beeinflusst. Diese hängt von der Größe der Verbundspannungen  $\tau(x)$  und dem Verhältnis des Stabumfangs  $u$  zur Querschnittsfläche  $A$  ab.

Wird entlang der Einleitungslänge vereinfacht eine konstante mittlere Verbundspannung (starr-plastisches Verbundgesetz) mit  $\tau_{sm} > \tau_{zm}$  unterstellt, ergibt sich der in Bild 4.5 a) schematisch dargestellte Verlauf der Stahl- und Verbundspannungen im Einleitungsbereich. Aufgrund des steiferen Verbundverhaltens stellt sich im Betonstahl ein größerer Spannungszuwachs  $\sigma_{sR}$  ein als im Spannstahl. Entlang der Einleitungslänge  $l_{es}$  wird dieser Maximalwert auf die Größe des ungestörten Zustand I abgebaut. Zum Abbau des Spannungszuwachses  $\Delta\sigma_{zR}$  ist dagegen wegen des 'weicheren' Spannstahlverbundes die größere Einleitungslänge  $l_{ez}$  erforderlich.

Die Annahme konstanter mittlerer Verbundspannungen  $\tau_{sm}$  bzw.  $\tau_{zm}$  entlang der Einleitungslängen führt auf eine einfache Lösung für das Randwertproblem (4.7), wenn zusätzlich die ohnehin kleinen Betonverformungen vernachlässigt werden. Dafür sind die in differentieller Form angeschriebenen Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen (4.2) und (4.3) über die Einleitungslängen zu integrieren. Mit den Randbedingungen im Rißquerschnitt

$$\sigma_{sR} \cdot A_s + \Delta\sigma_{zR} \cdot A_z = N_R \quad (4.9)$$

und

$$v_{sR} = v_{zR} \quad (4.10)$$

ergibt sich der Größtwert der Spannung im Betonstahl zu

$$\sigma_{sR} = \frac{N_R}{A_s + \sqrt{\xi_1} \cdot A_z} \quad (4.11)$$

bzw. der Zuwachs im Spannstahl

$$\Delta\sigma_{zR} = \frac{N_R \cdot \sqrt{\xi_1}}{A_s + \sqrt{\xi_1} \cdot A_z} \quad (4.12)$$

mit

$$\xi_1 = \xi \cdot \frac{u_z \cdot A_s}{u_s \cdot A_z} = \xi \cdot \frac{d_s}{d_v}$$

$d_s$  Stabdurchmesser der gerippten Betonstahlbewehrung

$d_v$  Stabdurchmesser der Spannbewehrung;

bei Bündelspanngliedern oder Litzen:  $d_v = 1,6 \sqrt{A_z}$

$\xi = \tau_{zm} / \tau_{sm}$ ; Verhältnis der mittleren Verbundspannungen nach [N7]

$\xi = 0,2$  für glatte Spannstähle

$\xi = 0,4$  für profilierte Drähte und Litzen

$\xi = 0,6$  für gerippte Spannstähle.

Definiert man das Verhältnis der Betonstahlspannungen  $\sigma_{sR}$  nach Gl. (4.11) zur Stahlspannung  $\sigma_s^{II}$  des nackten Zustand II als Umlagerungsfaktor  $f_u$ , kann in Abhängigkeit vom Verbundbeiwert  $\xi_1$  und dem Bewehrungsverhältnis  $A_z/A_s$  die Größe der Spannungsumlagerungen angegeben werden:

$$f_u = \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_s^{II}} = \frac{1 + A_z/A_s}{1 + \sqrt{\xi_1} \cdot A_z/A_s} \quad (4.13)$$

Diese Beziehung gilt lediglich für den Zustand der Einzelrißbildung bei Erstbelastung.

Ihre Auswertung für verschiedene Verhältnisse  $A_z/A_s$  in Abhängigkeit von  $\xi_1$  zeigt Bild 4.6. Daraus wird deutlich, daß spürbare Abweichungen der Betonstahlspannungen von den nach Zustand II errechneten Werten erst bei einer im Verhältnis zum Spannstahlquerschnitt schwachen Betonstahlbewehrung bei gleichzeitig kleinen  $\xi$ -Werten und bei ungünstigem Verhältnis der Staboberflächen (z.B. Kombination glatter Spannstahl  $\varnothing 26$  mit Betonrippenstahl  $\varnothing 10$ :  $\xi = 0,2$ ;  $u_z \cdot A_s / u_s \cdot A_z = 0,38$ ;  $\Rightarrow \xi_1 = 0,08$ ) auftreten. Bei teilweise vorge-spannten Bauteilen, bei denen im allgemeinen eine kräftig dimensionierte Betonstahlbewehrung vorhanden ist, werden die Unterschiede zu den Spannungen des nackten Zustands II im Regelfall nicht mehr als 20 % betragen.

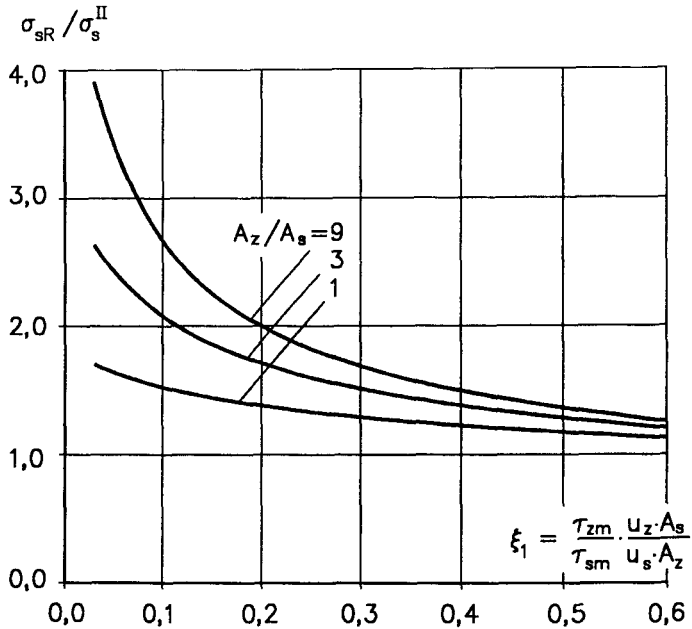


Bild 4.6: Spannungsumlagerungen am Zugstab mit gemischter Bewehrung bei Einzelrißbildung [16]

Bei Laststeigerung über die Erstrißlast hinaus bilden sich weitere Risse bis zum Erreichen des abgeschlossenen Rißbildes. In diesem Zustand sind die Verbundspannungen über den gesamten Rißabstand aktiviert. Abhängig vom Verbundverhalten - starr-plastisch oder mit Verfestigung - überschneiden sich die Einleitungslängen  $l_{es} = l_{\theta z}$  zwischen den Rissen (Bild 4.5 b).

Die Spannungsumlagerungen im Riß nehmen mit zunehmender Rißbildung rasch ab, da der Einfluß der Verbundsteifigkeit zurückgeht. Zur Bestimmung der Umlagerungen für das abgeschlossene Rißbild wird in [52, 63] vorgeschlagen, von den mittleren Stahlspannungen bzw. -dehnungen auszugehen und die Betonzugkraft  $Z_{bm}$  aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen proportional zu den Verbundsteifigkeiten zu addieren.

#### 4.2.3 Mitwirkung des Betons auf Zug

Bekanntlich ergeben sich am gezogenen Stahlbetonstab die mittleren Stahldehnungen  $\epsilon_{sm}$  wegen der Betonmitwirkung kleiner als die Stahldehnung  $\epsilon_s^{II}$  nach Zustand II. Bild 4.7 zeigt den experimentell ermittelten Spannungs-Dehnungszusammenhang eines Zugstabes bei Erstbelastung und infolge von Lastwiederholungen. Die mittlere Betonzugkraft  $Z_{bm}$ , die dieses als tension stiffening bezeichnete Verhalten bewirkt, hängt im wesentlichen von drei Parametern ab:

- der Betonzugfestigkeit  $\beta_{bZ}$ ,
- dem Bewehrungsgrad der Zugzone  $\mu'$ ,
- den Stahlspannungen  $\sigma_s^{II}$  nach Zustand II.

Bei gleichmäßig mit Bewehrung durchsetzter Zugzone ist  $Z_{bm}$  weitgehend unabhängig von der Verbundgüte, dem Stabdurchmesser und dem Bewehrungsverhältnis  $A_z/A_s$ , solange die Stahlspannungen unterhalb der Streckgrenze bleiben. Die Betonmitwirkung verringert sich mit zunehmender Rißbildung und infolge dauernder oder zyklischer Belastung [30, 88].

In computerorientierten Berechnungsverfahren kann die Betonmitwirkung im Zustand II in zwei Formen berücksichtigt werden:

- in der Stahlarbeitslinie durch Bestimmung der mittleren Stahldehnungen  $\epsilon_{sm}$  aus den nach Zustand II ermittelten Stahldehnungen  $\epsilon_s^{II}$  und einem Dehnungsabzug  $\Delta\epsilon_s$  (Bild 4.8);

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{zm} = \epsilon_s^{II} - \Delta\epsilon_s = \epsilon_s^{II} - \frac{Z_{bm}}{(A_s + A_z) \cdot E_s} \quad , \quad (4.14)$$

- durch Modifikation des Beton - Werkstoffgesetzes im Zugspannungsast.

Die in den Normen [N1, N8] genannten Beziehungen zur Berücksichtigung der Betonmitwirkung auf Zug bauen auf der erstgenannten Vorgehensweise auf, der auch in dieser Arbeit gefolgt wird.

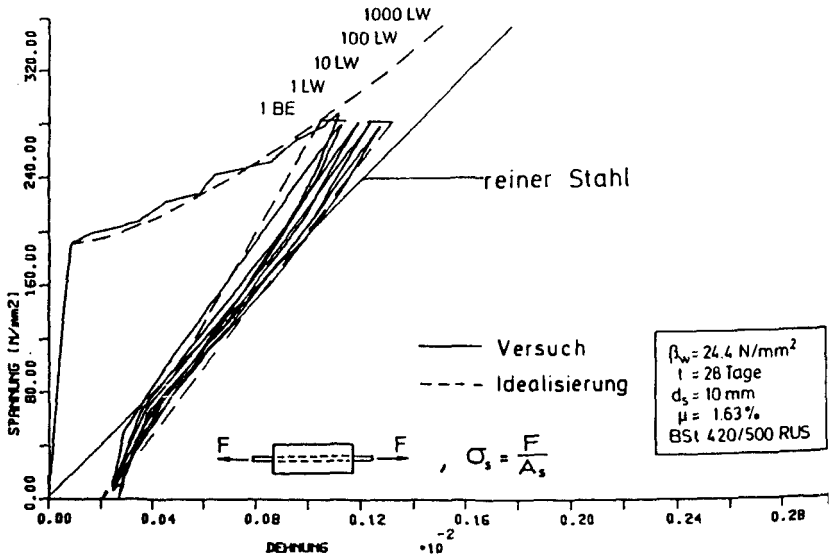


Bild 4.7: Experimentell ermittelte Spannungs-Dehnungsbeziehung am Stahlbeton - Zugstab (aus [36])

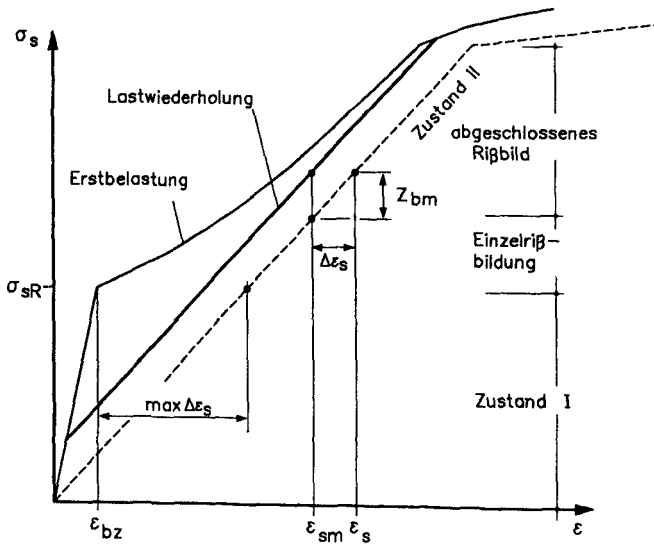


Bild 4.8: Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen durch Modifikation der Stahlarbeitslinie

Für die rechnerische Ermittlung von  $\Delta\epsilon_s$  werden in Arbeiten von Rao [82], Falkner [26], Rostásy [89] u.a. ähnlich lautende Ansätze genannt, die den oben aufgeführten Abhängigkeiten Rechnung tragen und in modifizierter Form in Eurocode 2 [N8] übernommen wurden. Dort wird zur Ermittlung der mittleren Stahdehnungen im Gebrauchslastbereich folgende Beziehung angegeben:

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{smR} + \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 \cdot \left( \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad (4.15)$$

- Hierin bedeuten
- $\epsilon_{smR}$  mittlere Stahdehnung im Querschnitt bei Erreichen der Rißlast
  - $\sigma_{sR}$  Stahspannung im gerissenen Querschnitt für die Rißlast
  - $\sigma_s$  zur aktuellen Belastung gehörige Stahspannung im gerissenen Querschnitt
  - $\beta_1$  Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundgüte ( $\beta_1 = 1,0$  für Rippenstähle;  $\beta_1 = 0,5$  für glatte Stähle)
  - $\beta_2$  Beiwert zur Berücksichtigung von Art und Dauer der Belastung ( $\beta_2 = 1,0$  für Kurzzeitlast;  $\beta_2 = 0,5$  für häufig wiederholte und langfristig wirkende Belastung)

Diese Gleichung wird zur Berücksichtigung des tension stiffening bei der Verformungsberechnung im Gebrauchslastbereich für das in Kapitel 5 beschriebene Stabwerksprogramm verwendet.

Im Zusammenhang mit der Berechnung der Spannungsumlagerungen für das abgeschlossene Rißbild und unter Berücksichtigung von Lastwiederholungen erscheint es dagegen ausreichend, oberhalb der Erstrißlast vereinfachend einen konstanten, von den aktuellen Stahspannungen unabhängigen Abzugswert  $\Delta\epsilon_s$  anzusetzen.

Dazu bietet sich der in den Model-Code 90 des CEB-FIP [N1] aufgenommene Ausdruck nach Gl.(4.16) an:

$$\Delta\epsilon_s = c \cdot \frac{\beta_{bZ,m}}{\mu'} \cdot E_s \quad (4.16)$$

- mit
- $c = 0,40$  bei Erstbelastung
  - $c = 0,25$  bei Lastwiederholungen
  - $\beta_{bZ,m}$  Erwartungswert der mittleren Betonzugfestigkeit
  - $\mu' = (A_s + A_z) / A_{b,eff}$   
Bewehrungsgrad der wirksamen Betonzugfläche

Der Einfluß von Lastwiederholungen wird hier durch die Abminderung des Vorfaktors um ca. 40 % gegenüber der Erstbelastung berücksichtigt.

Für die wirksame Betonzugfläche ist der Wirkungsbereich der Bewehrung anzusetzen. Angaben hierzu enthält u.a. der Beitrag von Schießl in [19]. Danach kann die Höhe der Wirkungszone bei Biegebeanspruchung durch Gl. (4.17) beschrieben werden:

$$A_{b,\text{eff}} = 2,5 \cdot (d-h) \leq (d-x)/3 \quad . \quad (4.17)$$

Hierbei ist  $d$  die Bauteilhöhe,  $h$  die statische Nutzhöhe der Bewehrung und  $x$  die Höhe der Druckzone nach Zustand II.

Für die mittlere Betonzugkraft ergibt sich somit bei wiederholter Belastung

$$Z_{b,m} = \Delta \epsilon_g \cdot (A_s + A_z) \cdot E_s = 0,25 \cdot \beta_{b,z,m} \cdot A_b \quad . \quad (4.18)$$

Neuere Forschungsarbeiten zeigen, daß im Bereich plastischer Stahlverformungen die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nicht endet, sondern vielmehr einen deutlichen Zuwachs erfährt (Bild 4.8) [59]. Dieses Verhalten ist dadurch zu erklären, daß oberhalb der Streckgrenze bereits geringe angreifende Verbundkräfte ausreichen, um große Dehnungsdifferenzen im Stahl hervorzurufen. Der Bereich plastischer Stahldehnungen ist daher auf die nähere Umgebung eines Risses mit weitgehend zerstörtem Verbund beschränkt.

Dieser Zusammenhang wird von Bedeutung bei Traglastberechnungen unter Ausnutzung der Rotationsfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Er kann in der Arbeitslinie des Betonstahls durch Einführung eines Verfestigungsmoduls nach Überschreitung der Streckgrenze berücksichtigt werden.

Eine zweite Form der Betonmitwirkung auf Zug, die bei biegebeanspruchten Bauteilen zu einer Verminderung der Stahlspannungen im Riß führen kann, entsteht infolge der zwischen der Rißwurzel und der Nulllinie wirkenden Zugspannungen. Janovic/Kupfer führen die in Versuchen an teilweise vorgespannten Platten gemessenen Abweichungen der Stahldehnungen vom nackten Zustand II auf diesen Effekt der Mitwirkung zurück [46]. Vergleichsberechnungen zeigen jedoch, daß daraus nur eine vernachlässigbare Entlastung der Zugbewehrung resultiert, die zudem durch wiederholte Belastung abgebaut wird.



#### 4.2.4 Spannungsumlagerungen bei abgeschlossener Rißbildung

Die Spannungszuwächse bei abgeschlossener Rißbildung ergeben sich aus den mittleren Stahlspannungen, indem die Betonzugkraft  $Z_{bm}$  proportional zu den Verbundkräften  $u_s \cdot \tau_{sm}$  und  $u_z \cdot \tau_{zm}$  addiert wird. Nach kurzer Umformung ergibt sich:

$$\sigma_{sR} = \sigma_s^{\text{II}} - Z_{bm} \cdot \left( \frac{1}{A_s + A_z} - \frac{1}{A_s + \xi_1 \cdot A_z} \right) , \quad (4.19)$$

$$\Delta\sigma_{zR} = \Delta\sigma_s^{\text{II}} - Z_{bm} \cdot \left( \frac{1}{A_s + A_z} - \frac{\xi_1}{A_s + \xi_1 \cdot A_z} \right) .$$

Hierin bedeuten

- $\sigma_{sR}, \Delta\sigma_{zR}$  Zuwachs der Stahlspannungen im Riß
- $\sigma_s^{\text{II}} = \Delta\sigma_z^{\text{II}}$  Zuwachs der Stahlspannungen für den reinen Zustand II
- $Z_{bm}$  mittlere Betonzugkraft nach Gl. (4.18)
- $\xi_1$  Verhältnis der Verbundsteifigkeiten von Beton- und Spannstahl (siehe Gl. 4.12).

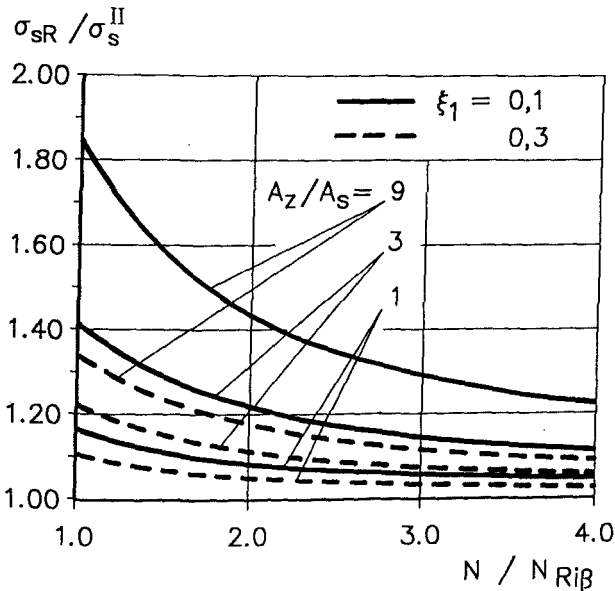


Bild 4.9: Spannungsumlagerungen am Zugstab mit gemischter Bewehrung bei Lastwiederholungen für das abgeschlossene Rißbild in Abhängigkeit von der bezogenen Belastung

Die Größe der Spannungsumlagerungen, ausgedrückt durch das Verhältnis  $f_u = \sigma_{sR} / \sigma_s^{II}$ , hängt im Zustand der abgeschlossenen Ribbildung außer vom Verbundbeiwert  $\xi_1$  und dem Bewehrungsverhältnis  $A_z/A_s$  auch von der auf die Riblast bezogenen Beanspruchungshöhe  $N/N_R = N / (\beta_{bZ,m} \cdot A_b)$  ab. Beispielfhaft ist der Faktor  $f_u$  daher in Abhängigkeit von  $N/N_R$  für Verbundbeiwerte  $\xi_1 = 0,10$  und  $\xi_1 = 0,30$  und Querschnittswerte  $A_z/A_s = 9, 3$  und  $1$  in Bild 4.9 dargestellt. Daraus ist abzulesen, daß die Spannungsumlagerungen für das abgeschlossene Ribbild bei wachsender Last rasch abnehmen und im Fall von Lastwiederholungen auch unter Erstrißlast erheblich unter den Umlagerungen bei Erstbelastung bleiben. Für ausgewogene Verhältnisse von Betonstahl zu Spannstahl werden sie praktisch bedeutungslos.

#### 4.2.5 Experimentelle Überprüfung mit geraden Spangliedern

Die experimentelle Überprüfung der abgeleiteten Beziehungen muß an Zugstäben mit gemischter Bewehrung erfolgen. Die direkte Messung der Stahldehnungen im Rib- und Einleitungsbereich stößt dabei auf Schwierigkeiten, da derartige Messungen meist mit einer nachhaltigen Störung des Verbundverhaltens einhergehen.

Neuere Versuche zu den Spannungsumlagerungen im Rib mit umfangreichen Dehnungsmessungen im Einleitungsbereich sind an der TH Darmstadt durchgeführt worden [98]. Dabei wurden Dehnmeßstreifen in einer längs der Stabachse eingefrästen Nut appliziert. Das ist jedoch nur bei Einzelstäben mit größerem Durchmesser möglich und grenzt den Untersuchungsbereich erheblich ein. Der Parameter  $A_z/A_s$  konnte daher nur in den engen Grenzen von  $0,67$  bis  $1,0$  variiert werden, mithin in einem Bereich, in dem nur sehr geringe Abweichungen von den Stahlspannungen des reinen Zustand II zu erwarten sind. Die Ribabstände wurden bei diesen Versuchen durch Kerben im Betonkörper für den Zustand der Einzelribbildung und das abgeschlossene Ribbild vorgegeben.

Die Versuche bestätigen den Effekt der Spannungsumlagerungen, wie er durch die vorstehend beschriebenen Überlegungen vorausgesagt wird. Die durchgeführten Messungen ergaben Umlagerungsfaktoren  $f_u$  zwischen  $1,15$  und  $1,30$  für den Einzelrib (siehe Kapitel 4.4) und  $1,03$  bis  $1,15$  für das abgeschlossene Ribbild. Diese Verhältnisse blieben auch nach  $10^6$  Lastwechseln nahezu konstant, zeit- bzw. lastspielabhängige Spannungsumlagerungen zwischen Betonstahl und Spannstahl wurden nicht festgestellt.

Ihren besonderen Wert erhalten diese Untersuchungen durch die Möglichkeit, rechnerische Modelle mit komplexeren Werkstoffgesetzen an den Ergebnissen zu überprüfen. Davon wird in Kapitel 4.4 Gebrauch gemacht.

#### 4.2.6 Spannungsumlagerungen bei gekrümmten Spanngliedern

Im Bereich gekrümmter Spannglieder ist zu erwarten, daß die Spannungsaufteilung auf Betonstahl und Spann Stahl zusätzlich durch Reibkräfte zwischen Spann Stahl und Hüllrohr beeinflußt wird. Für diese hinsichtlich der Ermüdungsbeurteilung des Spann Stahls besonders kritischen Bereiche liegen bislang keine experimentellen Ergebnisse zu den lokalen Spannungsumlagerungen vor, da zuverlässige Messungen der Stahldehnungen direkt im Reißbereich erhebliche Schwierigkeiten bereiten. Zudem kann unter Laborbedingungen das Verhältnis  $A_z/A_s$  nur in engen Grenzen variiert werden.

Untersuchungen von Oertle [79] zur Größe des Reibbeiwertes zwischen Spann Stahl und Hüllrohr im Reißbereich erlauben jedoch in Verbindung mit Überlegungen zur Ableitung der Umlenkpressungen in Quer- und Längsrichtung des Spannglieds eine Beurteilung des Reibeinflusses im Verhältnis zu den Verbundspannungen gerader Spannglieder. Damit kann die Spannungsaufteilung im Reißquerschnitt auch bei gekrümmter Spanngliederführung rechnerisch abgeschätzt werden.

Die Größe der Reibkräfte wird durch den örtlichen Reibkennwert  $\mu$  und die Größe und Verteilung der auf den Spann Stahl einwirkenden Querpressungen bestimmt. In den Zulassungen für Spannverfahren werden Werte für  $\mu$  angegeben, die üblicherweise zwischen 0,15 und 0,25, für gerippte Einzelstäbe bei 0,50 liegen (Bild 4.10). Diese Werte gelten bei unbeschädigter, äußerer Grenzschicht der metallischen Reibpartner. Die weiter unten erläuterte Klemmwirkung bei Bündelspanngliedern ist dabei bereits berücksichtigt, indem  $\mu = \mu_0 \cdot \kappa$  als Produkt aus physikalischer Reibung  $\mu_0$  und Klemmbeiwert  $\kappa$  definiert wird.

Mit diesen, entlang der Spanngliedachse üblicherweise konstant angenommenen Werten werden die Spannkraftverluste beim Vorspannen nach der erweiterten Seilreibungsformel (4.20) berechnet.

$$Z(x) = Z_0 \cdot e^{-\mu(\alpha + \beta \cdot x)} \quad (4.20)$$

| Spannstahlart                                  |                       |               | Reibungskennwert |                        |                           |
|--|-----------------------|---------------|------------------|------------------------|---------------------------|
| Herstellungsart                                | Festigkeitsklasse     | Form          | Durchmesser      | Einzelstahl<br>$\mu_e$ | Bündel<br>$\mu$           |
| –  | N/mm <sup>2</sup>     | –             | mm               | –                      | –                         |
| 1  | 2                     | 3             | 4                | 5                      | 6                         |
| kaltgezogen                                    | 1470/1670             | rund,glatt    | 7                | –                      | 0,15 – 0,17 <sup>1)</sup> |
| kaltgezogen                                    | 1375/1570             | rund,glatt    | 12,2             | 0,12                   | 0,16 – 0,18 <sup>1)</sup> |
| kaltgezogen                                    | 1570/1770             | Litze         | 12,5 u. 15,3     | 0,15                   | 0,18 – 0,24 <sup>1)</sup> |
| vergütet                                       | 1420/1570             | rund,glatt    | 12,2             | 0,20                   | 0,26 – 0,30 <sup>1)</sup> |
| vergütet                                       | 1420/1570             | flach,gerippt | 40 <sup>2)</sup> | –                      | 0,27 – 0,40 <sup>2)</sup> |
| warmgewalzt                                    | 1080/1230             | Gewinderippen | 26,5 – 36,0      | 0,50                   | –                         |
| warmgewalzt                                    | 835/1030<br>1080/1230 | rund,glatt    | 26 u. 32         | 0,25                   | –                         |
| kunststoffummantelte,fettverpreßte Einzellitze |                       |               | 12,5 u. 15,3     | 0,06                   | –                         |

<sup>1)</sup> Abhängigkeit von Anzahl der Stähle und Hüllrohrdurchmesser

<sup>2)</sup> Abhängigkeit von Anzahl der Stähle und Krümmungsradius

<sup>3)</sup> Querschnittsfläche in mm<sup>2</sup>

Bild 4.10: Reibungskennwerte  $\mu$  von Spanngliedern nach Zulassung (aus [16])

Beim Spannvorgang handelt es sich in erster Linie um Gleitreibung, die mit vergleichsweise großen Relativverschiebungen zwischen Spannstahl und Hüllrohr verknüpft ist. Im Bereich von Rissen erreichen die Relativverschiebungen dagegen maximal die halbe Rißbreite und nehmen mit wachsendem Abstand vom Riß rasch ab. Unter diesen Umständen kommt der mit kleinsten Verschiebungen verbundenen Haftreibung größere Bedeutung zu. Die dabei entstehenden Reibkräfte können erheblich größere Werte annehmen als beim Gleiten der Reibpartner.

Wie die in [79] beschriebenen Versuche an speziell geformten Kleinkörpern (Bild 4.11) zeigen, erhöht sich der Reibbeiwert bei zyklischen Bewegungen der Rißufer. An einem gekrümmt geführten Einzeldraht traten in unmittelbarer Rißumgebung örtliche Reibbeiwerte bis  $\mu = 2,0$  unter schwingender Belastung auf. Diese Vergrößerung des Reibbeiwertes ist im Zusammenhang mit den unter zyklischen Scheuerbewegungen entstehenden Verschleißerscheinungen an den metallischen Oberflächen der Reibpartner zu erklären. Sie führen zu punktuellen Kaltverschweißungen an den Kontaktstellen Hüllrohr - Spannstahl [103].

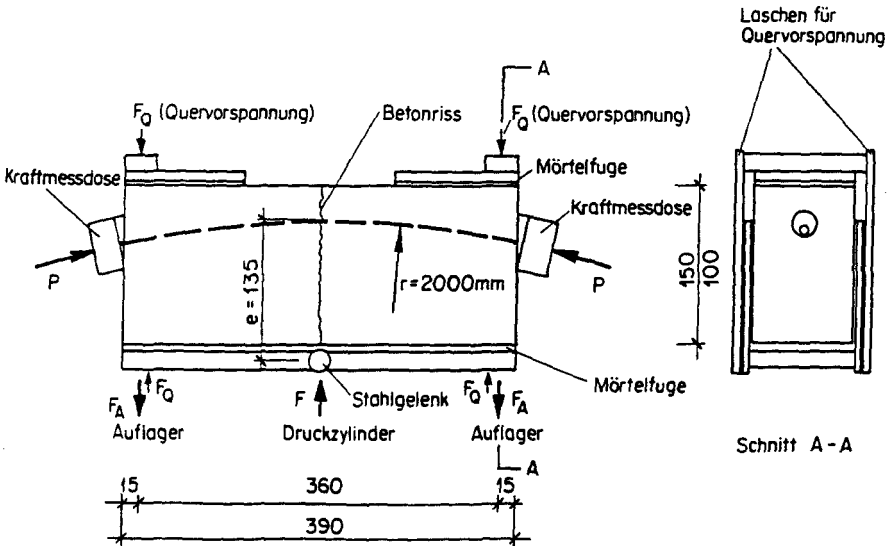


Bild 4.11: Kleinkörperversuche zur Ermittlung der Reibung am gekrümmten Einzeldraht [79]

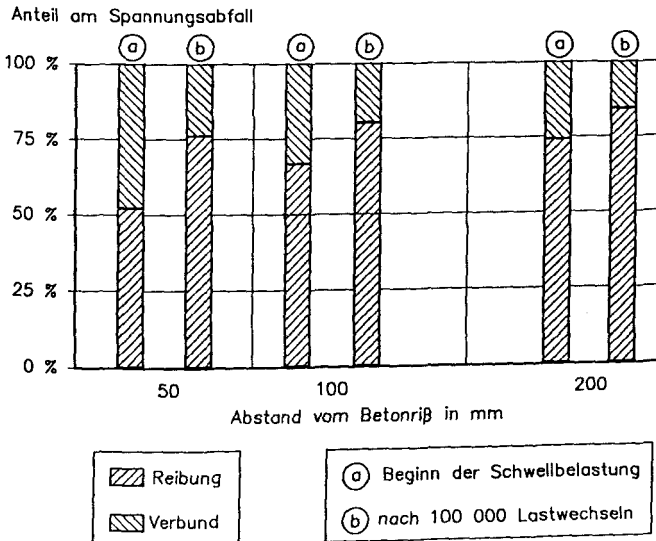


Bild 4.12: Prozentuale Anteile von Reib- und Verbundwirkung am Spannungsabfall in Längsrichtung

Die in [79] zur Ermittlung des Spannungsverlaufs in Längsrichtung am Einzeldraht durchgeführten Messungen zeigen, daß zu Beginn der Schwellbelastung in Rißnähe ca. 50 % der Spannungen über die Hüllrohrreibung und 50 % durch die Verbundwirkung des Injektionsgutes abgebaut wurden (Bild 4.12). Der prozentuale Anteil des Injektionsgutes nahm sowohl mit zunehmendem Abstand vom Betonriß als auch mit zunehmender Lastspielzahl ab. Nach 100 000 Lastwechseln stieg aufgrund des wachsenden Reibbeiwertes bei gleichzeitiger Lockerung des Verbundes der Anteil der Hüllrohrreibung auf über 75 %.

Vor der Anwendung dieser am Einzeldraht ermittelten Werte auf Bündelspannglieder wird zunächst die Verteilung der Umlenkpressungen im Quer- und Längsschnitt des Spanngliedes betrachtet.

Bei gekrümmt geführten Bündelspanngliedern liegen lediglich die inneren Stäbe am Hüllrohr an. Die diagonale Abstützung der äußeren auf die innenliegenden Stäbe bewirkt zusätzliche seitliche Anpreßkräfte am Hüllrohr (Bild 4.13). Dies führt zu einer scheinbaren Vergrößerung der physikalischen Reibung, die durch den Klemmbeiwert  $\kappa$  beschrieben wird. Er ist definiert als Quotient der Summe aus den Anpreßkräften  $p_{ai}$  senkrecht zur Gleitfläche und der Summe aus den Umlenkkräften  $p_{ui}$  der Einzelstäbe:

$$\kappa = \Sigma p_{ai} / \Sigma p_{ui} > 1 . \quad (4.21)$$

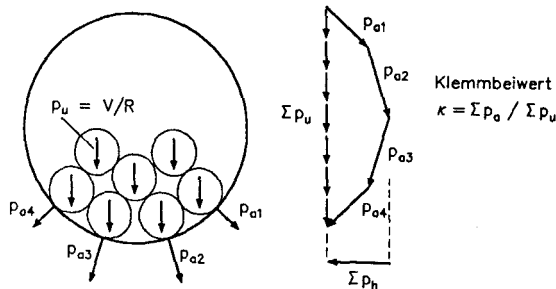


Bild 4.13: Klemmwirkung bei Bündelspanngliedern

Maßgebend für die Größe des Klemmbeiwertes ist der Füllgrad, d.h. das Verhältnis des mit Spannstählen gefüllten Kreisabschnitts zum gesamten Hüllrohrquerschnitt. Ein Verfahren zur Bestimmung von  $\kappa$  auf Grundlage einer Analogiebe-

trachtung zur hydrostatischen Druckverteilung im Hüllrohr wird in [101] abgeleitet. In -Abhängigkeit vom Füllgrad ergeben sich daraus  $\kappa$ -Werte zwischen 1,0 und 2,0; bei Bündelspanngliedern mit ungeordneten Einzelstäben liegt  $\kappa$  meist zwischen 1,1 und 1,4.

Zur Abschätzung des lokalen Querdrucks auf den Einzelstab wurde die Verteilung der Stützkräfte für zwei Bündelspannglieder mit 24 bzw. 42 Stäben exemplarisch mit einem Fachwerkmodell berechnet (Bild 4.14). Die Stützwirkung zwischen den Einzelstäben des Bündels wurde durch Fachwerkstäbe modelliert, welche die Mittelpunkte der Einzelquerschnitte verbinden und an der Hüllrohrwand unverschieblich gelagert sind. Dabei wurde eine möglichst dichte Lagerung der Querschnitte vorgegeben. In jedem Knotenpunkt des Fachwerks wirkt eine vertikale Umlenklast  $p_{ij} = 1$ .

Die Ergebnisse dieser Berechnung bestätigen die zu erwartende Konzentration der Querpressung auf die mittleren, am Hüllrohr anliegenden Stäbe. Bei Relativverschiebungen zwischen Hüllrohr und Spanngliedquerschnitt entstehen hier die größten Reibkräfte. Der Faktor  $k$  bezeichnet den Größtwert der auf den Einzelstab einwirkenden Querdruckkraft. Er wächst mit der Anzahl der Einzelstäbe eines Bündels und hängt von ihrer mehr oder weniger zufälligen Anordnung im Hüllrohr ab.

Auch in Längsrichtung kann nicht von einer gleichmäßigen Einleitung der Umlenkkräfte ausgegangen werden. Die Übertragung der Querpressungen konzentriert sich bei den üblicherweise eingesetzten profilierten Hüllrohren aus Blech auf die Kontaktstellen des Spannstahls mit den Hüllrohrrippen. Die Größe der Kontaktflächen wird durch die Profilierung des Hüllrohres und die Oberflächenstruktur des Spannstahls bestimmt. Hohe, punktförmige Spannungskonzentrationen können bei metallischen Hüllrohren insbesondere an örtlichen Knickstellen oder kantigen Rippen auftreten. In [79] wird festgestellt, daß sich gefaltete Stahlhüllrohre in dieser Hinsicht besonders ungünstig verhalten, da beim Herstellungsprozeß Verfestigungen an den Rippen entstehen. Demgegenüber können bei Kunststoffhüllrohren örtliche Spannungsspitzen durch lokales Verdrängen von Material ausgeglichen werden.

Zwischen den Einzelstäben eines Bündels erfolgt die Weiterleitung der Umlenkspannungen dagegen annähernd linienförmig, so daß dort punktförmige Spannungskonzentrationen weitgehend vermieden werden.

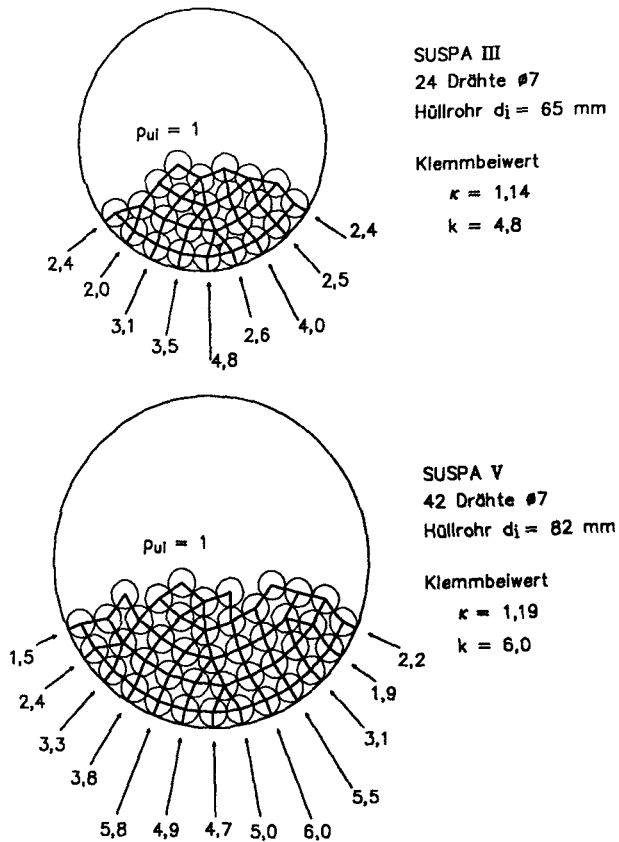


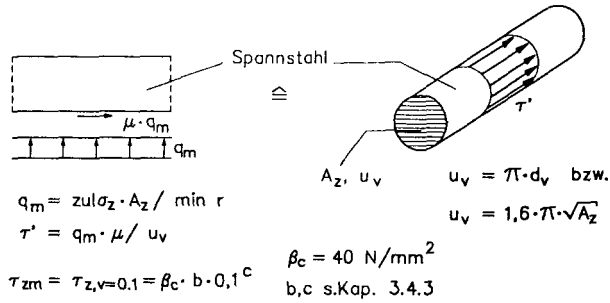
Bild 4.14 Verteilung der Querpressungen und zugehörige Klemmbeiwerte infolge von Umlenkkraften für zwei ausgewählte Spanngliedquerschnitte als Ergebnis einer Stabwerksberechnung

Durch das Verpressen der Hüllrohre mit Zementmörtel ist keine wesentliche Veränderung dieses Spannungszustandes zu erwarten. Die Stützwirkung des Injektionsgutes bleibt gering, da dessen Elastizitätsmodul im Verhältnis zu dem der einbetonierten Blechhüllrohre zu klein ist, um eine Umlagerung der Pressung von den Rippen des Hüllrohres auf das Injektionsgut zu bewirken.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die Querpressungen im Quer- und Längsschnitt von Bündelspanngliedern ungleichmäßig verteilt und vorwiegend an den mit dem Hüllrohr im Kontakt stehenden, innenliegenden Drähten hohe Spannungskonzentrationen zu erwarten sind. Die Einleitung von Reibkräften erfolgt an diesen Kontaktpunkten mit dem Hüllrohr. Die Verbundspannungen







|   | Spannstahl  | $A_z$         | $\min r$    | $\text{zul} \sigma_z$ | $q_m$         | $u_v$       | $\mu$        | $\tau'$         | $\tau_{zm}$ |
|---|---|---------------|-------------|-----------------------|---------------|-------------|--------------|-----------------|-------------|
|   |   | $\text{mm}^2$ | $\text{mm}$ | $\text{N/mm}^2$       | $\text{N/mm}$ | $\text{mm}$ | /            | $\text{N/mm}^2$ |             |
|   | 1   | 2             | 3           | 4                     | 5             | 6           | 7            | 8               | 9           |
| A | St 835/1030<br># 26 mm<br>rund, glatt             | 531           | 3900        | 567                   | 77            | 82          | 0,25<br>1,00 | 0,23<br>0,94    | 2,2         |
| B | St 1080/1230<br># 26,5<br>rund, gerippt           | 551           | 5300        | 677                   | 70            | 83          | 0,50<br>1,00 | 0,42<br>0,84    | 4,6         |
| C | St 1470/1670<br>9 # 7<br>Paralleldraht-<br>bündel | 346           | 2400        | 919                   | 132           | 93          | 0,15<br>1,00 | 0,21<br>1,42    | 2,2         |
| D | St 1470/1670<br>32 # 7<br>Paralleldraht           | 1232          | 2400        | 919                   | 581           | 176         | 0,15<br>1,00 | 0,50<br>3,30    | 2,2         |
| E | St 1570/1770<br>12 Litzen 0,6<br>7 # 5            | 1680          | 4800        | 971                   | 340           | 206         | 0,20<br>1,00 | 0,33<br>1,65    | 3,2         |

Bild 4.16: Umrechnung der Reibkräfte zwischen Spannstahl und Hüllrohr in idealisierte Verbundspannungen  $\tau'$

Eine einfache Möglichkeit zur quantitativen Berücksichtigung der Reibwirkung besteht in der Erhöhung der  $\xi$ -Werte aus DIN 4227 (siehe S. 49) um einen 'Reibanteil' der Spannglieder. Die Größe dieses Reibanteils kann aus den Umlenkkräften und dem Reibbeiwert  $\mu$  ermittelt werden. Dazu wird angenommen, daß die Umlenkkräfte  $u(x)$  längs der Spanngliedachse in konstanter Größe wirken (Bild 4.16) und gleichmäßig verteilte Querpressungen  $q_m$  zwischen Hüllrohr und Spannstahl erzeugen. Durch Relativverschiebungen zwischen Spannstahl und Hüllrohr entstehen Reibkräfte, deren Größe unabhängig vom Verschiebungsweg zu  $\mu \cdot q_m$  angenommen werden kann. Um die Reibkräfte in Beziehung zur Wirkung der rechnerischen Verbundspannungen  $\tau_{zm}$  setzen zu können, werden sie in idealisierte Verbundspannungen  $\tau'$  umgerechnet, die gleichmäßig über den Spanngliedumfang verteilt sind. Dabei wird unterstellt, daß das Spannglied unter Ausnutzung der zulässigen Spannungen  $\text{zul} \sigma_z$  mit dem minimal zulässigen Krümmungsradius verlegt wurde.

Das Diagramm in Bild 4.17 zeigt für einige ausgewählte Spannverfahren die Veränderung des Verhältnisses  $\xi = \tau_{zm} / \tau_{sm}$ , wenn zusätzliche Reibkräfte in der beschriebenen Weise zwischen Spannstahl und Hüllrohr angreifen. Als Vergleichsgröße für reibungsfreie Spannglieder ( $\mu = 0$ ) werden die in DIN 4227 angegebenen  $\xi$ -Werte herangezogen.

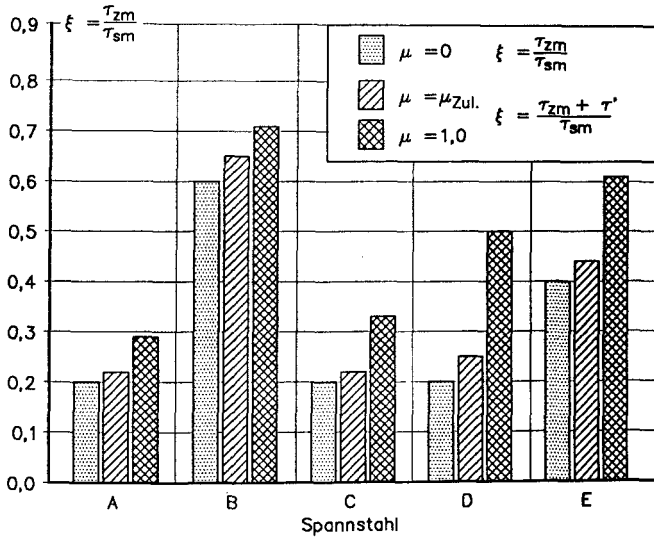


Bild 4.17: Veränderung der  $\xi$ -Werte durch zusätzliche Reibung für ausgewählte Spannverfahren (siehe Bild 4.16)

Bei Ansatz des aus der Zulassung entnommenen Reibkennwertes, der als unterer Grenzwert im Moment der Rißentstehung angesehen werden kann, ergeben sich vernachlässigbare Veränderungen gegenüber den  $\xi$ -Werten nach DIN 4227. Eine Erhöhung des Reibbeiwertes unter zyklischen Lasten, die hier für alle Spannverfahren einheitlich zu  $\mu = 1,0$  angesetzt wurde, bewirkt lediglich bei großen Spanngliedbündeln aus glatten Drähten und Litzen eine deutliche Erhöhung der bezogenen Verbundspannungen, wenn ein kleiner Krümmungsradius gewählt wird.

Diese einfache Vergleichsrechnung ermöglicht eine Abschätzung der Spannungsumlagerungen zwischen gekrümmten Spanngliedern und Betonstahl, indem die erhöhten  $\xi$ -Werte in den Gleichungen (4.11) bei Einzelrißbildung bzw. (4.19) für das abgeschlossene Rißbild berücksichtigt werden. Im Hinblick auf den Gesamtspannungszuwachs im Spannglied zeigt die geringe Veränderung der  $\xi$ -Werte, daß die Reibkräfte gekrümmter Spannglieder auch bei hohen

Reibbeiwerten in der Mehrzahl der Fälle von untergeordneter Bedeutung für die Spannungsaufteilung im Riß bleiben. Da die Reibkräfte jedoch punktuell an den Kontaktstellen Spannstahl - Hüllrohr wirksam werden, können dort örtliche Verschleißerscheinungen auftreten, die zu vorzeitigen Ermüdungsbrüchen in den betroffenen Stäben führen.

### **4.3 Reibermüdung einbetonierter Spannglieder**

#### **4.3.1 Ursachen der Reibermüdung**

Dauerschwingversuche an Spannbetonträgern im Zustand II bestätigen, daß Ermüdungsbrüche in gekrümmt geführten Bündelspanngliedern aus Einzelstäben oder Litzen fast immer von den inneren Drähten an den Kontaktpunkten Hüllrohr-Spannstahl ausgehen. An nachträglich ausgebauten Hüllrohrabschnitten und Spanngliedern erkennt man deutliche Reibspuren an diesen Kontaktstellen (Bild 4.18 und 4.19).

Die Ursache für diese als Reibkorrosion bezeichnete Schädigung sind zyklische Scheuerbewegungen kleinsten Ausmaßes zwischen Spannstahl und Hüllrohr bei gleichzeitiger Wirkung von Querpressungen. Als Folge dieser dem Verschleiß ähnlichen Schadensart tritt eine Abminderung der Ermüdungsfestigkeit ein, die als Reibermüdung bezeichnet wird.

Die Wirkungsmechanismen, die zu dieser Schädigung führen, sind in der werkstoffkundlichen Literatur ausführlich behandelt [103]. Danach wird die Reibermüdung durch das Zusammenwirken unterschiedlicher mechanischer, physikalischer und chemischer Vorgänge bestimmt. Zyklische Relativverschiebungen zwischen metallischen Werkstoffen führen infolge der Unebenheiten an der Materialoberfläche zu Reibkräften, die eine allmähliche Strukturveränderung des oberflächennahen Bereichs einleiten. Unter der Einwirkung hoher Pressungen zwischen den Reibpartnern tritt eine örtliche Plastizierung und Temperaturerhöhung auf, die zu einer mechanisch-chemischen Aktivierung der Oberflächen führt. Dadurch können Partikel aus der Oberfläche ausbrechen und mit den flüssigen und gasförmigen Bestandteilen der Umgebung reagieren. Es kommt zu einer dauernden Oxydation der Kontaktflächen. Durch das wiederholte Ausbrechen der Oberfläche schreitet die Zerrüttung des Gefüges in das Materialinnere fort. Feuchtigkeit und der Zutritt von Sauerstoff verstärken diesen Prozeß.

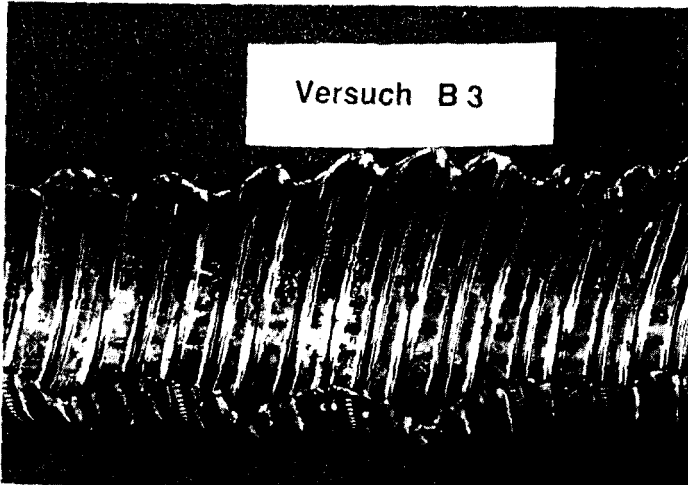


Bild 4.18 Reibspuren im Inneren eines nachträglich ausgebauten Hüllrohrs nach ca.  $1,8 \cdot 10^6$  Lastwechseln

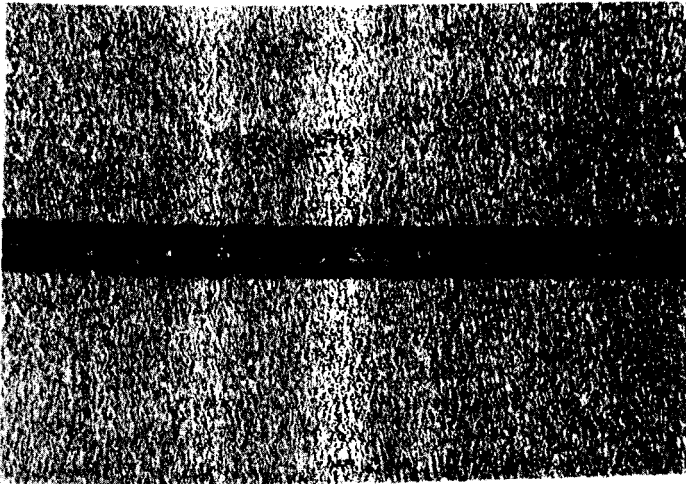


Bild 4.19 Reibnarben an der Oberfläche eines Einzelstabs aus dem zugehörigen Bündelspannglied SUSPA I

Ein durch Reibermüdung verursachter Bruch weist häufig drei charakteristische Merkmale auf: Oberflächennarben an den Kontaktstellen der Reibpartner, oxydische Abriebprodukte im Bereich der Reibstellen und eine mit bloßem Auge erkennbare 'Nase' am Ort des Rißbeginns. Grundlagenversuche von Funk [32] zeigen, daß bei Reibdauerbeanspruchung Brüche auch noch bei Lastspielzahlen  $N > 10^7$  auftreten, während für Metalle ohne Reibbeanspruchung oberhalb von  $2 \cdot 10^6$  Lastspielen kein weiterer Abfall der Ermüdungsfestigkeit zu erwarten ist.

Aufgrund der spezifischen Beanspruchungsverhältnisse in gekrümmten Spanngliedern spielt die Reibermüdung auch bei Spanngliedern in nachträglich verpreßten Hüllrohren eine wichtige Rolle. Durch die konzentrierte Einleitung der Querpressung an den Hüllrohrrippen und kleinste Oszillationen zwischen Spannstahl und Hüllrohr im Bereich der Rißufer sind die Voraussetzungen einer Schädigung gegeben. Die atmosphärischen Bedingungen im Innern der Hüllrohre begünstigen die Entstehung von Reibnarben. Feuchtigkeit, die von außen eingedrungen ist oder aus nicht hinreichend abgebundenem Wasser stammt, sowie der insbesondere in gerissenen Hüllrohren vorhandene Sauerstoff führen zu Oxydationsvorgängen an den außerordentlich reaktionsfähigen Reibschweißstellen.

Die bisherigen Untersuchungen zur Reibermüdung einbetonierter Spannglieder zeigen die folgenden maßgeblichen Einflußfaktoren für eine mögliche Schädigung [9, 79]:

- die Größe der Querpressung zwischen Hüllrohr und Spannstahl,
- die Größe der Relativverschiebung,
- der Werkstoff und die Oberfläche der Reibpartner,
- die atmosphärischen Bedingungen (Feuchtigkeit, Temperatur, etc.),
- die Belastungsfrequenz und Belastungsgeschichte.

Diese Untersuchungen werden nachfolgend ergänzt durch die Ergebnisse aus acht eigenen Dauerschwingversuchen an Balken, die mit glatten Spannstählen teilweise vorgespannt waren. Hauptparameter dieser Untersuchung waren der Gehalt an Betonstahlbewehrung und der Verpreßzustand der Spannglieder.

### 4.3.2 Dauerschwingversuche mit einbetonierten, glatten Spannstählen

Im Vordergrund dieser Versuche stand das Zusammenwirken einer Biegezugbewehrung aus Betonstahl und Spannstahl bei Dauerschwingbelastung. Bild 4.20 zeigt eine Skizze des Versuchsaufbaus mit den Abmessungen der Versuchsbalken. Eine Zusammenstellung wesentlicher Versuchsparameter enthält die nachfolgende Tabelle in Bild 4.21.

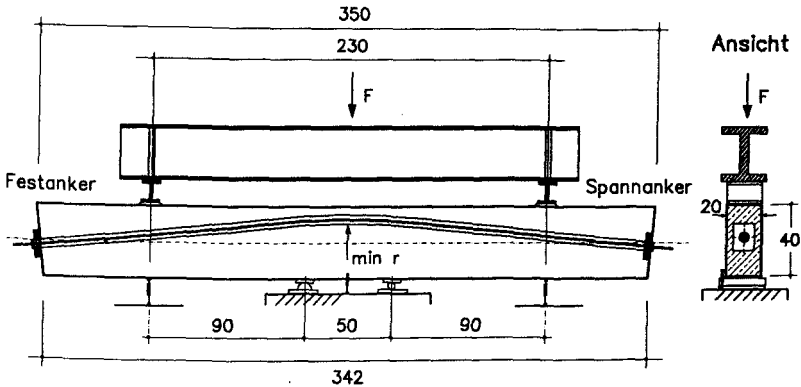


Bild 4.20 Versuchsaufbau zur Untersuchung der Dauerfestigkeit von Einzel- und Bündelspanngliedern

| Versuchs-<br>bez. |    | Spannstahl          | $A_z$<br>[cm <sup>2</sup> ] | Betonstahl<br>$A_B$ [cm <sup>2</sup> ] | Spannglied-<br>Verbund |            |
|-------------------|----|---------------------|-----------------------------|--|------------------------|------------|
| A                 | /1 | Einzel-             | 5,31                        | /                                      | 0,0                    | verpreßt   |
|                   | /2 | spannglied<br>glatt |                             | 4 $\phi$ 10                            | 3,14                   | verpreßt   |
|                   | /3 | $\phi$ 26           |                             | 6 $\phi$ 12                            | 6,78                   | verpreßt   |
|                   | /4 | St 835/1030         |                             | 4 $\phi$ 10                            | 3,14                   | unverpreßt |
| B                 | /1 | Bündel-             | 3,46                        | /                                      | 0,0                    | verpreßt   |
|                   | /2 | spannglied          |                             | 4 $\phi$ 10                            | 3,14                   | verpreßt   |
|                   | /3 | SUSPA I             |                             | 6 $\phi$ 12                            | 6,78                   | verpreßt   |
|                   | /4 | St 1470/1670        |                             | 4 $\phi$ 10                            | 3,14                   | unverpreßt |

Bild 4.21 Wesentliche Versuchsparameter

Bei den Spannstählen handelte es sich um glatte Stabspannglieder  $\varnothing 26$  des Systems Allspann und um BBRV-Bündelspannglieder SUSPA I aus 9 Einzelstäben  $\varnothing 7$ . In Bild 4.22 ist die Spanngliederführung dargestellt, Bild 4.23 zeigt den Bewehrungs- und Meßstellenplan.

Die Spannglieder wurden in gefalzten metallischen Hüllrohren geführt und im mittleren Drittel des Balkens unter Ausnutzung des minimal zugelassenen Krümmungsradius verlegt. Jeweils 3 Versuche einer Serie wurden durch Injektion des Hüllrohrs mit Zementmörtel nachträglich verpreßt, beim vierten Versuchsbalken blieb das Spannglied unverpreßt im Hüllrohr.

Zur besseren Beobachtung der Ribbildung und aus versuchstechnischen Gründen wurden die Balken mit der planmäßigen Zugzone nach oben geprüft, so daß die festen Auflager im mittleren Drittel des Balkens lagen. Die Belastung wurde über einen Lastverteilungsträger aufgebracht. Ober- und Unterlast des sinusförmigen Belastungsverlaufs lagen oberhalb der Riblast, so daß keine wesentlichen Auswirkungen von Kriech- und Schwindverlusten auf die Schwingbreite der Stahlspannungen anzunehmen waren.

In Bild 4.24 sind die rechnerischen Bruch-, Gebrauchs- und Dekompressionsmomente und die für die Versuchsdurchführung gewählten Biegemomente bei Ober- und Unterlast zusammengestellt. Die im Versuch gewählte Oberlast lag in allen Fällen unterhalb der durch den Abstand zur rechnerischen Bruchlast definierten Gebrauchslast.

Die Lastamplitude blieb während der gesamten Versuchsdauer konstant. Es wurden maximal  $2 \cdot 10^6$  Lastwechsel mit Schwingbreiten in den Einzelstabspanngliedern zwischen  $110$  und  $130 \text{ N/mm}^2$  (Stahlgüte St 835/1030) und zwischen  $120$  und  $160 \text{ N/mm}^2$  bei den Bündelspanngliedern St 1470/1670 aufgebracht. Die angegebenen Spannstahlspannungen wurden aus einer Querschnittsberechnung nach Zustand II ohne Berücksichtigung möglicher Spannungsumlagerungen bestimmt. Sie können daher als obere Grenze für die tatsächlichen Schwingbreiten gelten.

Bei einigen der Versuchsbalken wurde während der dynamischen Belastung eine ständige Durchfeuchtung eines Risses erzielt, indem die Betonoberfläche örtlich mit gefärbtem Wasser beaufschlagt wurde (Bild 4.25). Damit sollte einerseits die Dichtigkeit des Hüllrohrs unter korrosionsfördernden Bedingungen untersucht werden, andererseits konnten damit Bereiche gestörten Verbundes neben dem Rib durch Einfärbung sichtbar gemacht werden.



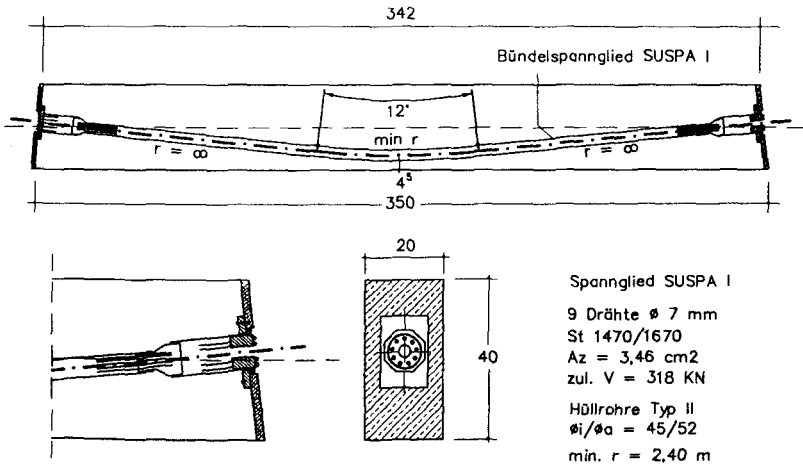


Bild 4.22: Schalplan mit Spanngliedführung zur Versuchsserie B

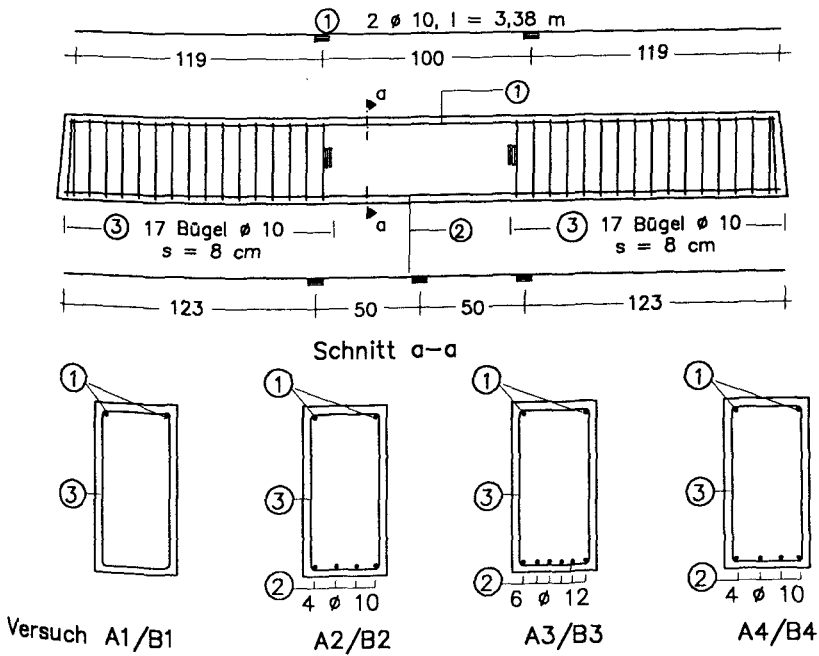


Bild 4.23: Betonstahlbewehrung mit Stahleßstellen

| Versuch | Berechnung |            |           | Versuch   |             |       |      |            | Berechnung   |              |                  |
|---------|------------|------------|-----------|-----------|-------------|-------|------|------------|--------------|--------------|------------------|
|         | $M_u$      | $M_{gebr}$ | $M_{Dek}$ | $M_{Rij}$ | Schwelllast |       |      | $M_{gebr}$ | $\sigma_z^u$ | $\sigma_z^o$ | $\Delta\sigma_z$ |
|         | [kNm]      |            |           | [kNm]     |             |       | %    | [N/mm]     |              |              |                  |
| A1      | 166        | 94,9       | 45        | 54        | 72,0        | 94,5  | 22,5 | 31         | 480          | 610          | 130              |
| A2      | 207        | 118,3      | 45        | 63        | 81,0        | 115,0 | 34,0 | 42         | 485          | 600          | 115              |
| A3      | 255        | 145,7      | 45        | 63        | 85,5        | 135,0 | 49,5 | 58         | 469          | 591          | 122              |
| A4      | 207        | 118,3      | 45        | 63        | 81,0        | 115,0 | 34,0 | 42         | 485          | 595          | 110              |
| B1      | 174        | 99,4       | 44        | 54        | 72,0        | 87,8  | 15,8 | 22         | 716          | 850          | 134              |
| B2      | 215        | 122,9      | 44        | 54        | 81,0        | 110,3 | 29,3 | 36         | 705          | 827          | 122              |
| B3      | 265        | 151,4      | 44        | 54        | 76,5        | 135,0 | 58,5 | 76         | 660          | 820          | 160              |
| B4      | 219        | 125,1      | 44        | 54        | 81,0        | 110,3 | 29,3 | 36         | 702          | 826          | 124              |

Bild 4.24: Rechnerische Biegebruchmomente und experimentelle Biegemomente mit zugehörigen Spannstahl-Schwingbreiten über den Auflagerpunkten

Während der Versuchsdurchführung konnten Drahtbrüche anhand von Unstetigkeiten im kontinuierlich aufgezeichneten Last-Verformungsdiagramm festgestellt werden. Nach der Schwellbelastung wurde die Biegezugbewehrung im mittleren Drittel ausgebaut und Betonstahl und Spannstahl auf Brüche untersucht. Die Anzahl der Drahtbrüche stimmte weitgehend überein mit den anhand des Last-Verformungsverhaltens registrierten Brüchen.

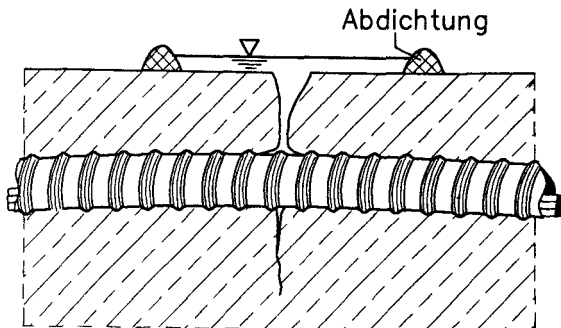


Bild 4.25: Örtliche Wasserbeaufschlagung eines Betonrisses während der dynamischen Beanspruchung

Detaillierte Angaben zu Materialfestigkeiten, Versuchsablauf und Meßdaten, die während der Versuchsdurchführung aufgezeichnet wurden, enthält der zugehörige Versuchsbericht [28]. Hier werden lediglich einige im Hinblick auf das Verformungsverhalten und die Dauerschwingfestigkeit wesentliche Ergebnisse mitgeteilt.

### Rißbreiten

Die Rißbildung war unabhängig von der verwendeten Spannstahlart in den Versuchsserien A und B ähnlich. Bild 4.27 zeigt einen Vergleich der Rißbilder für die vier Versuche mit Bündelspanngliedern. Die größten Rißabstände stellten sich erwartungsgemäß bei den nur mit Spannstahl bewehrten Balken A1 und B1 ein. In den anderen Versuchen wurde die Bildung der Risse durch die Verbundeigenschaften der Betonstahlbewehrung gesteuert. Der fehlende Verbund des Spannglieds im Versuch B4 wirkte sich im Vergleich zum identischen Balken B2 mit verpreßtem Spannglied nicht auf das Rißbild und die Rißbreiten aus.

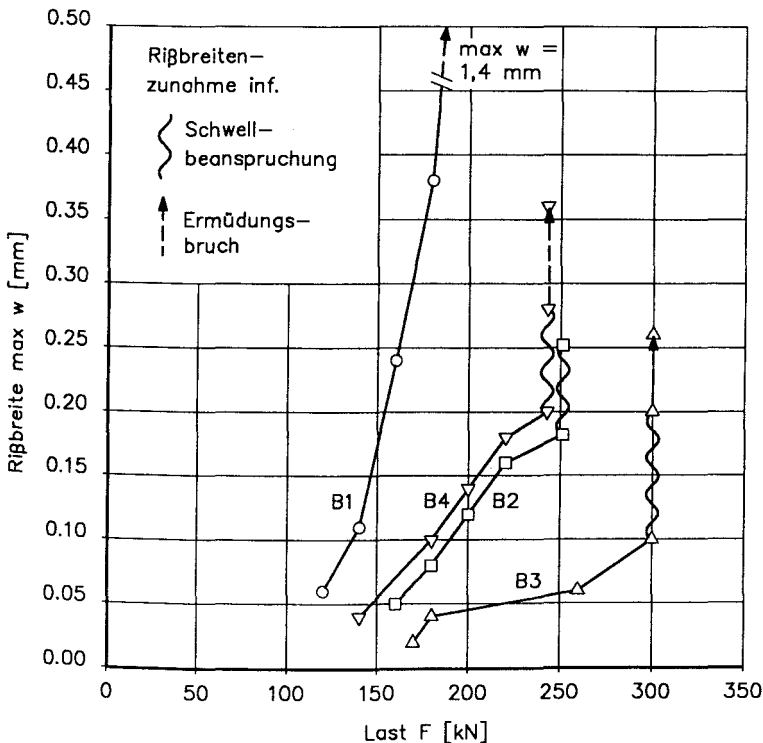
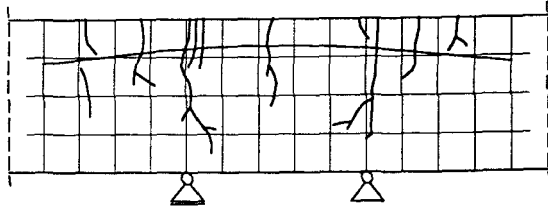
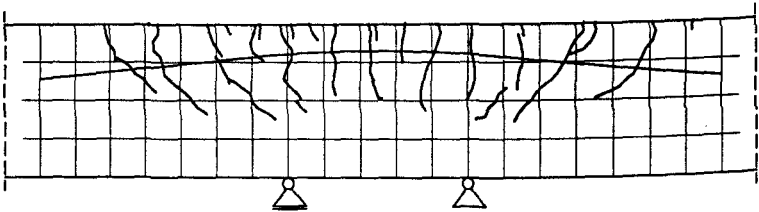


Bild 4.26: Maximale, gemessene Rißbreiten in Höhe der Bündelspannglieder

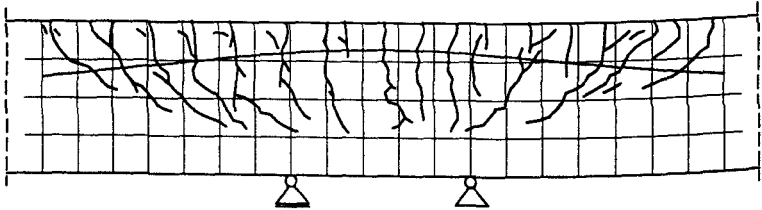
B1:  $A_s = 0,0$ ; Spannstahl mit Verbund



B2:  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ ; Spannstahl mit Verbund



B3:  $A_s = 6,78 \text{ cm}^2$ ; Spannstahl mit Verbund



B4:  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ ; Spannstahl ohne Verbund

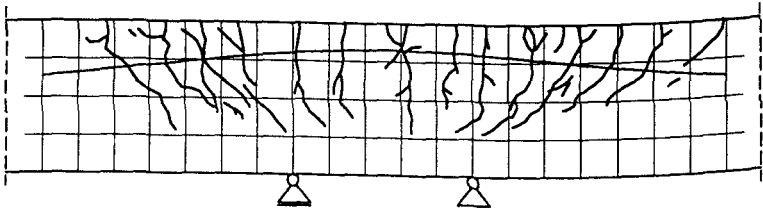


Bild 4.27: Rißbilder der Versuchs balken B1 - B4 mit Bündelspanngliedern  $9 \text{ } \varnothing 7$  nach Schwellbeanspruchung

Einen Vergleich der größten gemessenen Rißbreiten in Spanngliedhöhe zeigt Bild 4.26 für die vier Versuche mit Bündelspanngliedern. Die gewählte Betonstahlbewehrung begrenzte die Rißbreite zu Beginn der dynamischen Belastung auf unter 0,2 mm. Während der Schwellbelastung erhöhte sich die Rißbreite infolge der Verbundschwächung kontinuierlich um maximal 0,1 mm. Die Änderung zwischen Ober- und Unterlast blieb während der dynamischen Belastung nahezu konstant bei  $\Delta w \approx 0,06$  mm. Die Relativverschiebung zwischen Hüllrohr und Spannstahl kann damit in der Nähe der Rißufer zu  $v \approx 0,02-0,03$  mm angegeben werden.

Deutlich größere Rißbreiten stellten sich bei den Versuchen A1 und B1 ohne Betonstahlbewehrung ein. Die Rißbreitenänderung zwischen Ober- und Unterlast betrug hier  $\Delta w \approx 0,25$  mm, so daß von erheblich größeren Relativverschiebungen zwischen Spannstahl und Hüllrohr auszugehen ist. Unter dynamischer Belastung trat eine Vergrößerung der maximalen Rißbreite von 0,64 mm auf 1,40 mm ein.

Versuch B1 zeigt, daß durch den glatten Spannstahl allein keine wirksame Rißbreitenbegrenzung möglich ist. Der Haftverbund zwischen Spannstahl und Einpreßmörtel, der hier die Verbundfestigkeit bestimmt, wird durch eine dynamische Belastung erheblich geschwächt. Zumindes bei nicht vorwiegend ruhenden Lasten ist daher zu empfehlen, die ohnehin geringe Mitwirkung glatter Spannstähle bei der Begrenzung der Rißbreiten nicht zu berücksichtigen.

Ermüdungsbrüche von Einzeldrähten der Bündelspannglieder führten in den Versuchen mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung lediglich zu einer geringen Erhöhung der Rißbreite. Sie betrug in dem betroffenen Querschnitt ca. 0,05 bis 0,1 mm. Im Versuch B1 ohne schlaife Biegezugbewehrung trat dagegen beim gleichzeitigen Versagen von zwei Einzeldrähten eine deutlich erkennbare Rißaufweitung um ca. 0,8 mm auf.

Das beobachtete Rißverhalten der Versuchsträger bestätigt insgesamt die für teilweise vorgespannte Bauteile erwarteten Abhängigkeiten. Als wichtigste Einflußgrößen auf die Rißentwicklung und Rißbreiten sind zu nennen:

- 1) der Zuwachs der Stahlspannungen oberhalb des Dekompressionszustandes;
- 2) die Verbundeigenschaften der Bewehrung;
- 3) das Verhältnis von Spannstahl- zu Betonstahlquerschnitt  $A_z/A_s$ ;

- 4) der Bewehrungsgrad und die Größe der Betonzugzone;
- 5) die Betonzugfestigkeit;
- 6) die Belastungsgeschichte.

#### *Ermüdungsverhalten der Spannglieder*

Ermüdungsbrüche traten in den Bündelspanngliedern der Versuche B1, B3 und B4 auf. Wie beim nachträglichen Ausbau der Spannglieder festgestellt wurde, waren maximal vier der neun Einzeldrähte  $\varnothing 7$  eines Bündels gebrochen. Die Bruchstellen lagen innerhalb eines Rißquerschnitts oder nur um wenige Zentimeter versetzt. Eine gleichmäßige Verteilung der Bruchstellen über einen größeren Trägerabschnitt, wie sie verschiedentlich bei Litzenspanngliedern beobachtet wurde [9], konnte nicht festgestellt werden.

Bei Litzenspanngliedern entstehen aus der Verwindung der Einzeldrähte zusätzliche Querpressungen zwischen den Drähten. Dadurch beteiligt sich ein gebrochener Draht bereits in kurzem Abstand von der Bruchstelle erneut an der Zugkraftaufnahme. Dieser günstige Effekt ist bei den hier verwendeten Paralleldrahtbündeln mit wenigen Einzelstäben nicht in gleicher Weise vorhanden. Daher besteht in erhöhtem Maße die Gefahr, daß mehrere Brüche innerhalb eines Querschnitts erfolgen und zu einem unangekündigten Versagen führen.

Die Untersuchung der Bruchstellen zeigte, daß der Bruch in den meisten Fällen von einem der innenliegenden Drähte ausging, die an den Kontaktstellen mit dem Hüllrohr deutlich erkennbare Reibspuren aufwiesen (Bild 4.19). Eine dieser Reibspuren war dann Ausgangspunkt des Ermüdungsbruchs.

Ein Einfluß des Verschiebungsweges zwischen Spannstaht und Hüllrohr auf die Ermüdungsfestigkeit unter Reibbeanspruchung konnte nicht festgestellt werden. Sowohl im Versuch B1 mit einer Rißbreitenänderung zwischen Ober- und Unterlast von  $\Delta w > 0,25$  mm als auch bei den Versuchen B3 und B4 mit  $\Delta w = 0,06$  mm traten Ermüdungsbrüche auf. Es muß daher davon ausgegangen werden, daß bereits kleinste zyklische Rißbreitenänderungen von einigen 1/100 Millimetern schädigend auf die Spannstahtoberfläche wirken.

Der fehlende Verbund des Spannglieds im Versuch B4 war offensichtlich von untergeordneter Bedeutung für das Ermüdungsverhalten des Spannstahts. Mit diesem Versuch sollte die Auswirkung einer begrenzten Verbundstörung untersucht werden, wie sie im Bauwerk beispielsweise infolge unzureichend

verpreßter Hüllrohre auftreten kann. Auch an diesem Spannglied konnten nach dem Ausbau Reibspuren nachgewiesen werden. Es ist zu vermuten, daß die örtlichen Reibkräfte an den Kontaktpunkten Spannstahl - Hüllrohr zu einer ungleichmäßigen Spannungsverteilung innerhalb des Spannglieds und lokal erhöhten Schwingbreiten geführt haben.

An den glatten Einzelstabspanngliedern  $\varnothing 26$  waren ebenfalls Reibnarben etwa im Abstand der Hüllrohrrippen erkennbar. Sie führten jedoch bei rechnerischen Schwingbreiten zwischen 110 und 130 N/mm<sup>2</sup> in keinem Fall zum Ermüdungsbruch. Dünne, kaltgezogene Drähte sind wegen ihres vergleichsweise geringen Querschnitts und der hohen ausnutzbaren Festigkeit empfindlicher gegenüber einer Reibdauerbeanspruchung als Einzelstäbe mit großem Durchmesser.

Die beobachteten Ermüdungsbrüche im Spannstahl und das Verformungsverhalten der untersuchten Träger ergaben keine Hinweise für eine den Spannstahl entlastende Spannungsumlagerung bei Erhöhung des Betonstahlgehalts. Die rechnerischen Untersuchungen im nachfolgenden Kapitel zeigen jedoch, daß Abweichungen der Stahlspannungen vom nackten Zustand II zu erwarten sind, die aber für das Gesamttragverhalten von untergeordneter Bedeutung bleiben. Die daraus im Betonstahl resultierende Erhöhung der Schwingbreiten bleibt gering. Sie führte bei keinem Versuchsbalken zu Ermüdungsbrüchen im Betonstahl.

#### *Dauerhaftigkeit der Hüllrohre*

Für den Korrosionsschutz des Spannstahls ist die Dichtheit und Unversehrtheit des Hüllrohres auch nach dem Verpressen des Spannglieds von erheblicher Bedeutung. Unter dynamischer Einwirkung kann die ohnehin nur temporäre Schutzwirkung metallischer Hüllrohre durch vorzeitige Ermüdungsrisse weiter vermindert werden.

Dies bestätigen die hier festgestellten Dauerbrüche der ausgebauten Hüllrohre, die stets im Zusammenhang mit Betonrissen auftraten. Eine Aussage dazu, wann und bei welchen Spannungen diese Brüche entstanden, ist nicht möglich. Die Durchfeuchtung des Betonrisses mittels eingefärbten Wassers hinterließ deutliche Korrosionsspuren an den Hüllrohren im Bereich derartiger Ermüdungsrisse. Das Wasser drang seitlich des Risses bis zu 10 cm tief in die Verbundfuge Hüllrohr - Beton ein, erreichte jedoch im Zeitraum der Versuchsdurchführung nicht den Spannstahl.

Deutliche Korrosionsnarben und -löcher in den Hüllrohren entstanden unabhängig vom Auftreten der Betonrisse in den unverpreßten Hüllrohren. Auch auf der Spannstaboberfläche waren Korrosionsprodukte erkennbar. Hier führte die vorhandene Feuchtigkeit in Verbindung mit dem Luftsauerstoff zum örtlichen Durchrostern des Hüllrohres.

Metallische Hüllrohre von Spanngliedern, die in der gerissenen Querschnittszone liegen und einer schwingenden Belastung ausgesetzt werden, sind demnach nicht in der Lage, den Zutritt von Sauerstoff und Feuchtigkeit bis an den Spannstaht langfristig zu verhindern. Größere Schutzwirkung kann hier von Kunststoffhüllrohren erwartet werden, wie sie in glatter Ausführung bereits seit längerem für die Vorspannung ohne Verbund erfolgreich eingesetzt werden.

#### 4.3.3 Zulässige Schwingbreiten bei Bündelspanngliedern

Die Auswertung der durchgeführten Balkenversuche erlaubt eine Überprüfung der zulässigen Schwingbreiten für Paralleldrahtbündel in teilweise vorgespannten Bauteilen. Dazu sind die Schwingbreiten der vier Versuche mit Bündelspanngliedern in Abhängigkeit von den ertragenen Lastspielzahlen im Wöhler-Diagramm dargestellt (Bild 4.28). Zusätzlich sind die Ergebnisse aus Schweizer Balkenversuchen von Rigon-Thürlimann [87] und Oertle [79] mit Bündelspanngliedern 16  $\varnothing$  7 berücksichtigt.

Die beim Nachweis der Dauerfestigkeit nach DIN 4227, Teil 2 für  $2 \cdot 10^6$  Lastwechsel zulässige Schwingbreite beträgt für die verwendeten Bündelspannglieder  $110 \text{ N/mm}^2$ . Alle in den Versuchen aufgetretenen Brüche entstanden bei größeren Schwingbreiten, wobei der Abstand zwischen dem zulässigen Wert und der kleinsten, zu Drahtbrüchen führenden Schwingbreite nur  $\gamma = 124/110 = 1,13$  beträgt.

Für die Ausnutzung des Zeitfestigkeitsbereichs im Rahmen von Betriebsfestigkeitsnachweisen ist die Angabe vollständiger Wöhlerlinien erforderlich. Bild 4.28 enthält entsprechende Bemessungsansätze des Model-Code 90 [N1] für Bündelspannglieder aus kaltgezogenen Drähten und einen aus Versuchen mit Litzenspanngliedern abgeleiteten Bemessungsvorschlag von Bökamp [9]. Diese Wöhlerlinien werden näherungsweise durch Funktionen der Form

$$\Delta\sigma^k \cdot N = \text{const.} \quad (4.22)$$



beschrieben. Im doppeltlogarithmischen Maßstab ergeben sich daraus Geradenzüge mit der Steigung  $k$ . Sie berücksichtigen, daß bei kleinen Lastwechselzahlen höhere Schwingbreiten zulässig sind, und daß infolge Reibermüdung auch oberhalb von  $2 \cdot 10^6$  Lastwechseln ein Abfall der Schwingfestigkeit auftritt.

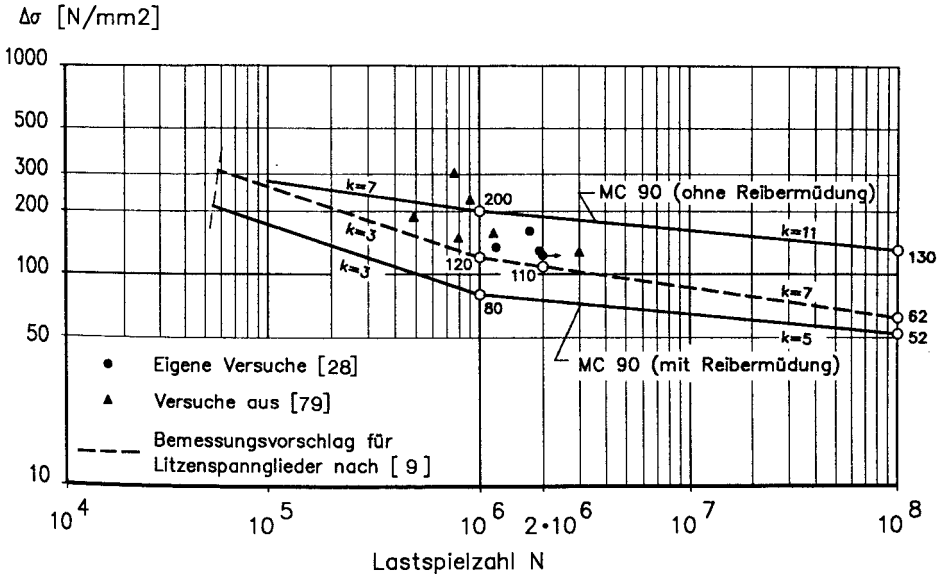


Bild 4.28: Versuchsergebnisse und Bemessungsansätze für Bündelspannglieder im Wöhler-Diagramm

Die für Bündelspannglieder vorliegenden Ergebnisse weisen keine signifikanten Unterschiede zu Litzenspanngliedern auf. Sie bestätigen im untersuchten Lastwechselbereich die Gültigkeit der Wöhlerlinie nach [9], die für  $2 \cdot 10^6$  Lastwechsel die zulässige Schwingbreite von  $110 \text{ N/mm}^2$  beinhaltet. Eine ausreichende Absicherung dieser Wöhlerlinien durch Balkenversuche ist jedoch lediglich im Lastspielbereich von etwa  $2 \cdot 10^5 < N < 4 \cdot 10^6$  gegeben. Insbesondere im Bereich hoher Lastspielzahlen wären daher vor der Anwendung dieses Bemessungskonzepts ergänzende Untersuchungen erforderlich.

Unterschiede zum günstigen Bruchverhalten von Litzenspanngliedern bestehen insofern, als bei den untersuchten Paralleldrahtbündeln eine Verteilung der Drahtbrüche auf einen größeren Trägerabschnitt nicht beobachtet wurde. Ein plötzliches Ermüdungsversagen beim Auftreten mehrerer Drahtbrüche innerhalb

eines Querschnitts kann daher nicht ausgeschlossen werden. Die Bewertung des Sicherheitsniveaus sollte aber berücksichtigen, daß in den Versuchen immer der kleinste zulässige Krümmungsradius des Spannverfahrens gewählt wurde, so daß der ungünstigste Fall maximaler Querpressungen zwischen Spannstahl und Hüllrohr abgedeckt wurde. Für gerade Spannglieder ohne schädigende Reibeinwirkung und bei größeren Krümmungsradien sind höhere ertragbare Schwingbreiten zu erwarten.

#### **4.4 Rechnerische Untersuchungen des örtlichen Spannungszustandes**

Für Detailberechnungen des Spannungs- und Verformungszustandes im Rißbereich eignet sich die Finite-Element-Methode in besonderer Weise. Ziel der Überlegungen ist es dabei, eine durch Versuchsergebnisse überprüfte Modellierung vorzunehmen, anhand derer die Spannungsumlagerungen im Rißbereich verfolgt und durch zusätzliche, experimentell nicht untersuchte Parameterkombinationen ergänzt werden können. Die Berechnung erfolgt exemplarisch an einem Ausschnitt der im vorstehenden Kapitel dargestellten Versuchsbalken aus [28].

##### **4.4.1 Grundlagen der Berechnung**

Der zu untersuchende Ausschnitt des Versuchskörpers wird durch Scheiben- und Stabelemente modelliert, die in zwei parallel angeordneten Ebenen definiert und mit nichtlinear-elastischen Verbundfedern verknüpft werden (Bild 4.29).

Die Biegezugbewehrung aus Betonstahl wird in Stabelementen zusammengefaßt, während das Spannglied durch Scheibenelemente für Spannstahl und Injektionsmörtel abgebildet wird. Für das Hüllrohr werden keine eigenen Elemente eingeführt.

Jeder Knoten weist zwei Verschiebungs-Freiheitsgrade  $u_x$  und  $u_y$  auf. Für alle Scheiben- und Stabelemente wird linear-elastisches Materialverhalten angenommen; für die Scheibenelemente gelten die Annahmen des ebenen Spannungszustands. Die Schwächung des Betonquerschnitts durch das Hüllrohr wird über die Elementdicke erfaßt.

Die Biegerißbildung in der Betonscheibe wird in Form diskreter Risse berücksichtigt. Dazu sind an der Stelle des Biegerisses Doppelknoten einzuführen, die durch nichtlineare zweidimensionale Federelemente verbunden sind.

Die Federsteifigkeiten im ungerissenen Zustand ergeben sich aus dem Elastizitätsmodul des Betons und der Einzugsfläche der Feder. Beim Erreichen der Betonzugfestigkeit erfolgt keine weitere Kraftübertragung im Riß. Es wird also davon ausgegangen, daß eine nach Rißbildung eventuell noch vorhandene Restzugfestigkeit durch Lastwechsel vollständig abgebaut wird.

Die Anbindung der Bewehrungselemente an die Betonscheibe erfolgt durch nichtlineare Verbundelemente oder, wenn Relativverschiebungen zwischen übereinanderliegenden Knoten verhindert werden sollen, durch Einführung von Zwangsbedingungen zur starren Kopplung der Freiheitsgrade.

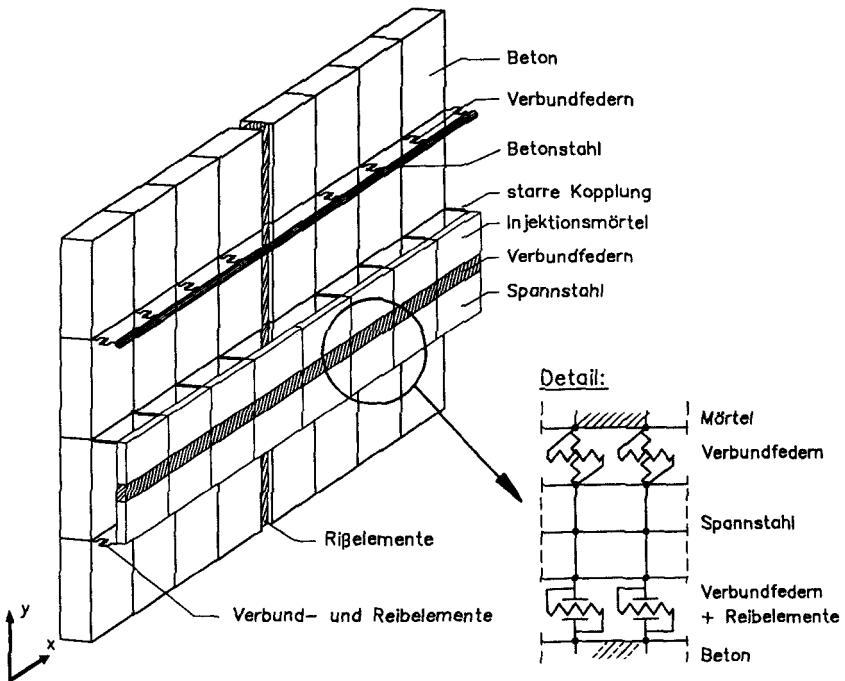


Bild 4.29: Aufbau des FE-Modells für lokale Untersuchungen im Rißbereich

Zwischen Betonstahl und Beton greifen eindimensionale Federelemente in Richtung der Horizontalverschiebung an, während die Verschiebungen  $u_y$  des Betonstahls starr mit den Freiheitsgraden des Betons in vertikaler Richtung gekoppelt sind.

Da das Spannglied gekrümmt geführt wird, entsteht an der Krümmungsinnen-seite eine Kontaktfuge zwischen Spannstahl- und Betonelementen und an der

Außenseite eine Fuge Spannstahl-Injektionsmörtel. Hier werden Verbundelemente parallel zur Gleitfuge angeordnet (Bild 4.29). Für die Fuge Injektionsmörtel-Beton wird eine starre Kopplung beider Freiheitsgrade angenommen, da die wesentlichen Schlupfverformungen innerhalb des Hüllrohrs zwischen Spannstahl und Injektionsmörtel auftreten. An der Krümmungsinnenseite des Spannglieds wirken zusätzliche Reibelemente, mit denen die Auswirkungen der Reibung zwischen Spannstahl und Hüllrohr bei gleichzeitigen Querpressungen untersucht werden.

Das Rechenmodell umfaßt somit folgende Elemente:

- Scheibenelemente mit 4 bzw. 3 Knoten für Beton,
- Scheibenelemente für Spannstahl und Injektionsmörtel,
- Stabelemente mit 2 Knoten für Betonstahl,
- Verbundfedern mit 2 Knoten zwischen Betonstahl und Beton, Spannstahl und Injektionsmörtel und zwischen Spannstahl und Beton,
- Reibelemente zwischen Spannstahl und Beton,
- Rißelemente in den vorgegebenen Rissen der Betonscheibe.

Die große Zahl der verwendeten Elementtypen mit unterschiedlichen Stoffgesetzen erfordert effiziente Verfahren beim Pre- und Postprocessing der Daten und Ergebnisse. Moderne FEM-Programmpakete bieten hier teilweise umfangreiche Möglichkeiten. Für die folgenden Berechnungen wurde das Programmsystem ANSYS 4.4 eingesetzt. Hinsichtlich der Grundlagen des Berechnungsverfahrens und der benutzten Elemente kann auf die zugehörigen Handbücher [3] und die umfangreiche Literatur zur FE-Methode [2, 4] verwiesen werden.

Einige Bemerkungen sind lediglich zu den nichtlinearen Verbund- und Reibelementen erforderlich.

Die Federkennlinien der Verbundelemente werden durch Polygonzüge angenähert. Die abschnittsweise konstanten Federsteifigkeiten ergeben sich aus den Verbundgesetzen nach Kapitel 3 unter Berücksichtigung des wirksamen Umfangs der Bewehrungsstäbe und des Knotenabstands  $s_j$  (Bild 4.30).

Die Reibelemente übertragen Druckkräfte  $F_n$  normal zur Gleitfuge und Coulomb'sche Reibkräfte  $F_s$  in Tangentialrichtung (Bild 4.31). Die Größe der

Reibkräfte hängt von den Relativverschiebungen in Tangentialrichtung und dem Steifigkeitsmodul  $K_S$  ab. Bei Erreichen des Größtwertes  $\mu \cdot F_n$  gleiten die Oberflächen ohne weitere Erhöhung der Reibkraft aufeinander. Die Wahl der Steifigkeitswerte  $K_n$  und  $K_S$  orientiert sich an der Dehnsteifigkeit  $EA/l$  der angrenzenden Elemente. Für die nachfolgenden Berechnungen wird als Ergebnis von Vorberechnungen  $K_n = K_S = 250000 \text{ N/mm}$  gesetzt.

Die nichtlinearen Werkstoffgesetze erfordern ein schrittweises Aufbringen der Belastung mit einer iterativen Korrektur der Lösung in jeder Laststufe. Als Iterationsmethode wird das Newton-Raphson-Verfahren angewandt [4].

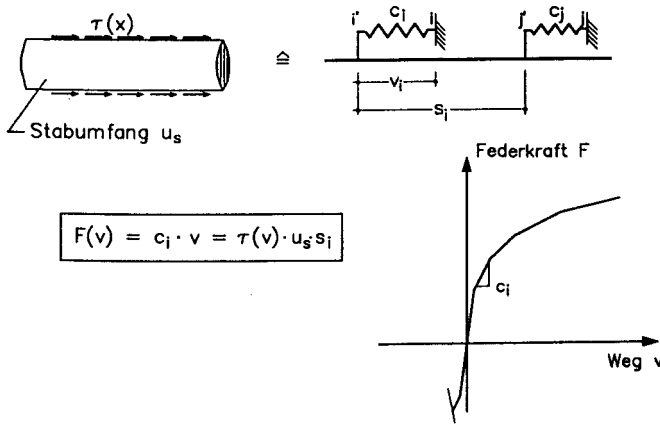


Bild 4.30: Federelemente zur Modellierung des Verbundverhaltens

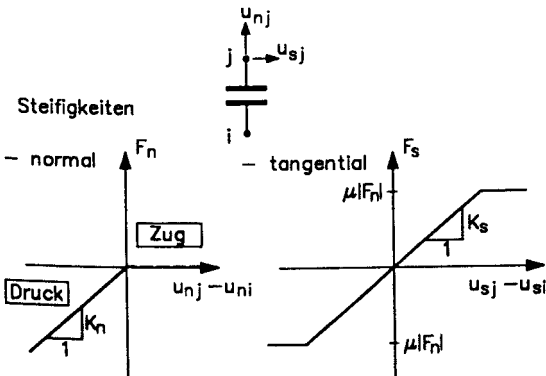


Bild 4.31: Reibelemente in der Gleitfuge Spannstahl - Beton

#### 4.4.2 Überprüfung des Berechnungsmodells

Um die Eignung der verwendeten Elemente und Verbundgesetze zu überprüfen, wurden die bereits in Kapitel 4.2.5 erwähnten Zugstabversuche mit gemischter Bewehrung aus [98] nachgerechnet. Bild 4.32 zeigt den Versuchskörper mit einer Länge von 180 cm und einem Querschnitt  $b/d = 40/30$ .

Das zugehörige FE-Netz mit den Randbedingungen und der Belastung ist in Bild 4.33 dargestellt. Die Diskretisierung kann aus Symmetriegründen auf die Hälfte des Querschnitts beschränkt werden. Die Einleitungslängen betragen maximal 400 mm, für die Berechnung wird eine Länge von 600 mm gewählt. Am rechten Rand wird für alle Knoten  $x = 600$  mm durch Kopplung der horizontalen Freiheitsgrade die gleiche Verschiebung  $u_x$  erzwungen.

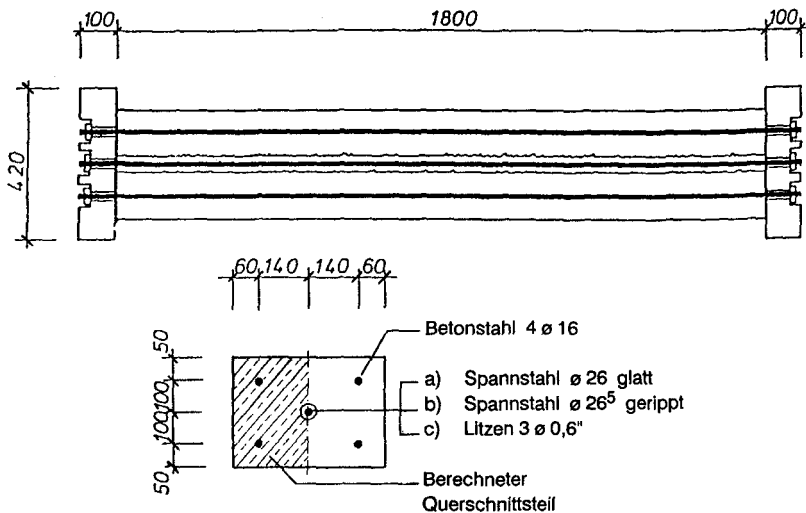


Bild 4.32: Zugstabversuche mit gemischter Bewehrung aus [98]

Einen Vergleich gemessener und berechneter Stahlspannungen entlang der Einleitungslänge für einen Versuch mit geripptem Spannstahl und Betonstahl zeigt Bild 4.33 für den Zustand der Einzelrißbildung. Die Spannungsaufteilung im Rißquerschnitt auf Betonstahl und Spannstahl stimmt gut überein, auch die rechnerischen Einleitungslängen entsprechen den im Versuch gemessenen Größen. Die geringen Abweichungen beim Verlauf der Betonstahlspannungen können mit dem einfachen ortsunabhängigen Verbundgesetz erklärt werden, das örtlich

begrenzte Unterschiede des Verbundverhaltens nicht wiedergeben kann. Sie sind für das Gesamtergebnis bedeutungslos.

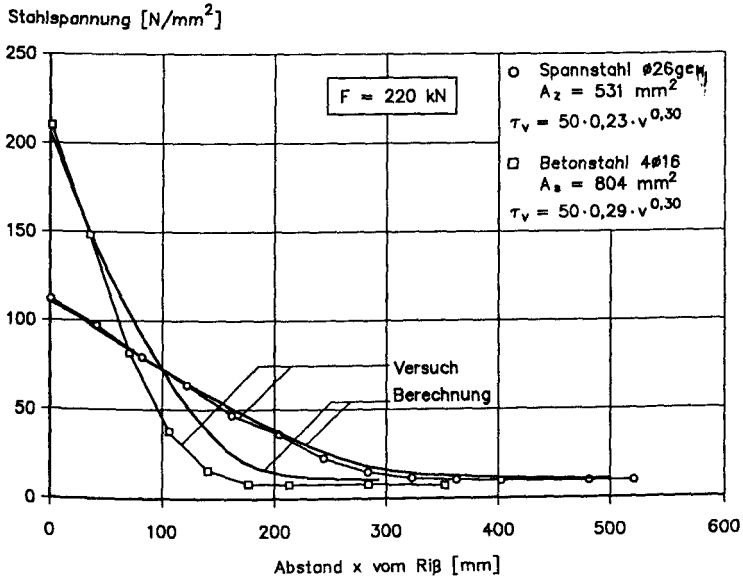
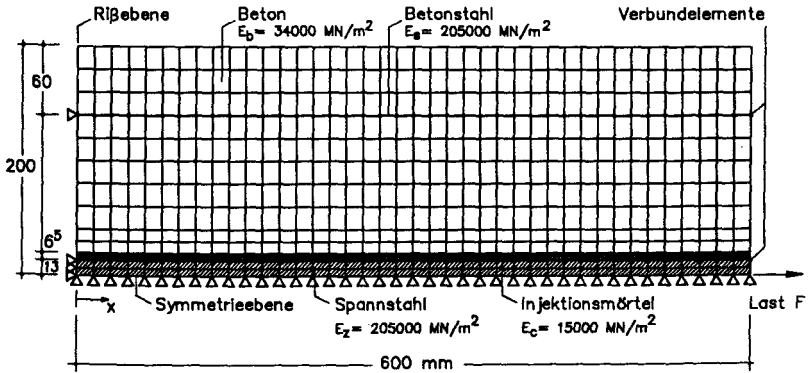


Bild 4.33: FE-Modell (oben) und Vergleich von Versuchs- und Rechenergebnissen anhand der Stahlspannungen im Einleitungsbereich

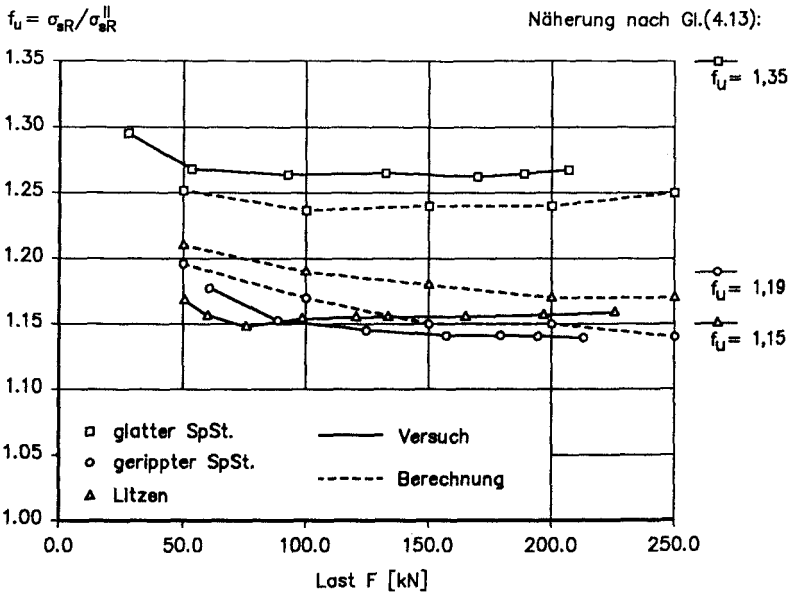


Bild 4.34: Vergleich gemessener und rechnerischer Spannungsumlagerungen bei gemischter Bewehrung aus Versuchen nach [98]

Eine Auswertung der Spannungsumlagerungen  $f_u$  bei Einzelrißbildung für die untersuchten Kombinationen von Betonstahl und Spannstahl zeigt Bild 4.34. Die Spannungsumlagerungen sind bei Einzelrißbildung nahezu unabhängig von der aufgetragenen Last. Die Abweichungen zwischen experimentell und rechnerisch bestimmten Umlagerungsfaktoren bleiben gering.

Zusätzlich sind in Bild 4.34 die Umlagerungsfaktoren  $f_u$  angegeben, die sich aus Gleichung (4.13) mit der Annahme mittlerer konstanter Verbundspannungen errechnen lassen. Sie geben für gerippten Spannstahl und Litzten die Versuchsergebnisse mit ausreichender Genauigkeit wieder, überschätzen jedoch die Spannungsumlagerungen bei Kombination von glattem Spannstahl mit geripptem Betonstahl geringfügig.

Diese Vergleichsrechnung bestätigt die Eignung des gewählten Rechenmodells, daß durch die Wahl der Elemente in Verbindung mit den verwendeten Verbundgesetzen gekennzeichnet ist.



#### 4.4.3 Nachrechnung der eigenen Versuche

Die Detailberechnung der vorgespannten Versuchsbalken aus [28] kann aus Symmetriegründen auf eine Balkenhälfte beschränkt werden. Da die Biegerißbildung vorrangig im mittleren Drittel des Versuchskörpers eintrat, werden die Untersuchungen an einem Ausschnitt im Bereich der Spanngliedkrümmung durchgeführt, dessen Länge zu 60 cm gewählt wird.

Bild 4.35 zeigt Geometrie und Belastung des untersuchten Systems sowie die Materialkennwerte und Verbundgesetze für Betonstahl und Spannstahl. Für den Betonstahl wird eine mittlere Verbundgüte angesetzt, für Spannstahl als Grenzfälle die Verbundgesetze für glatten bzw. gerippten Spannstahl.

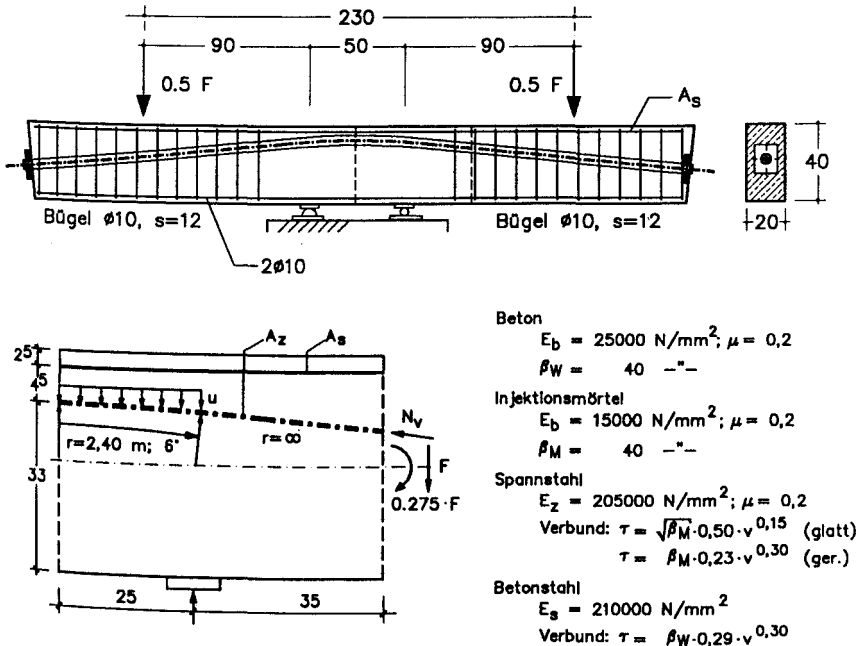


Bild 4.35: Berechneter Ausschnitt des Versuchskörpers mit gekrümmtem Spannglied und Werkstoffparameter der Berechnung

Der Vorspannzustand wird als äußere Druckkraft  $N_V$  in Spanngliedhöhe und durch Umlenkkräfte  $u = N_V/r$  im Bereich der Spanngliedkrümmung in die Berechnung eingeführt. Die Vorspannkraft für die nachfolgenden Berechnungen

beträgt  $N_V = 200$  kN. Der Krümmungsradius der Spannbewehrung entspricht mit  $r = 2,40$  m dem kleinsten zulässigen Wert.

Die berechneten Stahlspannungen berücksichtigen lediglich die Spannungszuwächse nach Überschreiten der Dekompressionslast über dem Auflagerpunkt ( $F_{Dek} = 90$  kN).

Bild 4.36 zeigt das verwendete FE-Netz. Der Abstand der vorgegebenen Biegebrüche wird entsprechend der im Versuch unter Schwellast beobachteten Ribbildung gewählt (siehe Bild 4.27).

Als Ergebnis der Berechnungen erhält man die Verformungen der Betonscheibe, insbesondere die lastabhängigen Ribbreiten, und aus der Nachlaufrechnung die Stahl- und Betonspannungen.

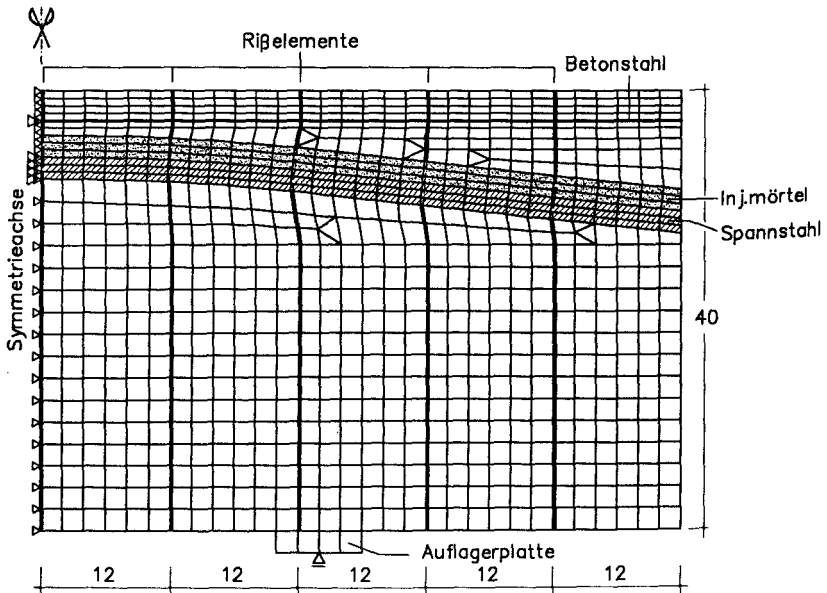


Bild 4.36: FE-Netz des Rechenmodells

Ein Vergleich der rechnerischen Ergebnisse mit Versuchsergebnissen ist lediglich auf der Grundlage der Rißbreiten möglich, da gemessene Stahlspannungen im Rißbereich nicht vorliegen. Diesen Vergleich zeigt Bild 4.37 für die im berechneten Ausschnitt gemittelten Rißbreiten in Höhe der Spanngliedachse. Die experimentellen Rißbreiten wurden nach 10 000 Lastwechseln unter der jeweiligen Oberlast gemessen. Die gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Rißbreiten zeigt, daß die verwendeten Verbundgesetze das tatsächliche Bauteilverhalten mit ausreichender Genauigkeit wiedergeben.

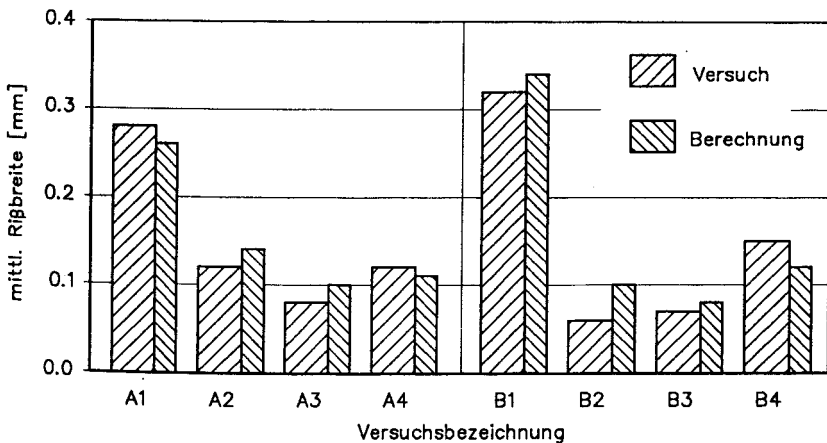


Bild 4.37: Vergleich der gemessenen Rißbreiten in der Spanngliedachse mit den errechneten Rißbreiten (Versuche aus [28])

Für den Zuwachs der Stahlspannungen wurde ein Vergleich mit den nach Zustand II ermittelten Werten durchgeführt. Bild 4.38 zeigt exemplarisch für Versuch B2 die M- $\sigma$ -Beziehung für Betonstahl und Spannstahl. Darin wird das gegenüber dem nackten Zustand II steifere Verbundverhalten des Betonstahls deutlich. Während sich aus dem Dehnungsvergleich nach Zustand II die gestrichelt dargestellten Spannungszuwächse ergeben, zeigt die FE-Berechnung abweichende Ergebnisse. Die Betonstahlspannungen verlaufen bei Berücksichtigung der Verbundeigenschaften oberhalb der aus der Dehnungsebene nach Zustand II ermittelten Werte, während die Spannstahlspannungen geringer ausfallen. Dadurch verringert sich auch die Schwingbreite im Spannstahl von 122 auf 103 N/mm<sup>2</sup>.

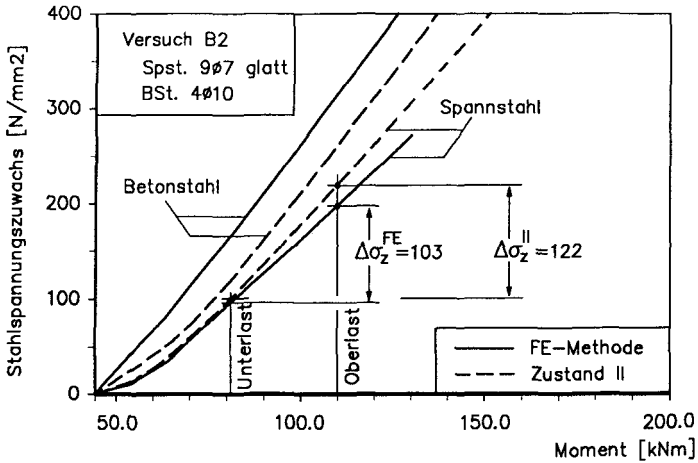


Bild 4.38: Vergleich des M- $\sigma$ -Zusammenhangs für Berechnung nach Zustand II und unter Berücksichtigung des Verbundverhaltens

Dieses Ergebnis zeigt, daß die in Balkenversuchen mit einbetonierten Spanngliedern bestimmten Ermüdungsfestigkeiten streng genommen von der Art und Menge der zusätzlich vorhandenen Betonstahlbewehrung abhängig sind: im Verhältnis zum Spannstahl schwache Betonstahlquerschnitte mit kleinen Durchmessern führen zu erhöhten Spannungsamplituden und vorzeitigen Ermüdungsbrüchen im Betonstahl. Tatsächlich wird dieses Verhalten durch einige Versuchsergebnisse, bei denen vorzeitige Ermüdungsbrüche in der schlaffen Bewehrung auftraten, bestätigt [87].

Einige Ergebnisse weiterer Vergleichsberechnungen zur Größe des Spannungszuwachses und der Schwingbreite im Spannstahl zeigt die Tabelle in Bild 4.39. Für ein konstantes Bewehrungsverhältnis  $A_z/A_s$  wurden der Verbund der Spannglieder, der Reibbeiwert zwischen Spannstahl und Hüllrohr (Spalten B und C) und der Durchmesser der Betonstahlbewehrung (Spalte E) variiert. Zum Vergleich sind in Spalte A die aus der Dehnungsebene nach Zustand II ermittelten Spannstahlspannungen angegeben. Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefaßt werden:

- Der Spannungszuwachs  $\Delta\sigma_z$  im Spannstahl nach Einsetzen der Ribbildung ist bei Berücksichtigung der Verbundeigenschaften geringer als nach Zustand II berechnet.

|  | Zustand II  | Berechnung mit FE-Modell            |             |  |             |                                     |
|--|-------------|-------------------------------------|-------------|--|-------------|-------------------------------------|
|  | A           | B                                   | C           | D  | E           | F                                   |
| Spst. $A_z$ [mm <sup>2</sup> ]         | 346         |                                     |             |  |             |                                     |
| Verbund                                | /           | ohne Verbund                        |             | glatt, $u_v=93,5$ mm                       |             | gerippt                             |
| $\tau =$                               | /           | 0                                   | 0           | $\sqrt{\beta_M} \cdot 0,50 \cdot v^{0,15}$ |             | $\beta_M \cdot 0,23 \cdot v^{0,30}$ |
| Reibbeiwert $\mu$                      | /           | 0,15                                | 1,00        | 0,15                                       | 0,15        | 0,15                                |
| BSt. $A_s$ [mm <sup>2</sup> ]          | 314         |                                     |             |  |             |                                     |
|  | 4 $\phi$ 10 | 4 $\phi$ 10                         | 4 $\phi$ 10 | 4 $\phi$ 10                                | 11 $\phi$ 6 | 4 $\phi$ 10                         |
| Verbund $\tau =$                       | /           | $\beta_W \cdot 0,29 \cdot v^{0,30}$ |             |  |             |                                     |
| Spannstahlspg.<br>[N/mm <sup>2</sup> ] |             |                                     |             |  |             |                                     |
| Zuwachs $\Delta\sigma_z$               | 223         | 172                                 | 181         | 199  | 190         | 209                                 |
| Schwingbreite $\Delta\Delta\sigma_z$   | 122         | 95                                  | 97          | 105  | 101         | 112                                 |

Bild 4.39: Ergebnisse einer Vergleichsstudie zur Größe des Spannstahl-Spannungszuwachses und der Schwingbreite (Geometrie und Materialkennwerte wie Bild 4.35; Unterlast  $F^U = 180$  kN - Oberlast  $F^O = 245$  kN)

- Die Auswirkung einer Verbundstörung, wie sie unter baupraktischen Bedingungen beispielsweise durch einen unverpreßten Hüllrohrabschnitt möglich ist, kann mit dem verwendeten Modell untersucht werden. Im vorliegenden Fall verringert sich bei fehlendem Verbund innerhalb des untersuchten Balkenausschnitts die Schwingbreite im Spannglied um ca. 20 % gegenüber der Berechnung nach Zustand II. Die Größe des Reibbeiwerts  $\mu$  ist dabei von geringer Bedeutung, da die Reibkräfte insgesamt klein bleiben. Ausgenommen davon sind die zur Reiberermüdung führenden, lokalen Reibwirkungen an den Kontaktstellen Spannstahl - Hüllrohr, die mit der durchgeführten Berechnung natürlich nicht beschrieben werden können.
- Die Verwendung von Betonstahl  $\phi$  6 anstelle  $\phi$  10 führt zu größerer Verbundsteifigkeit der Betonstahlbewehrung und damit zu einer Entlastung des Spannstahls. Dagegen nähert sich bei Verwendung von geripptem Spannstahl der Zuwachs  $\Delta\sigma_z$  dem Wert der Zustand II - Berechnung.

- Die Schwingbreite  $\Delta\Delta\sigma_z$  weicht bei Variation der genannten Parameter um maximal ca. 20 % von der Berechnung nach Zustand II ab. Die Schwingbreite im Betonstahl erhöht sich entsprechend. Diese Erhöhung sollte bei ungünstigen Verhältnissen ( $A_z/A_s$  groß;  $d_s/d_v$  klein; Einzelrißbildung maßgebend) durch Korrektur der nach Zustand II ermittelten Werte mit dem Faktor nach Gl. (4.13) berücksichtigt werden.

#### 4.4.4 Spannungsverlauf im Einleitungsbereich der Stahlspannungen

Die mit den Ergebnissen der FE-Berechnung ermöglichte Darstellung des Spannungszustands in der Betonscheibe veranschaulicht einige wesentliche Zusammenhänge der Kräfteinleitung im Bereich von Biegerissen bei gemischter Bewehrung, die auch im Zusammenhang mit der Rißbreitenbegrenzung von Interesse sind.

Die Bilder 4.40 und 4.41 zeigen Berechnungsergebnisse als Höhenlinien der Hauptzugspannungen in der Betonscheibe. Die Grauwerte kennzeichnen die Größe der Spannungen. Die Bewehrungselemente sind in dieser Darstellung nicht enthalten.

Für den Zustand der Einzelrißbildung ist die Einleitung der Zugspannungen in einem Ausschnitt des Gesamtsystems in Bild 4.40 für drei Fälle dargestellt:

- 1) glatter Spannstahl 9Ø7 ohne Verbund + Betonstahl 4 Ø 10
- 2) glatter Spannstahl 9Ø7 mit Verbund + Betonstahl 4 Ø 10
- 3) glatter Spannstahl 9Ø7 mit Verbund + Betonstahl 2 Ø 6

Die äußere Last beträgt in allen drei Fällen  $F = 115 \text{ kN}$  und entspricht damit etwa der 1,25-fachen Dekompressionslast.

Aus den oberen beiden Darstellungen in Bild 4.40 wird deutlich, daß bei der gewählten Betonstahlbewehrung die Einleitung der Zugspannungen und damit der Abstand des nächsten Risses nahezu ausschließlich durch die Verbundwirkung des Betonstahls bestimmt wird. Die Mitwirkung des Spannstahls verändert den Spannungsverlauf gegenüber dem Zustand ohne Verbund des Spannglieds nur unwesentlich. Erst bei einer für eine ausreichende Rißbreitenbegrenzung zu schwachen Betonstahlbewehrung (unteres Bild) beeinflusst die Mitwirkung des Spannstahls den Aufbau der Zugspannungen in der Betonscheibe. Es wird deutlich, daß in diesem Fall mit erheblich größeren Einleitungslängen, größeren Rißabständen und demzufolge breiteren Rissen zu rechnen ist.

Für das abgeschlossene Rißbild zeigt Bild 4.41 die Größe der Hauptzugspannungen in der verformten Betonscheibe für drei ausgewählte Laststufen. Abgesehen von den Bereichen der Krafteinleitung am rechten Rand und an der Rißwurzel entstehen die größten Zugspannungen im Wirkungsbereich der Betonstahlbewehrung. Hier ist bei größeren Lasten mit der Bildung von Mikrorissen zu rechnen, die jedoch bei ausreichender Betondeckung nicht bis an die Oberfläche vordringen. Auch für dieses Stadium der Rißbildung zeigen Vergleichsrechnungen mit und ohne Verbund der Spannglieder, daß Rißbildung und Rißbreiten durch die Betonstahlbewehrung gesteuert werden. Das trifft auch für das steifere Verbundverhalten gerippter Spannstähle zu.

Diese Ergebnisse unterstreichen die Bedeutung einer ausreichenden, oberflächennahen Bewehrung aus Betonstahl mit guten Verbundeigenschaften für die Rißbreitenbegrenzung. Die Mitwirkung des Spannstahls bleibt dagegen gering. Eine Rißbreitenbegrenzung allein durch Betonstahl ohne Berücksichtigung des Spannstahlquerschnitts ist zumindest bei nicht vorwiegend ruhender Belastung zu empfehlen.

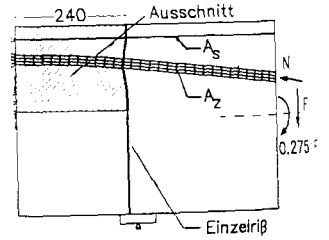
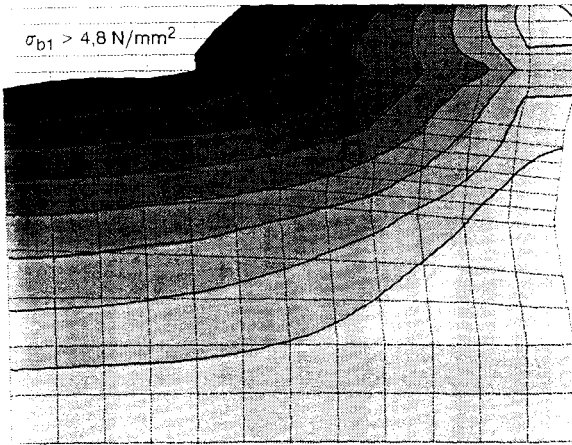
#### 4.4.5 Rechnerische Rißbreitenänderung beim Teilausfall der Bewehrung

Die Abbildung des Bauteilausschnitts in einem FE - Modell erlaubt die rechnerische Untersuchung des Zusammenwirkens von Betonstählen und Spanngliedern auch beim Ermüdungsversagen einzelner Stähle des Querschnitts. In diesem Fall übernehmen die übrigen Stähle im Rißquerschnitt die durch den Bruch freigesetzte Stahlzugkraft. Die damit verbundenen Spannungserhöhungen in der Bewehrung führen zu einer mehr oder weniger deutlichen Aufweitung der Risse. Im Hinblick auf ein frühzeitiges Erkennen möglicher Schäden kann diese Rißaufweitung als Schadensindikator durchaus erwünscht sein.

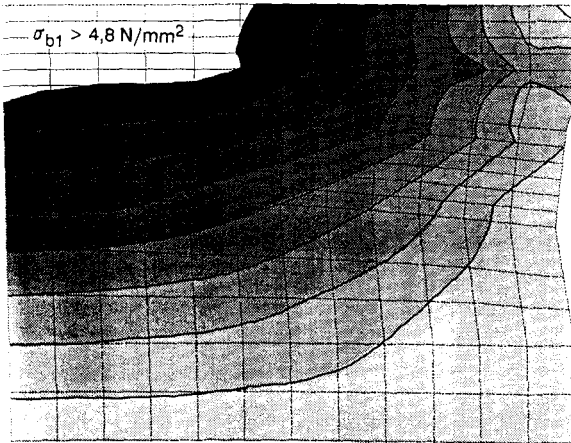
---

Bild 4.40: Hauptzugspannungen in der Betonscheibe im Einleitungsbereich bei Einzelrißbildung für unterschiedliche Bewehrungsquerschnitte ( $F = 115 \text{ kN}$ )

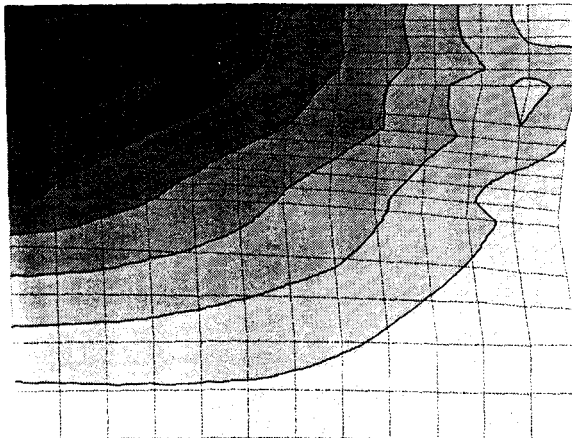
Bild 4.41: Hauptzugspannungen in der Betonscheibe für das abgeschlossene Rißbild bei 3 Laststufen (Spannstahl 9  $\emptyset$  7 glatt mit Verbund; Betonstahl 4  $\emptyset$  10; Dekompressionslast  $F_{\text{Dek}} = 90 \text{ kN}$ )



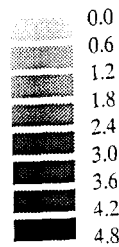
Spannstahl: 9  $\phi$  7, glatt.  
ohne Verbund  
Betonstahl: 4  $\phi$  10



Spannstahl: 9  $\phi$  7, glatt.  
mit Verbund  
Betonstahl: 4  $\phi$  10



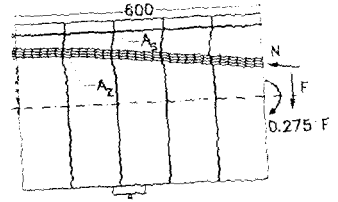
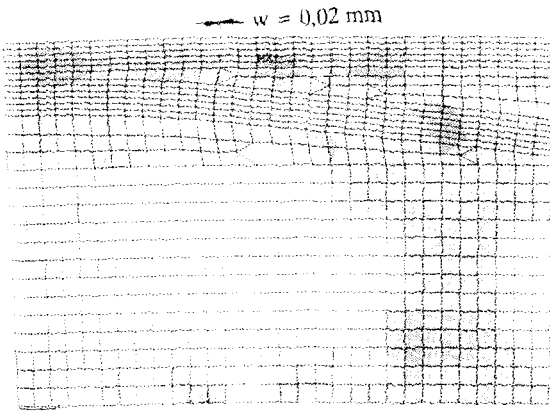
$\sigma_{b1}$  [N/mm<sup>2</sup>]:



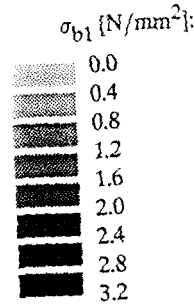
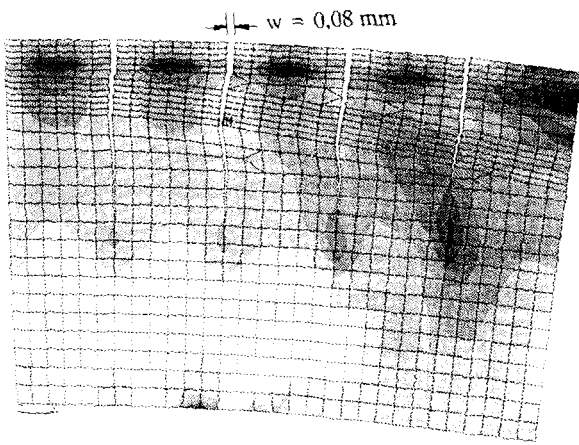
Spannstahl: 9  $\phi$  7, glatt.  
mit Verbund  
Betonstahl: 2  $\phi$  6

Bild 4.40:

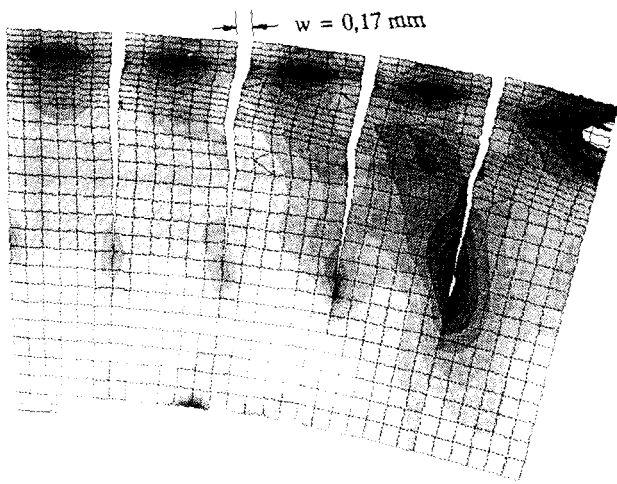




$F = 120 \text{ kN}$



$F = 180 \text{ kN}$



$F = 245 \text{ kN}$

Verformungen  
100-fach vergrößert

An dem bereits in Bild 4.35 dargestellten Ausschnitt des Versuchskörpers wurden exemplarisch einige Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Ausfallgraden der Biegezugbewehrung im Rißquerschnitt über dem Auflager durchgeführt. Geometrie und Werkstoffgrößen entsprachen den in Bild 4.35 angegebenen Werten. Es wurde unterstellt, daß die Schwächung des Betonstahlquerschnitts  $\Delta A_s$  und die Schwächung des Spannstahlquerschnitts  $\Delta A_z$  unabhängig voneinander auftreten, so daß der jeweils andere Bewehrungsstrang als intakt angesehen werden kann. Unter Berücksichtigung des vorgegebenen Restquerschnitts im Rißbereich erfolgte die Berechnung für eine konstante Last von  $F = 180 \text{ kN}$ .

Mit dem Teilausfall des Bewehrungsquerschnitts ist eine Schwächung des Verbundverhaltens in der unmittelbaren Rißnähe zu erwarten. Außerhalb dieser gestörten Zone verankern sich die gebrochenen Stäbe durch die Verbundwirkung und beteiligen sich wieder an der Zugkraftaufnahme [16]. In der Berechnung wurde die Größe der Störzone zu 10 cm links und rechts vom betrachteten Betonriß angenommen. In diesem Bereich erfolgte eine Abminderung der Steifigkeiten der Verbundfedern im Verhältnis des ausgefallenen zum planmäßigen Stahlquerschnitt  $\Delta A / A_{100\%}$ .

Beim Versagen der Spannbewehrung wird außer dem Spannkraftzuwachs infolge der äußeren Lasten auch die anteilige Vorspannung des gebrochenen Drahtes frei. Diese wird als Kräftepaar, auf den Restquerschnitt des Spanngliedes wirkend angesetzt.

Für eine Beurteilung der Rißbreite als möglichen Schadensindikator ist die Veränderung der Rißbreite in Abhängigkeit vom ausgefallenen Bewehrungsquerschnitt von Interesse. Aus der durchgeführten Berechnung ergibt sich der in Bild 4.42 dargestellte Zusammenhang. Er läßt folgende Schlüsse zu:

- Eine deutliche Vergrößerung der Rißbreite tritt beim fortschreitenden Versagen der oberflächennahen Betonstahlbewehrung auf. Der vollständige Ausfall des Betonstahls ist mit einer Vergrößerung des Biegerisses von 0,1 auf 0,4 mm verbunden. Im betrachteten Fall kann die Biegezugkraft nach dem Ausfall des Betonstahls durch den Spannstahlquerschnitt aufgenommen werden.
- Das Versagen einzelner Drähte eines Litzen- oder Bündelspannglieds verändert die Rißbreite an der Betonoberfläche kaum. Im vorliegenden

Fall ist spätestens nach dem Bruch von ca. 60% des Spanngliedquerschnitts mit einem Gewaltbruch im Restquerschnitt zu rechnen, der zu einem vollständigen unangekündigten Versagen des Verbundquerschnitts führt.

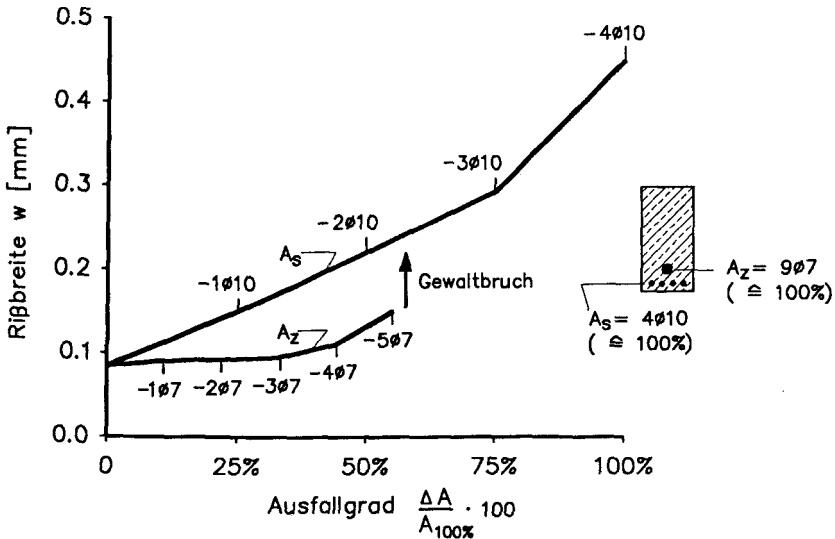


Bild 4.42: Rechnerische Veränderung der Rißbreite an der Bauteiloberfläche beim Ausfall der Biegezugbewehrung

Diese exemplarische Vergleichsrechnung wird bestätigt durch Versuche an dynamisch belasteten Spannbetonträgern mit gemischter Bewehrung, bei denen das Versagen einzelner Betonstähle immer zu einer deutlichen Rißaufweitung führte, während Brüche in Einzeldrähten eines Litzen- oder Bündelspanngliedes nur geringe Auswirkungen auf die Rißbreiten hatten [9, 100].

#### 4.5 Zusammenfassung von Kapitel 4

Die vorstehenden Ausführungen behandeln die mechanische Beanspruchung gekrümmter Spannglieder im Bereich gerissener Betonquerschnitte unter Berücksichtigung des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Beton- und Spannstahl.

Bei gekrümmten Spanngliedern verringert die Reiberermüdung in unmittelbarer Rißumgebung die ertragbare Schwingbreite. Große Litzen- und Bündelspannglieder mit kleinen Krümmungsradien sind dabei wegen der hohen Querpressung auf den am Hüllrohr anliegenden Einzeldraht besonders gefährdet. In den durchgeführten Versuchen mit Paralleldrahtbündeln traten Ermüdungsbrüche erst oberhalb der nach DIN 4227, Teil 2 zulässigen Schwingbreite von  $\Delta\sigma = 110 \text{ N/mm}^2$  auf. Nach bisher vorliegenden Erfahrungen ist bei Einhaltung dieser Spannungsgrenze nicht mit Ermüdungsbrüchen im Spannstahl zu rechnen.

Eine gewisse Entlastung des Spannstahls entsteht aufgrund der unterschiedlichen Verbundeigenschaften von Beton- und Spannstahl. Sie führt zu erhöhten Schwingbreiten innerhalb des Betonstahls und kann mit ausreichender Genauigkeit durch den in Gl. (4.13) angegebenen Korrekturfaktor bei der Spannungsermittlung im Betonstahl berücksichtigt werden. Größere Abweichungen von den nach Zustand II berechneten Spannungswerten sind zu erwarten für:

- 1) Bewehrungsquerschnitte mit großem Spannstahl- und kleinem Betonstahlanteil (Anhaltswert:  $A_z/A_s > 5$ );
- 2) Kombinationen von kleinen Betonstahldurchmessern und großen Spanngliedeinheiten mit schlechten Verbundeigenschaften (kleine  $\xi_1$ -Werte);
- 3) Belastungszustände, die zur Einzelrißbildung führen.

Berechnungen an einem Scheibenmodell mit gemischter Bewehrung bestätigen die Zusammenhänge der Spannungsumlagerungen, wie sie in Kapitel 4.2 für Zugstäbe abgeleitet werden. Die Berechnung zeigt, daß die Reib- und Klemmkräfte zwischen gekrümmtem Spannstahl und Hüllrohr von geringem Einfluß für die Spannungaufteilung im Rißquerschnitt bleiben. Sie können bei der Spannungsermittlung berücksichtigt werden, indem für die Ermittlung des Korrekturfaktors nach Gl. (4.13) in Abhängigkeit von der Größe der Umlenkkräfte erhöhte  $\xi$ -Werte angesetzt werden.

## 5 DAS GESAMTTTRAGVERHALTEN VON SPANNBETONTRÄGERN BEI NICHTRUHENDER BELASTUNG

### 5.1 Allgemeines

In Kapitel 4 wurden die lokalen Beanspruchungen von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund im Bereich von Rissen unter besonderer Berücksichtigung einer nichtruhenden Belastung behandelt. Durch Versuchsergebnisse wurden die in den Normen angegebenen zulässigen Schwingbreiten für Bündelspannglieder bestätigt. Damit ist eine sichere Bemessung teilweise vorgespannter Bauteile mit nachträglichem Verbund der Spannglieder auch unter ermüdungswirksamen Lasten möglich.

Die vorstehende Diskussion hat jedoch auch einige Nachteile aufgezeigt, die mit dem verwendeten Spannverfahren und dem Verbund der Spannglieder zusammenhängen:

- 1) Im Bereich von ständig geöffneten Rissen bieten metallische Hüllrohre und Injektionsmörtel keinen ausreichenden Schutz des Spannstahls gegen korrosionsfördernde Umwelteinwirkungen.
- 2) Die zulässige Schwingbreite der Spannglieder ist aufgrund von Reibermüdung erheblich geringer als diejenige von Betonstahl.
- 3) Das Versagen einzelner Drähte eines Litzen- oder Bündelspannglieds wirkt sich nur geringfügig auf das Verformungsverhalten (Rißbreitenänderung) des Gesamttragwerks aus. Das erwünschte duktile Tragverhalten, bei dem sich im Schadensfall eine Verringerung der Bruch-sicherheit durch erkennbares Anwachsen der Verformungen ankündigt, ist daher nicht immer sichergestellt.

Im zweiten Teil der Arbeit wird untersucht, ob die genannten Nachteile mit einer teilweisen Vorspannung ohne Verbund vermieden werden können. Dazu werden zunächst die Ergebnisse eigener experimenteller Untersuchungen aus einer Versuchsreihe mit insgesamt 19 Ein- und Zweifeldträgern herangezogen. Zielsetzung dieser Versuche war neben der Frage der Ermüdungsfestigkeit der Stahleinlagen vor allem die experimentelle Absicherung der Bemessungsregeln für Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund und für Segmentbauteile unter praxisüblicher Schwellbeanspruchung. Dazu wurden die Träger zunächst einer schwellenden Belastung mit maximal  $2 \cdot 10^6$  Lastwechseln im Gebrauchslast-

bereich und im erhöhten Gebrauchslastbereich unterzogen und anschließend bis zum Versagen belastet. Eine detaillierte Beschreibung und Auswertung dieser Versuche enthält der zugehörige Forschungsbericht [100]. Hier wird lediglich ein kurzer Überblick zum Versuchsprogramm und der Versuchsdurchführung gegeben, um anschließend die wesentlichen Ergebnisse zusammenzufassen.

Hinsichtlich der Bemessung besteht bei Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund die Besonderheit, daß die Spannkraftänderung nicht aus einer einzelnen Querschnittsanalyse bestimmt werden kann. Da das Spannglied nicht schubfest mit dem Betontragwerk verbunden ist, kann die Spannungsänderung nur unter Berücksichtigung der Verformungen des Gesamttragwerks bestimmt werden. Dazu wird in Kapitel 5.3 ein Berechnungsmodell auf der Grundlage der Finite Element Methode entwickelt, das die Ermittlung der Zustandsgrößen von Spannbetonträgern beliebigen Querschnitts im gesamten Beanspruchungsbereich bis zur Traglast gestattet. Das Berechnungsverfahren wird durch Nachrechnung von Versuchen abgesichert und für Vergleichsrechnungen im Zusammenhang mit den eigenen Versuchen genutzt. Es kann für die nicht-lineare Schnittgrößenermittlung bei Spannbetonträgern mit und ohne nachträglichen Verbund der Spannglieder eingesetzt werden. Diese Verfahren sind mit der Einführung von Eurocode 2 auch für Stahlbeton- und Spannbetontragwerke allgemein zulässig. Es ist zu erwarten, daß sie zukünftig an Bedeutung gewinnen werden.

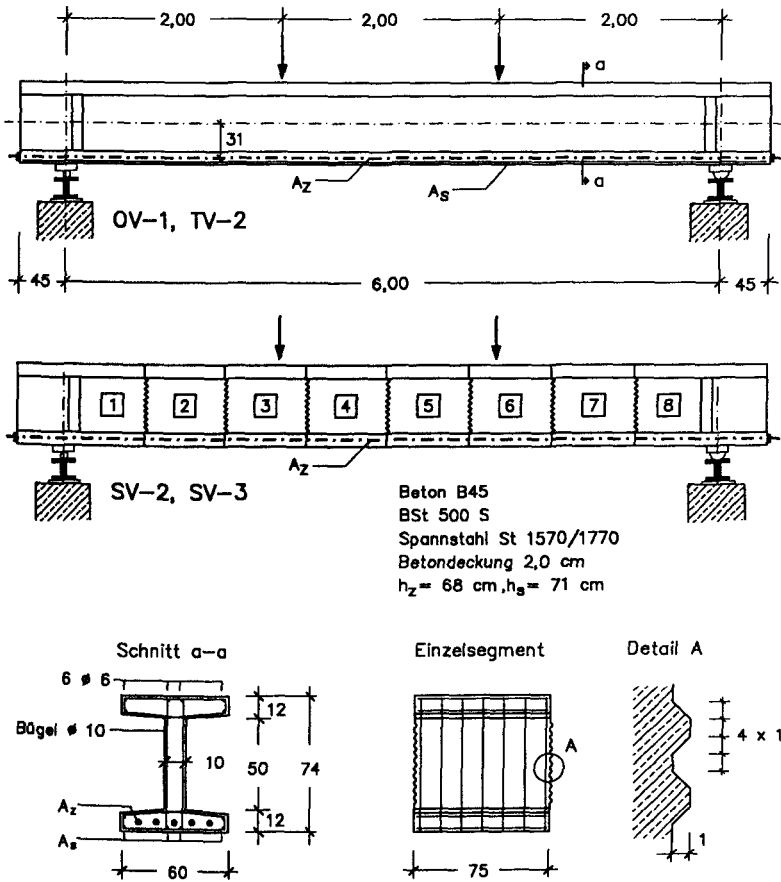
## **5.2 Versuche zum Tragverhalten von Spannbetonträgern unter Schwellbeanspruchung**

### **5.2.1 Versuchsprogramm**

Das Versuchsprogramm umfaßte insgesamt 19 Einzelversuche, von denen hier je vier Versuche an Einfeld- und Zweifeldträgern näher behandelt werden.

Die Einfeldträger hatten eine Stützweite von 6,00 m mit zwei Einzellasten in den Drittelpunkten (Bild 5.1). Die Querschnitte wurden in Anlehnung an vorhergehende Versuche als I-Querschnitte mit einer Bauhöhe von 74 cm ausgeführt. Aufgrund der starken Profilierung war bei diesen Querschnitten eine ausgeprägte Schubrißbildung zu erwarten.

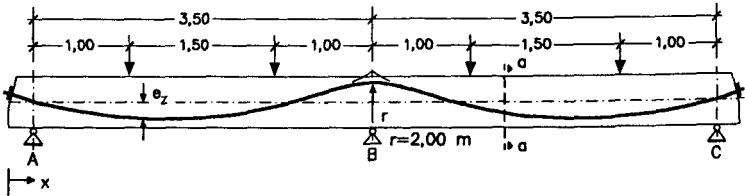




| Versuchsbezeichnung      | OV-1                 | TV-2                 | SV-2                             | SV-3                 |
|--------------------------|----------------------|----------------------|----------------------------------|----------------------|
| Vorspannung              | ohne Verbund         | mit Verbund          | ohne Verbund                     | mit Verbund          |
| $A_z$ [mm <sup>2</sup> ] | 4 Litzen 0,6°<br>560 | 5 Litzen 0,5°<br>500 | 4 Litzen 0,6°<br>560             | 5 Litzen 0,5°<br>500 |
| $N_v$ [kN]               | 616                  | 488                  | 700                              | 488                  |
| Biegezugbewehrung        | 6 $\phi$ 10          | 8 $\phi$ 10          | konstrukt. Bewehrung d. Segmente |                      |
| $A_s$ [mm <sup>2</sup> ] | 471                  | 628                  | 6 $\phi$ 6 oben und unten        |                      |
| $\mu_s$ [%]              | 0,26                 | 0,34                 |                                  |                      |

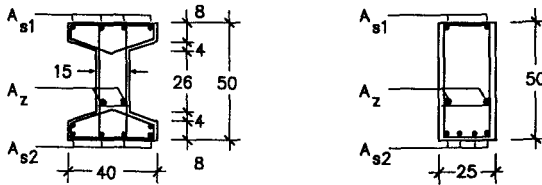
Bild 5.1: Abmessungen und Biegezugbewehrung der Einfeldträger

Spongliedführung



|                     |    |      |      |      |      |     |      |     |      |     |      |      |      |      |     |
|---------------------|----|------|------|------|------|-----|------|-----|------|-----|------|------|------|------|-----|
| x [cm]              | 25 | 75   | 125  | 175  | 225  | 275 | 325  | 375 | 425  | 475 | 525  | 575  | 625  | 675  | 725 |
| e <sub>z</sub> [cm] | 0  | 11,8 | 18,4 | 19,8 | 15,9 | 6,8 | -7,5 | -21 | -7,5 | 6,8 | 15,9 | 19,8 | 18,4 | 11,8 | 0   |

Schnitt a-a



|  | ohne Verbund         |               | mit Verbund     |                 |
|--|----------------------|---------------|-----------------|-----------------|
|  | OV-5                 | OV-6          | TV-3            | TV-8            |
| Querschnitt  |                      |               |                 |                 |
| Vorspannung  | 2 Monolitzen<br>0,6" |               | 1 Litze<br>0,5" | 1 Litze<br>0,6" |
| A <sub>z</sub> [mm <sup>2</sup> ]                                    | 280                  | 280           | 100             | 140             |
| N <sub>v</sub> [kN]  | 280                  | 280           | 90              | 130             |
| Biegezugbew.   |                      |               |                 |                 |
| Feld   | 4#10                 | 6#6           | 6#6             | 4#10            |
| A <sub>s2</sub> [mm <sup>2</sup> ]                                   | 314                  | 170           | 170             | 314             |
| Stütze   | 5#10                 | 4#6 +<br>2#10 | 4#6 +<br>2#10   | 2#10            |
| A <sub>s1</sub> [mm <sup>2</sup> ]                                   | 393                  | 270           | 270             | 157             |
| zentr. Vorsp.<br>N <sub>v</sub> /A <sub>b</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | 2,24                 | 2,24          | 0,72            | 1,04            |

Bild 5.2: Abmessungen und Biegezugbewehrung der Zweifeldträger



Die Träger unterscheiden sich hinsichtlich der Bauweise und des Spanngliedverbundes. Die zwei monolithischen Träger OV-1 ohne Verbund und TV-2 mit nachträglichem Verbund der Spannglieder hatten eine durchgehende Biegezugbewehrung aus Betonstahl BSt 500 S. Die Segmentträger SV-2 und SV-3 aus acht Segmenten mit Einzellängen von 75 bzw. 120 cm wiesen in den Segmentfugen keine durchgehende Betonstahlbewehrung auf. Auch von diesen Trägern war jeweils einer ohne bzw. mit Verbund der Spannglieder vorgespannt.

Die Herstellung der Segmentträger erfolgte im Kontaktverfahren: im 1. Betonierabschnitt wurde nur jedes zweite Segment betoniert, dessen Stirnfläche nach ausreichender Erhärtung im 2. Betonierabschnitt als Schalfläche für die dazwischenliegenden Segmente diente. Die Segmentfugen, die im Steg eine Feinprofilierung von 1,0 cm Höhe erhielten, wurden als Trockenfugen ohne Fugenmörtel oder -kleber ausgeführt und entsprachen damit nicht den in DIN 4227, Teil 3 [N7] genannten Ausführungsformen für Preß- bzw. Verfüllfugen. Eine in der Segmentfuge wirksame Zugfestigkeit konnte sich allenfalls aus der geringen Haftfestigkeit zwischen erhärtetem und gegenbetoniertem Beton ergeben. Bei der Versuchsdurchführung öffneten sich die Fugen kurz nach dem Überschreiten der Dekompressionslast.

Die vier Zweifeldträger wiesen Stützweiten von  $2 \times 3,50$  m mit jeweils zwei Einzellasten pro Feld auf (Bild 5.2). Mit der gewählten Querschnittshöhe von 50 cm ergab sich eine Schlankheit von  $l/d = 7$ . Für die Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Querschnittsformen auf das Biegetragverhalten wurden Rechteck- und I-Querschnitte gewählt. Alle Zweifeldträger wurden in monolithischer Bauweise mit zusätzlicher Biegezugbewehrung aus Betonstahl hergestellt.

Die Spannglieder waren bei den Einfeldbalken horizontal im Untergurt geführt, so daß Einfüsse von Umlenkpressungen auf das Dauerschwingverhalten ausgeschlossen werden konnten. Für die Zweifeldbalken wurde dagegen eine parabelförmige, dem Momentenbild angepaßte Spanngliedführung gewählt. Die größten Querpressungen zwischen Hüllrohr und Litze traten in der Ausrundung über der Mittelstütze auf, wo der minimal zugelassene Krümmungsradius geringfügig unterschritten wurde.

Der zentrische Vorspannteil  $\sigma_{bv0} = N_{v0}/A_b$  lag zwischen  $0,72 \text{ N/mm}^2$  beim Zweifeldträger TV-3 mit einer einzelnen  $0,5''$ -Litze und  $3,8 \text{ N/mm}^2$  bei dem mit 4 Monolitzen vorgespannten Segmentbalken SV-2.

Als Spannbewehrung wurden bei allen Versuchsbalken Einzellitzen aus sieben kaltgezogenen, glatten Drähten der Stahlgüte St 1570/1770 verwendet.

Für die Vorspannung ohne Verbund wurde das besonders bei Flachdecken bewährte Monolitzen-Spannverfahren eingesetzt. Hierbei wird die 0,6"-Litze bereits werksseitig mit einer durchgehenden Fettbeschichtung und einer Ummantelung mit einem extrudierten Kunststoffhüllrohr von mindestens 1,5 mm Wandstärke versehen (Bild 5.3). Das einbaufertige Spannglied zeichnet sich durch geringes Gewicht, hohe Robustheit und einfache Handhabung beim Einbau in die Schalung aus. Der nachträgliche Injiziervorgang entfällt.

Für die Vorspannung mit nachträglichem Verbund wurden 0,5" und 0,6"-Litzen in gefalzte Blechhüllrohre  $\varnothing 22/27$  mm eingeführt, die mit Verpreß- und Entlüftungsstutzen an den Ankern und in Spanngliedmitte versehen waren (Bild 5.3). Der Verbund wurde durch nachträgliches Auspressen mit Zementmörtel hergestellt.

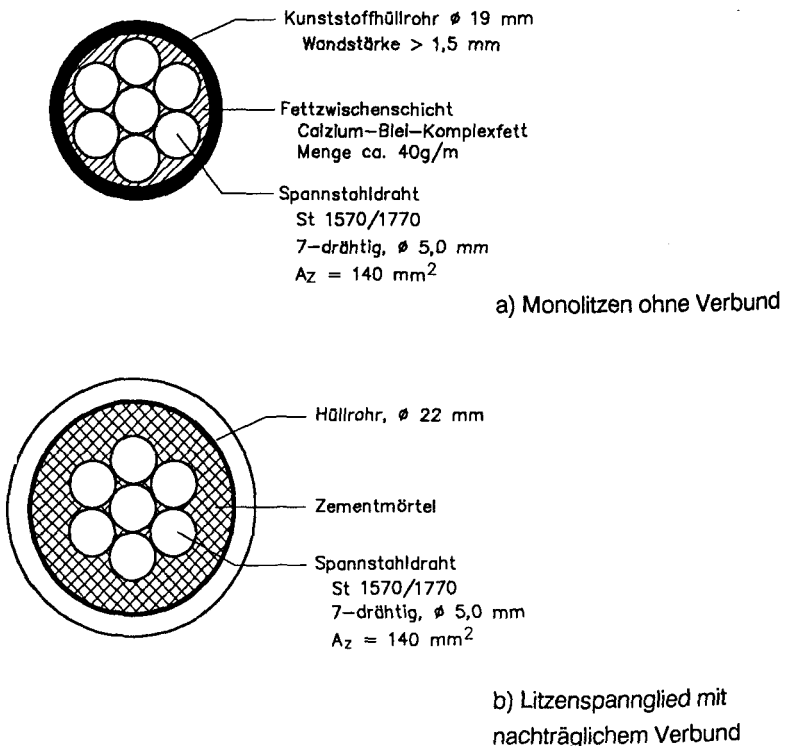


Bild 5.3: Querschnitt der verwendeten Spannglieder

Alle monolithischen Balken waren zusätzlich mit Betonstahl BSt 500 S bewehrt. Die Segmentbalken erhielten eine konstruktive Bewehrung innerhalb der Segmente, wiesen jedoch keine die Segmentfugen übergreifende Betonstahlbewehrung auf.

Die Schubtragfähigkeit der Versuchskörper war in allen Fällen so bemessen, daß ein Biegebruch als maßgebende Versagensursache zu erwarten war.

Zur Festlegung von Oberlast und Schwingbreite der Schwellbeanspruchung mußte die rechnerische Gebrauchslast der Versuchsträger definiert werden. Dazu wurde das Gebrauchslastmoment  $M_{\text{gebr}}$  durch den 1,75-fachen Abstand zum rechnerischen Bruchmoment bestimmt und die zugehörigen Lasten aus der nach Elastizitätstheorie berechneten Schnittgrößenverteilung ermittelt. Die derart definierte Gebrauchslast lag bei allen monolithischen Versuchsträgern oberhalb der Dekompressionslast, so daß unter Schwellbeanspruchung Zugspannungen in der vorgedrückten Zugzone und in der Folge Biegerisse zu erwarten waren.

Segmentbauteile müssen den deutschen Vorschriften entsprechend mit voller oder übervoller Vorspannung ausgeführt werden. In den Segmentfugen dürfen im Gebrauchszustand keine Zugspannungen auftreten, da ein Öffnen der Fuge aus Gründen der Dauerhaftigkeit vermieden werden muß. Daher fordert DIN 4227, Teil 3 unter Gebrauchslasten eine Mindestdruckspannung in der planmäßigen Zugzone zwischen den Segmenten, die je nach Umweltbedingungen 0,5 oder 1,0 N/mm<sup>2</sup> betragen muß. Bei Segmentbauteilen mit nachträglichem Verbund bestimmt im allgemeinen nicht der 1,75-fache Sicherheitsabstand zur Bruchlast die zulässige Gebrauchslast, sondern die Forderung nach Einhaltung der Mindestdruckspannung. Bei Segmentbauteilen mit Spanngliedern ohne Verbund muß im rechnerischen Bruchzustand von einem vergleichsweise niedrigen Spannungszuwachs in den Spanngliedern ausgegangen werden, so daß in diesem Fall auch der Abstand zur Bruchlast maßgebend werden kann.

Die Schwellbeanspruchung wurde bei den Segmentbalken zunächst unter planmäßigen Gebrauchslasten, also im Zustand I, begonnen und dann schrittweise erhöht bis zum Öffnen der Segmentfugen im mittleren Drittel des Trägers.

### 5.2.2 Versuchsdurchführung

Frühestens 7 Tage nach dem Betonieren wurden die Träger in den Versuchstand eingebaut und instrumentiert. Das Vorspannen erfolgte im Betonalter von 28 Tagen mit einer Handdruckpresse. Die Spannkkräfte wurden mit Druckmeßdo-

sen am Spann- und Festanker sowie anhand mehrerer, vorab auf der Litze angebrachter Dehnmeßstreifen kontrolliert.

Die Reibungsverluste blieben bei den Versuchen mit gerader Spanngliedführung vernachlässigbar gering. Auch bei den Zweifeldträger-Versuchen mit Monolitzen wurden trotz der großen planmäßigen Umlenkwinkel wegen des kleinen Reibungsbeiwertes dieser Spannglieder nur geringe Reibungsverluste gemessen, die durch Überspannen und anschließendes Nachlassen am Spannende weitgehend ausgeglichen werden konnten. Im Gegensatz dazu erforderten die Reibungseinflüsse bei den gekrümmt geführten Spanngliedern in Blechhüllrohren ein mehrmaliges, kontrolliertes Überspannen und Nachlassen der Litze, um eine annähernd gleichmäßige Vorspannkraft zu erzielen. Die Spannkraftdifferenz zwischen Spannanker und Festanker betrug hier im ungünstigsten Fall 10 %.

Die planmäßige Eintragung der Vorspannkraft erforderte aufgrund der kurzen Dehnwege spezielle Maßnahmen zum Verankern der Litze. Die für das Litzen-spannverfahren verfügbare Keilverankerung hätte wegen des Klemmeneinzugs zu einer erheblichen Verminderung der wirksamen Spannkraft hinter dem Spannanker geführt. Daher wurde auf der Seite des Spannankers eine Schraubhülse zwischen Ankerplatte und Klemmbuchse gesetzt, die dem Dehnweg folgend nachjustiert wurde. Damit konnten durch Klemmeneinziehung verursachte Ungleichmäßigkeiten im Spannkraftverlauf weitgehend vermieden werden.

Die zu erwartenden Spannkraftverluste infolge Schwinden und Kriechen wurden für die Versuchsdauer von maximal 35 Tagen auf der Grundlage von DIN 4227 rechnerisch bestimmt. Sie blieben wegen der geringen zentrischen Vorspannung unter 3 % der Ausgangsspannung.

Bei den Versuchen mit nachträglichem Verbund erfolgte nach dem Vorspannen das Verpressen der Hüllrohre unter Verwendung einer Handdruckpumpe. Die Zusammensetzung und Verarbeitung des Einpreßmörtels erfolgte in Anlehnung an baustellenübliche Verhältnisse nach DIN 4227, Teil 5. Der Zementmörtel bestand aus PZ 45 F mit einem Wasserzementwert von  $w/z = 0,40$  unter Zugabe einer Einpreßhilfe Tricosal 181 von 1 % des Zementgewichts. Die einwandfreie Vermörtelung der Litzen konnte nach Versuchsende anhand einiger ausgebauter Spanngliedabschnitte nachgewiesen werden.

Die verbundlos vorgespannten Träger konnten direkt nach dem Vorspannen belastet werden, während hierfür bei den nachträglich verpreßten Trägern eine Aushärtezeit des Einpreßmörtels von 7 Tagen abgewartet wurde.

Die Lastgeschichte bestand bei allen Versuchen im wesentlichen aus drei Phasen (Bild 5.4):

- Anfahren der Oberlast in der Größenordnung der rechnerischen Gebrauchslast in ca. 8 bis 10 Laststufen;
- Schwellbelastung mit maximal  $2 \times 10^6$  Lastwechseln bei unterschiedlichen Kombinationen von Unter- und Oberlast mit regelmäßigen Zwischenmessungen;
- Statische Belastung in mehreren Laststufen bis zum Bruch.

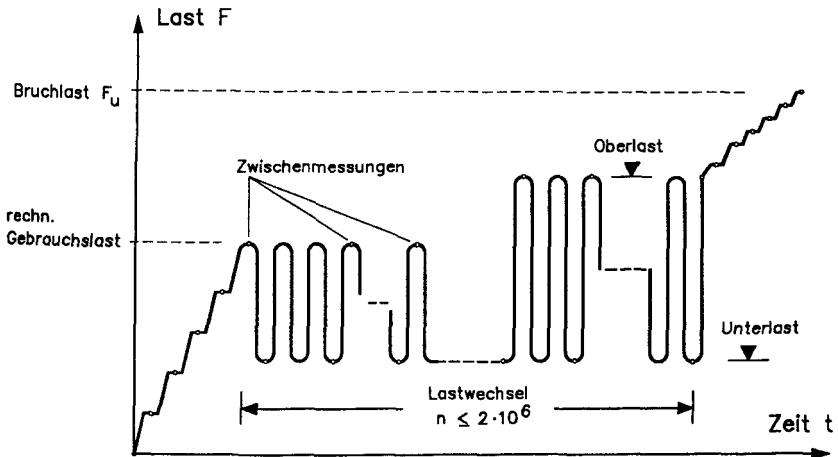


Bild 5.4: Prinzipielles Last/ Zeit - Diagramm

Die Schwellbeanspruchung wurde zunächst mit einer Oberlast begonnen, die maximal der rechnerischen Gebrauchslast entsprach. Die Unterlast wurde im Regelfall zu etwa 40 % der Oberlast gewählt. Die Frequenz der sinusförmigen Lastwechsel lag, je nach Steifigkeit und Durchbiegung des Versuchsträgers, zwischen 1,0 und 1,5 Hz.

Weitere Lastkombinationen mit erhöhten Schwingbreiten wurden nach der Stabilisierung des Rißbildes und der Durchbiegungen aufgebracht. Durch die Festlegung der Lasten war bei einigen der Versuchsträger eine Überschreitung der Dauerschwingfestigkeit der Bewehrung zu erwarten, so daß die Auswirkungen eines Ermüdungsversagens auf das Tragverhalten studiert werden konnten.

Die Versuchsdauer betrug, abhängig von der Anzahl der aufbrachten Lastwechsel, zwischen 10 und 28 Tagen. Zwischenmessungen wurden in

regelmäßigen Abständen unter statischer Unter- und Oberlast durchgeführt. Die Gesamtzahl der Lastwechsel je Versuchskörper lag zwischen  $1,2 \times 10^5$  bei den Versuchen, die mit niedriger Frequenz gefahren werden mußten, und  $2,0 \times 10^6$  bei den Versuchen mit höherer Frequenz.

Im Anschluß an die Schwellbeanspruchung wurden die Träger in der dritten Phase kraftgesteuert in mehreren Laststufen bis zum Versagen belastet.

In einem begleitenden Messprogramm wurden in jeder Laststufe folgende Größen bestimmt:

- Stahldehnungen an ausgewählten Längsstäben, Bügeln und einzelnen Drähten der verpreßten Litzenspannglieder mittels Dehnmeßstreifen,
- Spannkkräfte der Monolitzen durch die am Festanker angebrachten Druckaufnehmer,
- Betondehnungen durch direkt auf der Oberfläche an Ober- und Unterseite der Versuchskörper angebrachte Dehnmeßstreifen sowie durch einen halbautomatischen Setzdehnungsmesser mit einer Meßbasis von 100 mm an den Seitenflächen auf Höhe der Betonstahlbewehrung,
- Auflagerreaktionen der Zweifeldträger in den beiden äußeren Auflagerpunkten mit je 3 Kraftmeßdosen,
- Durchbiegungen der Versuchskörper mittels induktiver Wegaufnehmer (Typ W 50 TK der Firma Hottinger-Baldwin-Meßtechnik, Darmstadt),
- Dehnungen in den oberen und unteren Fasern über dem Mittelaufleger der Zweifeldträger mit zwei horizontal angebrachten Wegaufnehmern (Typ W 5 TK, Meßbasis 0,30 m), aus denen die Krümmung über dem Mittelaufleger ermittelt werden konnte,
- Rißentwicklung und Rißbreiten unter Verwendung einer Videokamera.

Alle elektronischen Messungen wurden mit einer Vielstellenmeßanlage UPH 3200 der Firma Hottinger-Baldwin durchgeführt und mit Hilfe eines Personalcomputers abgespeichert und ausgewertet.

### 5.2.3 Versuchsergebnisse

#### *Schwelllast im Gebrauchslastbereich*

Zunächst werden hier die Auswirkungen einer Schwellbeanspruchung im Zustand II auf die Gebrauchsfähigkeit für den Fall behandelt, daß ein Versagen aufgrund von Materialermüdung nicht zu erwarten ist.

In Bild 5.5 ist die auf die Erstbelastung bezogene Veränderung der Mittendurchbiegung bei Oberlast für vier ausgewählte Einfeldträger in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl dargestellt. Ober- und Unterlast der Schwellbeanspruchung sind bezogen auf das rechnerische Gebrauchslastmoment angegeben. Die rechnerische Schwingbreite der Stahlspannungen lag zwischen 130 (TV-2) und 170 N/mm<sup>2</sup> (OV-1). Bei allen Trägern hatte sich unter der Oberlast bereits ein weitgehend abgeschlossenes Rißbild eingestellt.

Es ist erkennbar, daß die Schwellbeanspruchung die Durchbiegungen aller Träger gegenüber der Erstbelastung auf das 1,1- bis 1,5-fache vergrößert. Die größte Verformungszunahme erfolgte während der ersten ca. 30.000 Lastwechsel. Danach trat lediglich ein geringer, annähernd linearer Zuwachs der Durchbiegungen auf.

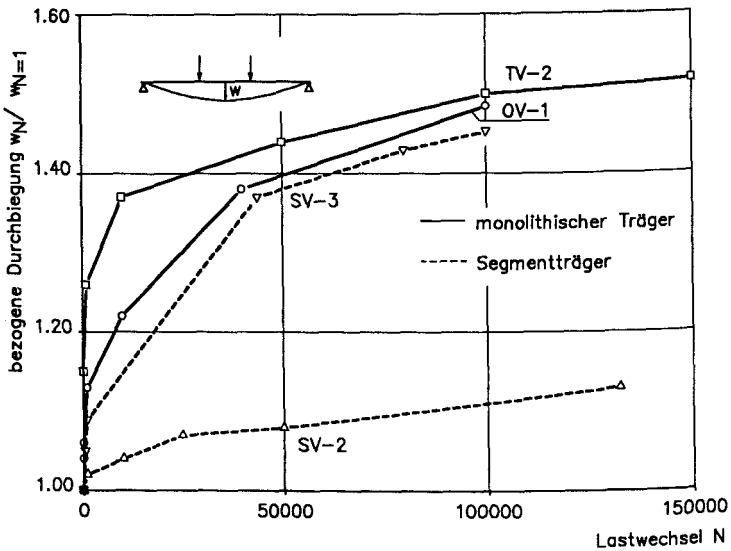
Die geringste Verformungszunahme der dargestellten Balken weist der ohne Verbund der Spannglieder vorgespannte Segmentbalken SV-2 auf. Bei dieser Bauweise fehlt die Mitwirkung des Betons in der Biegezugzone. Daher bestimmt allein das zeit- und lastwechselabhängige Dehnungsverhalten der Biegedruckzone den Zuwachs der Durchbiegungen. Bei den anderen Trägern bewirkte die zyklische Belastung eine zusätzliche Schwächung des Verbundes, die zu einer Verringerung der Betonmitwirkung in der Zugzone und dadurch zur Vergrößerung der Durchbiegungen führte.

Die Durchbiegungen der Zweifeldträger wiesen eine ähnliche Abhängigkeit von der Lastwechselzahl auf wie die der Einfeldträger. Wegen der hohen Gesamtsteifigkeit des Zweifeldsystems betrug der Durchbiegungszuwachs im Feld unter Schwelllast maximal 1 bis 2 mm.

Die Rißbreiten vergrößerten sich unter Schwelllast um maximal 0,1 bis 0,2 mm. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Reibung der Rißufer beim zyklischen Öffnen und Schließen der Risse zu einem 'Ausfransen' der Rißufer führt und damit wahrscheinlich zu einer Vergrößerung der an der Betonoberfläche gemessenen

Rißbreiten beigetragen hat. Risse mit Rißbreiten bis zu 0,2 mm schlossen sich nahezu vollständig bei Entlastung unterhalb der Dekompressionslast.

Der größte Zuwachs der Biegerißbreiten erfolgte wie bei den Durchbiegungen während der ersten ca. 30.000 Lastwechsel. Neue Risse bildeten sich unter Schwelllast in sehr geringem Maße. An den bestehenden Rissen traten geringfügige Rißverlängerungen und Rißverästelungen im Bereich bestehender Hauptrisse auf. Die Schubrißbreiten blieben unter Schwellbelastung nahezu unverändert.



| Versuchs-<br>bez. | Verbund | rechn.<br>$M_{gebr.}$ [kNm] | Oberlast<br>$M_{gebr.}$ | Unterlast<br>$M_{gebr.}$ |
|-------------------|---------|-----------------------------|-------------------------|--------------------------|
| ○ OV-1            | ohne    | 340                         | 1.24                    | 0.53                     |
| □ TV-2            | mit     | 440                         | 0.91                    | 0.34                     |
| △ SV-2            | ohne    | 282                         | 1.42                    | 0.53                     |
| ▽ SV-3            | mit     | 290                         | 1.21                    | 0.52                     |

Bild 5.5: Bezogene Mittendurchbiegung  $w_N/w_{N=1}$  der Einfeldträger in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl  $N$



Die Rißbildung bei den mit Spanngliedern ohne Verbund vorgespannten Ein- und Zweifeldträgern entsprach hinsichtlich Rißabstand und -breite weitgehend demjenigen der Träger mit nachträglichem Verbund (siehe Bild 5.10). Unter Schwellbeanspruchung zeigten diese Träger bei der Entwicklung der Durchbiegungen und Rißbreiten keine Unterschiede zu den Versuchen mit Spanngliedern in nachträglichem Verbund .

Eine sprunghafte Vergrößerung der Rißbreite durch Bildung von Rivergabelungen unter Schwelllast wurde in keinem Fall beobachtet. Die Bildung derartiger Rivergabelungen hängt mit dem Verlauf der Spannungstrajektorien in der Betonscheibe zwischen zwei Biegerissen zusammen (Bild 5.6). Bei einer fehlenden Biegezugbewehrung im Verbund wird der Ribildungsproze allein durch diese Scheibenwirkung gesteuert. Die exzentrische Einleitung der Biegedruckkraft in die steife Betonscheibe bewirkt vertikale, etwa parallel zum vorhandenen Biegeri verlaufende Quersugspannungen. Sie führen bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit zur Vergabelung des Risses, die mit einer deutlichen Vergrößerung des vorhandenen Biegerisses verbunden ist. Mit wachsendem Bewehrungsgrad bestimmt die Wirkung der Verbundspannungen den Prozeß der Rißbildung (siehe hierzu die Darstellung der Hauptzugspannungen in der Betonscheibe in Bild 4.41). Infolge der dann kleineren Riabstnde verliert der Scheibenspannungszustand zwischen zwei Biegerissen an Bedeutung. Angaben zur Größe der erforderlichen Mindestbewehrung in Abhängigkeit von der zentrischen Vorspannwirkung geben Ivnyi/Buschmeyer in [45].

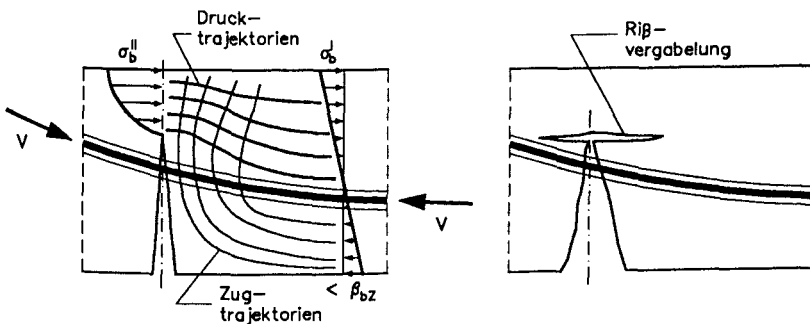


Bild 5.6: Verlauf der Spannungstrajektorien in einer durch Biegerisse begrenzten Betonscheibe bei fehlendem Verbund der Biegezugbewehrung - Vergabelung des Biegerisses

Bei den hier beschriebenen Versuchen mit Vorspannung ohne Verbund und zusätzlicher Betonstahlbewehrung verlief der Rißbildungsprozeß überwiegend nach den vom Stahlbeton bekannten Grundsätzen. Eine Vergabelung der Biege-  
risse trat in geringem Maße erst kurz vor Erreichen der Bruchlast ein.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß eine Schwellbelastung keine nachteiligen Folgen für die Rißbreitenverteilung und das Verformungsverhalten der untersuchten Spannbetontträger hatte, wenn die zulässigen Schwingbreiten der Stahlspannungen eingehalten wurden. Der Verformungszuwachs unter Schwellast im Zustand II, der in den beschriebenen Versuchen maximal 50 % der Anfangsverformung betrug, entsprach dem Verhalten vergleichbarer Stahlbetontträger. Der größte Zuwachs erfolgte während der ersten ca. 30.000 Lastwechsel. Der Vergleich mit Segmentträgern ohne Verbund der Spannglieder läßt den Schluß zu, daß die Schwächung des Verbundes unter zyklischer Belastung den Hauptanteil an der Vergrößerung der Durchbiegungen und Rißbreiten hat.

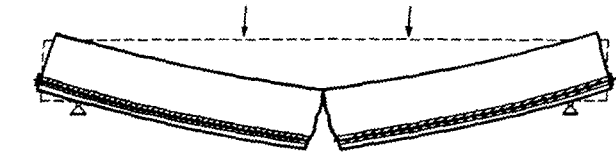
#### *Schwellast oberhalb der zulässigen Schwingbreite*

Für einige Träger wurde die Schwingbreite der Lasten über die zulässigen Werte hinaus erhöht. Dabei kam es in fünf Versuchen zum Versagen der Biegezugbewehrung.

Bei den Trägern mit nachträglichem Verbund der Spannglieder erfolgte der Bruch der Bewehrung in einem Einzelquerschnitt ohne erkennbare vorhergehende Rißaufweitung oder Durchbiegungszunahme. Anders als beim Versagen unter statischer Belastung konnte sich dabei in der Regel keine plastische Gelenkzone ausbilden, die im Sinne der klassischen Traglasttheorie Schnittgrößenumlagerungen ermöglicht hätte.

In den ohne Verbund vorgespannten Trägern führte die Erhöhung der Oberlast zu einer Überlastung der Betonstahlbewehrung, die in den maximal beanspruchten Querschnitten nahezu die Streckgrenze erreichte. Während bei Erstbelastung noch mehrere, etwa gleich breite Risse vorhanden waren, konzentrierten sich die Verformungen unter Schwellast in einem einzelnen Hauptriß. Anhand der schrittweisen Zunahme der Durchbiegungen und der Rißbreitenvergrößerung konnte in diesem Fall das Versagen einzelner Betonstähe verfolgt werden.

Die primäre Versagensursache bestand bei den Trägern ohne Verbund also nicht in einem unangekündigten Ermüdungsbruch der Betonstahlbewehrung, sondern in der Überschreitung der Streckgrenze, die unter dynamischer Belastung große plastischen Verformungen im Stahl zur Folge hatte.



- 113 -

a) Spannglieder mit nachträglichem Verbund

b) Spannglieder ohne Verbund

Bild 5.7: Systemverhalten beim örtlichen Ausfall der Biegezugbewehrung infolge Ermüdung

Bild 5.7 zeigt die Lage der Bruchquerschnitte bei den fünf Trägern und verdeutlicht die Auswirkungen auf das Gesamttragverhalten bei Vorspannung mit und ohne Verbund. Der Vollständigkeit halber ist auch das Bruchbild eines Einfeldträgers beim vollständigen Versagen der im Verbund liegenden Bewehrung dargestellt. Dieses System weist keinerlei Restsicherheiten auf, wenn die durch Ermüdungsbrüche geschädigte Biegezugbewehrung die erforderliche Zugkraft nicht mehr aufnehmen kann.

Bleiben die Spannglieder dagegen ohne Verbund mit dem Betontragwerk, wird die ermüdungswirksame Zugkraftdifferenz im Rißquerschnitt nahezu vollständig von dem im Verbund liegenden Betonstahl aufgenommen. Wegen der inneren statischen Unbestimmtheit des Trägers sind auch beim lokalen Versagen der Betonstahl - Längsbewehrung Gleichgewichtszustände möglich, die allerdings mit größeren Verformungen verknüpft sind. Voraussetzung ist eine zur Aufnahme der Biegezugkraft ausreichende Anzahl von Spanngliedern.

Dieses Tragverhalten konnte beim Einfeldträger OV-1 beobachtet werden. Nach dem teilweisen Ausfall der Betonstahlbewehrung infolge einer überhöhten Schwelllast verhielt sich der Träger bei weiterer Laststeigerung ähnlich wie die Segmentträger mit Vorspannung ohne Verbund. In dem geschädigten Querschnitt konzentrierten sich die Verformungen, und es kam zu einer raschen Einschnürung der Biegedruckzone. Das erreichte Bruchmoment und die zugehörigen Verformungen entsprachen etwa denen der Segmentbalken.

In statisch unbestimmt gelagerten Systemen können die schädlichen Auswirkungen von Ermüdungsbrüchen begrenzt werden, wenn Möglichkeiten zur Umlagerung der Schnittgrößen in intakte Tragwerksbereiche bestehen.

Im Versuch TV-3 mit einer Litze mit nachträglichem Verbund versagte die Bewehrung im Feldquerschnitt bei einer rechnerischen Schwingbreite der Stahlspannungen von  $\Delta\sigma_z = 190 \text{ N/mm}^2$ . Eine Rißaufweitung war zuvor nicht beobachtet worden, das Versagen des linken Feldes trat schlagartig mit dem vollständigen Bruch der Biegezugbewehrung ein.

Im Versuch TV-8 wurde die Oberlast der Schwellbeanspruchung in mehreren Stufen soweit gesteigert, daß nach  $1,2 \cdot 10^6$  Lastwechseln ein Ermüdungsversagen der Bewehrung in einem Riß über der Mittelstütze auftrat. Die zugehörige rechnerische Schwingbreite im Spannstahl mit nachträglichem Verbund betrug  $\Delta\sigma_z = 220 \text{ N/mm}^2$ . Der Bruch der Biegezugbewehrung im Stützquerschnitt war jedoch nicht mit einem vollständigen Versagen des Trägers ver-

bunden. Bei weiterer Laststeigerung wurde die Belastung wie bei einem System aus zwei Einfeldträgern von den noch tragfähigen Feldbereichen aufgenommen.

Ein Teilausfall der schlaffen Bewehrung trat unter Schwelllast in den mit Spanngliedern ohne Verbund vorgespannten Zweifeldträgern OV-5 und OV-6 im Stütz- bzw. Feldquerschnitt auf. Zuvor hatte sich in den betroffenen Querschnitten ein breiter Riß gebildet. Vor dem endgültigen Versagen der Betonstahlbewehrung wurde die Schwellbelastung unterbrochen. Im anschließenden Bruchversuch war eine erhebliche Laststeigerung über die zuvor aufgebrachte maximale Oberlast hinaus möglich, verbunden mit großen Spannkraftzuwächsen in den verbundlosen Spanngliedern.

#### *Tragverhalten im Bruchversuch*

In der dritten Versuchsphase wurde die statische Traglast derjenigen Träger ermittelt, bei denen kein Ermüdungsversagen aufgetreten war. Hinsichtlich einer ausführlichen Diskussion des Tragverhaltens im Bruchzustand sei auf den zugehörigen Forschungsbericht [100] verwiesen. Hier werden lediglich die Rißbilder im Versagenszustand für vier Einfeldträger und zwei Zweifeldträger exemplarisch dargestellt (Bild 5.8 und 5.10).

Sie zeigen ein fein verteiltes Biegerißbild beim Träger TV-1 mit nachträglichem Verbund der Spannglieder. Schubrisse bildeten sich hier auch aus Biegerissen in den äußeren Dritteln des Zuggurtes. Dagegen beschränkten sich die Biegerisse im Träger OV-1 und in den Segmentträgern auf das mittlere Drittel mit konstanter Momentenbelastung. Das ungünstige Rißverhalten des Versuchsbalkens OV-1 muß im Zusammenhang mit der vorangegangenen Schwellbeanspruchung gesehen werden, die zu einem teilweisen Ausfall der Betonstahlbewehrung geführt hatte. Im Bruchversuch konzentrierten sich die Verformungen daher im Hauptriß in der Mitte des Trägers. Das Bruchmoment und die zugehörigen Verformungen entsprachen demjenigen der Segmentbalken (Bild 5.9).

Bei den Segmentträgern waren die Biegerisse durch die Segmentfugen vorgegeben. Die Segmente selbst blieben weitgehend ungerissen. Lediglich in den äußeren Segmenten der Träger mit nachträglichem Verbund entstanden einzelne, kleinere Risse, die sich aus Schubrisse entwickelten. Die Schubrisse stellten sich unabhängig von den Segmentfugen wie bei den monolithischen Balken ein.

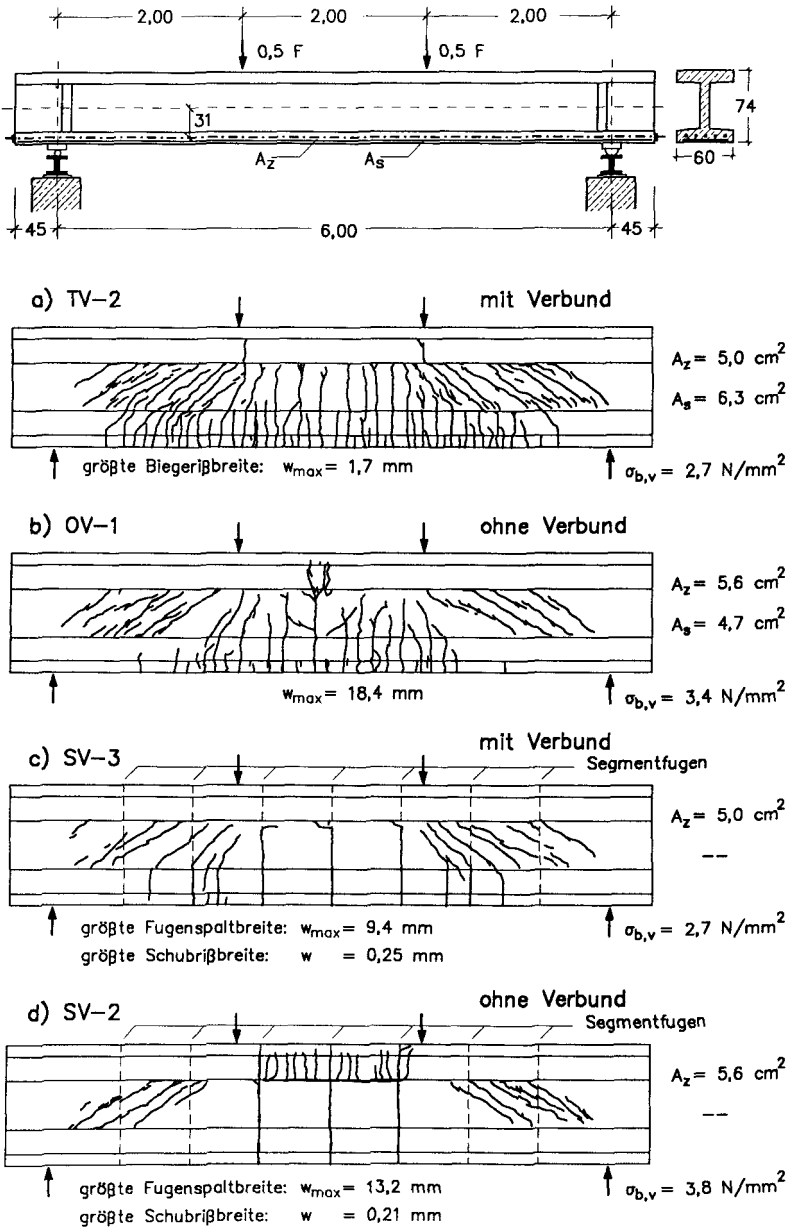


Bild 5.8: Rißbilder der Einfeldträger im Versagenszustand nach vorangegangener Schwellbeanspruchung  
 a) und b): monolithische Träger  
 c) und d): Segmentträger

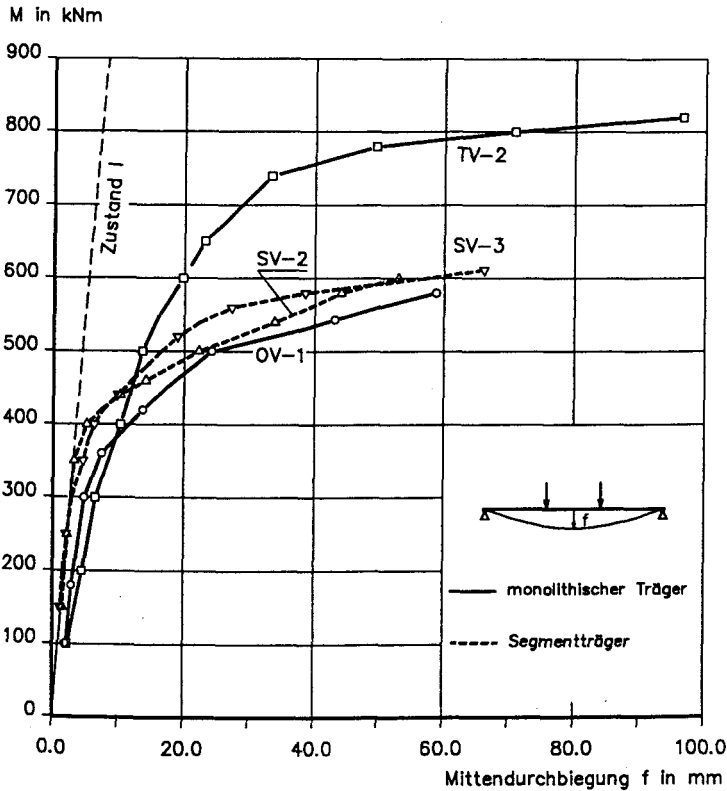


Bild 5.9: Last - Verformungsverhalten der Einfeldträger im Bruchversuch

Die Rißbildung in den Zweifeldträgern wurde bei den vorliegenden geringen Vorspanngraden überwiegend durch die Verbundeigenschaften der Betonstahlbewehrung gesteuert. Unabhängig vom Verbund der Spannglieder entstanden über dem Mittelaullager und in den Feldern zahlreiche fein verteilte Risse. Über der Mittelstütze bildete sich infolge der kombinierten Beanspruchung aus Biegung und Querkraft ein plastisches Gelenk mit besonders bei den profilierten Querschnitten ausgeprägter Schubrißbildung. Mit der Schubrißbildung war ein erhebliches Anwachsen der plastischen Länge des Rotationsgelenks über der Stütze verbunden. Die dadurch ermöglichten großen Rotationen führten bei den Trägern mit Vorspannung ohne Verbund zu einer hohen Spannkraftzunahme im Bruchzustand.

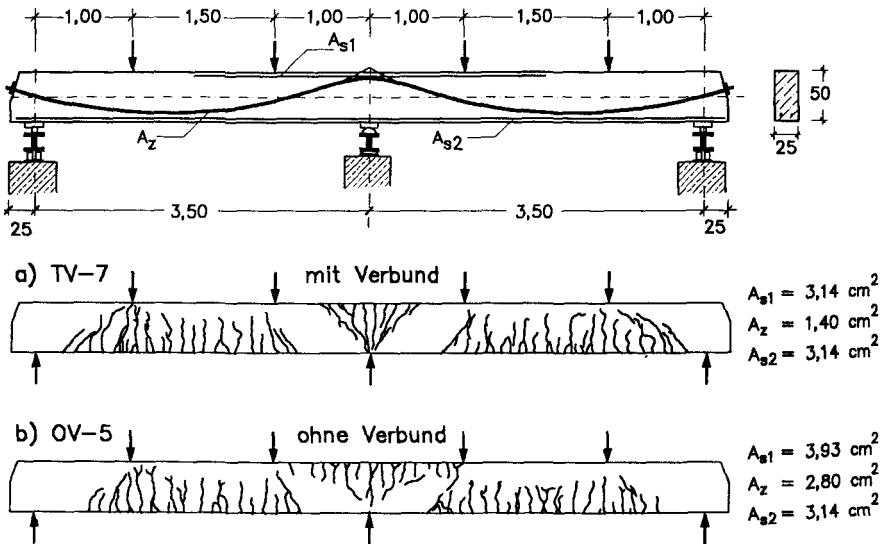


Bild 5.10: Reißbilder der Zweifeldträger im Versagenszustand

Insgesamt zeigen die vorgestellten Versuche, daß bei Betrachtung der Systemtragfähigkeit die teilweise Vorspannung mit Spanngliedern ohne Verbund bei nichtruhender Belastung eine Reihe von Vorzügen aufweist:

- 1) Änderungen der Biegezugkraft im Reißquerschnitt werden vollständig der Betonstahlbewehrung zugerechnet. Damit wird die Sicherheit gegenüber Ermüdungsbrüchen der Spannglieder erhöht.
- 2) Die Gefahren, die mit dem für Ermüdungsbrüche typischen, unangekündigten Versagen der Bewehrung verbunden sind, werden durch die innere statische Unbestimmtheit reduziert.
- 3) Die Dauerhaftigkeit von Spanngliedern ohne Verbund ist wegen des werksseitig aufgetragenen Korrosionsschutzes aus Fettschicht und Kunststoffhüllrohr auch unter den Bedingungen einer teilweisen Vorspannung gesichert. Diese Schutzwirkung wurde durch eine dynamische Belastung nicht beeinträchtigt.



Diesen Vorteilen steht als Nachteil vor allem der erhöhte Betonstahlbedarf gegenüber, der sich infolge der größeren Schwingbelastung und der geringeren Ausnutzung des Spannstahls im Bruchzustand ergeben kann. Der Spannungszuwachs im Spannstahl wird durch die Verformungen des Gesamtsystems, die Spanngliedlänge und die Anordnung und Verteilung der Belastung bestimmt. Verfügbare Näherungsansätze zu dieser Problematik ermitteln die Spannkraft lediglich im rechnerischen Bruchzustand. Nachfolgend wird daher ein Berechnungsmodell entwickelt, daß die Ermittlung der Zustandsgrößen von Spannbe-  
tonträgern im gesamten Beanspruchungsbereich bis zur Traglast ermöglicht. Das nichtlineare Materialverhalten von Stahl- bzw. Spannbeton - Ribildung, nichtlineares Spannungs - Dehnungsverhalten des Betons im Druckbereich und nichtelastisches Verhalten von Betonstahl und Spannstahl - wird dabei berücksichtigt.

### **5.3 Modell zur physikalisch nichtlinearen Ermittlung der Zustandsgrößen**

Die Berechnung erfolgt auf der Grundlage der Finite Element Methode mit ebenen Stabelementen. Die Vorspannwirkung wird durch Anker- und Umlenkkräfte beschrieben, die aus der Spanngliedführung errechnet werden. Damit ist die Berechnung einer Vorspannung mit und ohne Verbund auch unter Berücksichtigung des verformungsabhängigen Spannkraftzuwachses in Spanngliedern ohne Verbund möglich.

Nachfolgend wird die Ableitung des verwendeten Stabelements sowie die Berücksichtigung der nichtlinearen Werkstoffgesetze und der Vorspannwirkung in kurzer Form erläutert. Dabei werden die Grundlagen der Finite Element Methode in Weggrößenformulierung als bekannt vorausgesetzt [2, 4, 106].

#### **5.3.1 Beschreibung des Modells**

##### **5.3.1.1 Ableitung des Stabelements**

Das verwendete Berechnungsmodell bildet das Tragwerk in Form diskreter Stabelemente ab. Für die Ableitung gelten die bekannten Voraussetzungen der Balkentheorie:

- das kontinuierliche System wird durch eine mit Querschnitten belegte Stabachse ersetzt;

- die Querschnitte bleiben eben, d.h. Schubverzerrungen werden vernachlässigt;
- die Verschiebungen bleiben klein gegenüber den Querschnittsabmessungen;
- die auftretenden Verzerrungen sind klein.

Ausgangspunkt der Herleitung ist ein ebenes Stabelement mit 3 Knoten, für das Verschiebungsansätze  $u(x)$  und  $w(x)$  vorzugeben sind (Bild 5.10). Um innerhalb des Stabelements eine gute Anpassung der Verzerrungen  $\epsilon$  und  $\kappa$  an deren tatsächlichen Verlauf zu ermöglichen, werden die Längsverschiebungen  $u(x)$  mit einem Polynom 3. Grades und die Durchbiegungen  $w(x)$  mit einem Polynom 4. Grades angenähert. Damit ist ein quadratischer Verlauf der Verzerrungen im Element darstellbar, so daß Unstetigkeiten an den Elementgrenzen auch bei geringer Feinheit der Diskretisierung vermieden werden.

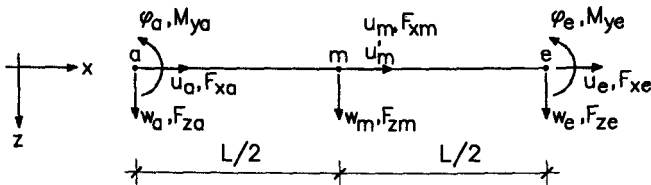


Bild 5.10: Freiheitsgrade des verwendeten Stabelements

Zur Bestimmung der insgesamt neun Konstanten der Polynome sind neun Knotenfreiheitsgrade erforderlich, die im Vektor  $\underline{v}$  zusammengefaßt werden:

$$\underline{v} = [ u_a \quad u_m \quad u'_m \quad u_e \quad w_a \quad \varphi_a \quad w_m \quad w_e \quad \varphi_e ]^T \quad (5.1)$$

Sie sind hier zunächst nach Längsverschiebungs- bzw. Durchbiegungs-/Verdrehungs - Freiheitsgraden geordnet. Für den Aufbau der Gesamtsteifigkeitsmatrix ist dagegen eine knotenweise Zuordnung sinnvoll.

Zum Aufstellen der Formfunktionen werden in bekannter Weise die Koeffizienten der Ansatzfunktionen  $u(x)$  bzw.  $w(x)$  in Abhängigkeit von den Knotenverschiebungen formuliert. Nach Transformation auf die dimensionslose Koordinate  $\xi = x / l$  können mit der Matrix der Formfunktionen  $\underline{N}$  die Verformungen innerhalb des Elements durch die Knotenweggrößen beschrieben werden:

$$\begin{bmatrix} u(x) \\ w(x) \end{bmatrix} = \underline{N} \cdot \underline{v} = \begin{bmatrix} \underline{N}_x & \underline{Q} \\ \underline{Q} & \underline{N}_z \end{bmatrix} \cdot \underline{v} \quad (5.2)$$

Die Verzerrungen in der Stabachse sind durch die Dehnung  $\epsilon$  und die Krümmung  $\kappa$  bestimmt. Sie ergeben sich durch Differentiation der Verschiebungsansätze zu

$$\underline{\epsilon} = \begin{bmatrix} \epsilon_m \\ \kappa \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u'(\xi) \\ -w''(\xi) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N'_x & 0 \\ 0 & -N'_z \end{bmatrix} \cdot \underline{v} = \underline{B} \cdot \underline{v} \quad (5.3)$$

Das Werkstoffgesetz stellt über die Elastizitätsmatrix  $\underline{C}$  die Beziehungen zwischen Verzerrungen und Spannungen im Element her:

$$\underline{\sigma} = \begin{bmatrix} N \\ M \end{bmatrix} = \underline{C} \cdot \underline{\epsilon} = \begin{bmatrix} EA & 0 \\ 0 & EA_{zz} \end{bmatrix} \cdot \underline{\epsilon} \quad (5.4)$$

Dabei sind

$$EA = \int_A E \cdot dA$$

$$EA_{zz} = \int_A E \cdot z^2 \cdot dA$$

wobei  $z$  auf die Stabachse bezogen ist und  $E = E(x)$ .

In der linearen Elastizitätstheorie enthält die Elastizitätsmatrix  $\underline{C}$  lediglich die integralen Größen  $EA$  und  $EA_{zz}$ , wenn die Bezugsachse für die Schnittgrößen in den geometrischen Flächenschwerpunkt des Querschnitts gelegt wird. Beim Übergang in den Zustand II verschiebt sich jedoch die Stabachse in Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau um einen Wert  $e_z$ . Bei der Berechnung wird daher eine Bezugsachse  $B$  im Flächenschwerpunkt des ungerissenen Querschnitts festgelegt und die Verschiebung der Stabachse durch die Diagonalelemente in der Elastizitätsmatrix berücksichtigt:

$$\underline{C} = \begin{bmatrix} EA & EA \cdot e_z \\ EA \cdot e_z & EA_{zz}^{(B)} \end{bmatrix} \quad (5.5)$$

mit

$$EA = \int_A E \cdot dA$$

$$EA_{zz}^{(B)} = EA_{zz} + EA \cdot e_z^2$$

Unter Anwendung des Prinzips der virtuellen Verschiebungen (PvV) können nunmehr die Gleichgewichtsbedingungen für das Gesamtsystem formuliert werden. Das Prinzip der virtuellen Verschiebungen besagt, daß sich ein elastischer Körper unter gegebenen äußeren Kräften im Gleichgewicht befindet, wenn die Arbeit dieser äußeren Kräfte auf einer virtuellen Verrückung gleich dem virtuellen Zuwachs der inneren Formänderungsenergie des Körpers ist:

$$\delta A_i = \delta A_a \quad . \quad (5.6)$$

Die innere Arbeit ergibt sich aus der Arbeit der inneren Spannungen  $\underline{\sigma}$  auf dem virtuellen Verzerrungszustand  $\delta \underline{v}$ . Die auf der rechten Seite von Gl. (5.6) stehende, virtuelle Arbeit der äußeren Lasten ergibt sich aus dem Anteil der über die Stablänge verteilten Beanspruchungen  $\underline{f}$  und den in den Knotenpunkten angreifenden Einzelkraftgrößen  $\underline{F}$ :

$$\delta \underline{v}^T \cdot \int \underline{B}^T \underline{Q} \underline{B} \, dx \cdot \underline{v} = \delta \underline{v}^T \cdot \left[ \underline{F} + \int \underline{N} \cdot \underline{f} \, dx \right] \quad . \quad (5.7)$$

Für die weitere Herleitung wird angenommen, daß der Lastvektor  $\underline{F}$  die Anteile aus Einzelkraftgrößen und verteilten Beanspruchungen enthält.

Da voraussetzungsgemäß für die virtuelle Verschiebung  $\delta \underline{v} \neq 0$  gilt, folgt aus Gleichung (5.7) die Grundgleichung des Weggrößenverfahren:

$$\underline{K} \underline{v} = \underline{F} \quad . \quad (5.8)$$

Die Gesamtsteifigkeitsmatrix  $\underline{K}$  ergibt sich als Summe der Elementsteifigkeitsmatrizen  $\underline{K}^e$ , die in analoger Weise aus dem PVV abgeleitet werden können:

$$\underline{K}^e = \int \underline{B}^T \underline{Q} \underline{B} \, dx \quad . \quad (5.9)$$

Das Integral in Gl. (5.9) wird in der vorliegenden Arbeit numerisch mittels Gauß-Integration berechnet. Dazu sind die Steifigkeiten in den Gaußpunkten entsprechend Abschnitt 5.3.1.2 aus einer Querschnittsanalyse zu ermitteln.

Das Gesamtgleichungssystem enthält als Unbekannte den Vektor der Knotenverformungen  $\underline{v}$  und, auf der rechten Seite, den Lastvektor  $\underline{F}$ . Nach Berücksichtigung der Lagerungsbedingungen in den zugehörigen Zeilen und Spalten des Gleichungssystems erhält man durch Invertieren der Systemmatrix als Lösung die Verformungen der Systemknoten. Damit sind auch die Verzerrungen im Element bekannt, aus denen die zugehörigen inneren Schnittgrößen im Element durch Integration der Spannungen über der Querschnittsfläche berechnet werden können.

### 5.3.1.2 Querschnittsanalyse

Zur Bestimmung der inneren Schnittgrößen im Element und zur Ermittlung der Steifigkeiten für die Werkstoffmatrix  $\underline{C}$  ist eine Querschnittsanalyse für den durch die Verformungen bestimmten Dehnungszustand erforderlich. Da das Ebenbleiben der Querschnitte vorausgesetzt wird, ergibt sich die Dehnung als Funktion der Stabachsenkrümmung und -dehnung:

$$\varepsilon(z) = \varepsilon(0) + \kappa \cdot z \quad (5.10)$$

Mit den in Kapitel 3 dargestellten Werkstoffbeziehungen können daraus in jedem Punkt des Querschnitts die Beton- und Betonstahlspannungen berechnet werden. Der Dehnungszustand der Spannglieder mit nachträglichem Verbund erfordert die zusätzliche Berücksichtigung der Vordehnung (siehe Kapitel 5.3.1.3). Spannglieder ohne Verbund werden als eigene Tragglieder behandelt und leisten keinen Beitrag zu den Schnittgrößen des Querschnitts.

Die Schnittgrößen  $N$  und  $M$  ergeben sich durch Integration der Spannungen über der Querschnittsfläche. Dazu wird der Querschnitt in Teilquerschnitte aus trapezförmigen Betonflächen und punktförmigen Bewehrungsflächen zerlegt. Für jeden Teilquerschnitt werden die zugehörigen Teilschnittgrößen unter Berücksichtigung der zugehörigen Spannungs - Dehnungslinie durch numerische Integration bestimmt (Bild 5.11). Gleichzeitig werden die Steifigkeitsanteile jedes Teilquerschnitts in Form von Tangentensteifigkeiten aus dem Gradienten der Spannungs - Dehnungslinie ermittelt und zur Gesamtsteifigkeit addiert.

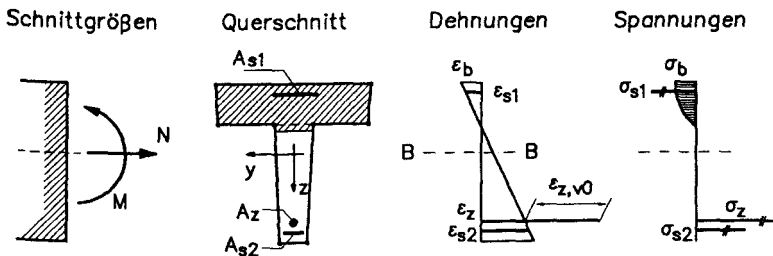


Bild 5.11: Ermittlung der Schnittgrößen am Spannbetonquerschnitt

In der Literatur werden entsprechende Verfahren und ihre Voraussetzungen genannt und u.a. bei Busjaeger/Quast [11] und Grzeschkowitz [35] ausführlich erläutert. Im Rahmen dieser Arbeit wurde auf einige Programmbausteine zurückgegriffen, die im Rahmen von [35] entwickelt wurden und lediglich für die Berücksichtigung des Tension Stiffening - Effekts geringfügig modifiziert werden mußten.

Für die wirklichkeitsnahe Ermittlung der Verformungen im Zustand II ist die Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen unerlässlich. Sie erfolgt hier in der bereits in Kapitel 4.2.3 angegebenen Form durch Modifikation der Stahlarbeitslinie. Dazu wird der im Eurocode 2 [N8] angegebene Ansatz gewählt, der die Abhängigkeit der Betonmitwirkung von den Stahlspannungen im Rißquerschnitt berücksichtigt. Er wird hier nochmals aus Gründen der Übersichtlichkeit angegeben (Bezeichnungen nach Kap. 4.2.3):

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{smR} + \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 \cdot \left( \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_s} \right)^2 \right] . \quad (5.11)$$

Die Stahlspannungen  $\sigma_{sR}$  beim Aufreißen des Querschnitts ergeben sich aus

$$\sigma_{sR} = E_s \cdot \varepsilon_{bZ} \cdot \left( 1 + \frac{1}{n \cdot \mu'} \right) \quad (5.12)$$

mit der zur Betonzugfestigkeit gehörenden Dehnung  $\varepsilon_{bZ}$ , dem Verhältnis der E-Moduli  $n = E_s/E_{b0}$  und dem Prozentsatz der im Verbund liegenden Bewehrung  $\mu' = (A_s + A_z) / A_{b,eff}$  in der mitwirkenden Betonzugzone. Für Betonstahl und Spannstahl wird hierbei von der Annahme ausgegangen, daß Betonstahl und Spannstahl mit nachträglichem Verbund die Betonmitwirkung in gleicher Weise aktivieren.

Durch Vorgabe der Parameter  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  und des wirksamen Bewehrungsgrades  $\mu'$  in der Stahlarbeitslinie kann die Betonmitwirkung beeinflusst werden. Die Verbundeigenschaften der Bewehrung werden durch den Koeffizienten  $\beta_1$  beschrieben, der Werte zwischen 0,5 und 1,0 annehmen kann, während der Unterschied zwischen Erstbelastung und Lastwiederholungen durch den Parameter  $\beta_2$  bestimmt wird.

Wie bereits in Kapitel 4.2.3 angesprochen, erfährt die Betonmitwirkung zwischen den Rissen im plastischen Dehnungsbereich einen Zuwachs. Er wird in der Stahlarbeitslinie durch eine lineare Verfestigung oberhalb der Streckgrenze

berücksichtigt, die sich aus der Zugfestigkeit des Stahls  $\beta_z$  und der Gleichmaßdehnung  $\delta_{gl}$  ergibt.

Für die Nachrechnung von Versuchen wird als obere Dehnungsbegrenzung in der Stahlarbeitslinie die Gleichmaßdehnung angesetzt. Für Beton ist eine Bruchdehnung nicht vorgegeben, da bei Biegebeanspruchung im allgemeinen der Bruchzustand erreicht wird, bevor die Dehnungen in der Randfaser unrealistisch große Werte annehmen [59]. Bei der nichtlinearen Schnittgrößenermittlung nach EC 2 sind dagegen Dehnungsbegrenzungen zu beachten, die in [34] erläutert werden.

### 5.3.1.3 Berücksichtigung der Vorspannung

Die Vorspannwirkung kann in Stabwerksprogrammen der vorliegenden Form prinzipiell auf zwei Arten berücksichtigt werden [8]:

- durch äquivalente äußere Lasten (Umlenk- und Ankerkräfte) der Spannglieder;
- als Vordehnung der Spannbewehrung.

Hier wird dem erstgenannten Verfahren wegen seiner Anschaulichkeit der Vorzug gegeben. Es läßt sich ohne große Schwierigkeiten in ein bestehendes Rechenprogramm integrieren und bietet zudem die Möglichkeit, äußere Lasten, die erst durch Verformungen beim Vorspannen entstehen, zu berücksichtigen.

Die Vorspannwirkung wird in jedem Umlenkpunkt durch drei Angaben beschrieben (Bild 5.12):

- 1) die Koordinate  $z_i$  des Umlenkpunktes unter Bezug auf die Stabachse;
- 2) die wirksame Vorspannkraft  $Z_{vi}$
- 3) den Spanngliedquerschnitt  $A_{zi}$ .

Im Programm wird die Kraft  $V_0$  am Spannanker zum betrachteten Zeitpunkt vorgegeben. Unter Berücksichtigung der Reibverluste ergibt sich die in jedem Knoten wirksame Vorspannkraft  $Z_{vi}$  in Abhängigkeit vom Reibbeiwert  $\mu$  und den planmäßigen bzw. ungewollten Umlenk winkeln  $\alpha$  und  $\beta$  aus der erweiterten Seilreibungsgleichung (s. Gl. 4.20 auf Seite 57). Zeitabhängige Effekte aus Kriechen, Schwinden und Relaxation werden nicht berücksichtigt. Die Vorgabe

mehrerer Spanngliedstränge, die sowohl mit als auch ohne nachträglichen Verbund sein können, ist möglich.

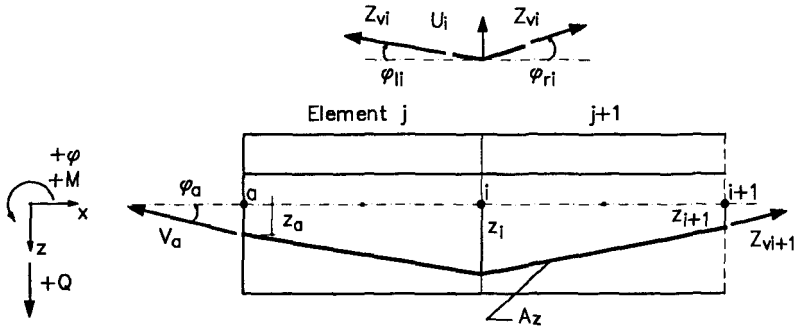


Bild 5.12: Berücksichtigung der Vorspannung

Die Vorspannwirkung auf das Betontragwerk ergibt sich als äußere Belastung aus den Ankerkräften  $V_0$  und den Umlenkkräften  $U_i$ , die aus der Spannglied-geometrie bestimmt werden:

$$\begin{aligned}
 N_{b,va} &\approx -V_a \\
 Q_{b,va} &\approx -V_a \cdot \sin \varphi_a \\
 M_{b,va} &\approx -V_a \cdot z_a \\
 U_i &= Z_i \cdot (\sin \varphi_{li} - \sin \varphi_{ri}) .
 \end{aligned}
 \tag{5.13}$$

Der Verformungs- und Spannungszustand aus dieser Belastung wird im ersten Rechenschritt unter Berücksichtigung der Werkstoffgesetze einmalig ermittelt und als eingprägter, ständiger Verformungszustand für die weiteren Belastungsschritte abgespeichert. Durch die Vorgabe einer entsprechenden äußeren Gleichlast kann der beim Vorspannen wirksam werdende Anteil des Eigengewichts berücksichtigt werden.

Die Dehnung der Spannbewehrung zum Zeitpunkt des Vorspannens kann direkt aus der örtlichen Spanngliedkraft  $Z_v(x)$  und der Dehnsteifigkeit des Spannglieds berechnet werden:

$$\varepsilon_{z,v} = \frac{Z_v(x)}{E_z \cdot A_z} .
 \tag{5.14}$$



Abhängig davon, ob das Spannglied nachträglich verpreßt wird oder nicht, ist die Spannbewehrung bei der weiteren Tragwerksberechnung in unterschiedlicher Weise zu berücksichtigen:

- *Vorspannung mit nachträglichem Verbund*

Der Spanngliedquerschnitt wird auf der Widerstandsseite als zusätzliche Bewehrungsgruppe bei der Querschnittsanalyse berücksichtigt. Einziger Unterschied zur nicht vorgespannten Bewehrung ist die abweichende Stahlarbeitslinie und die durch das Vorspannen entstandene Dehnungsdifferenz zwischen der Spanngliedfaser und der Betonfaser gleicher Höhe. Dadurch steht der Stahlquerschnitt nur noch mit seiner über die Vorspannung  $\sigma_{z,v}$  hinausgehenden Spannungsreserve bei der weiteren Belastung zur Verfügung.

Nach Herstellen des Verbundes ergeben sich für die weiteren Belastungszustände die maßgebenden Spannstahldehnungen aus drei Anteilen:

- der Vordehnung  $\epsilon_{z,v}$  nach Gl. (5.14);
- der Betondehnung  $\epsilon_{bz0}$  in Höhe der Spanngliedfaser zu dem Zeitpunkt, an dem der Verbund hergestellt wird;
- der Dehnung des Verbundquerschnitts  $\epsilon_{bz}$  in Höhe der Spanngliedfaser infolge des aktuellen Verformungszustandes.

- *Vorspannung ohne Verbund*

Das Spannglied bleibt relativ zur Betonachse verschieblich und ist in Längsrichtung lediglich an den Verankerungspunkten mit den Verformungen des Gesamtsystems gekoppelt. Wegen der fehlenden schubfesten Verbindung mit dem Betontragwerk ergibt sich der Dehnungszustand des Spannglieds aus der Vordehnung nach Gl. (5.14) und einem Dehnungszuwachs, der durch die Formänderungen des Gesamtsystems in der Spanngliedfaser und die Spanngliedlänge zwischen den Verankerungen bestimmt wird:

$$\Delta\epsilon_z = \frac{1}{l_z} \int_{x=0}^{l_z} \epsilon_{bz}(x) dx \quad . \quad (5.15)$$

Da die Betondehnungen in Höhe der Spanngliedfaser in jedem analysierten Querschnitt bekannt sind, bereitet die Auswertung des Integrals in Gleichung (5.15) keine Schwierigkeiten. Der Dehnungszuwachs bewirkt jedoch zusätzliche Anker- und Umlenkkräfte, die im Rahmen der iterativen Lösung nach Abschnitt 5.3.1.4 als Ungleichgewichtskräfte zu berücksichtigen sind.

#### 5.3.1.4 Nichtlinearer Berechnungsablauf

Bei physikalisch und geometrisch nichtlinearen Problemen ist die Steifigkeitsmatrix  $\underline{K}$  vom gesuchten Verformungszustand abhängig. Die Zustandsgrößen des Systems können daher nur iterativ bestimmt werden. Dabei wird in Anlehnung an eine Arbeit von Weiler [106] wie folgt vorgegangen:

Der mit den Anfangssteifigkeiten des unbelasteten Systems ermittelte Verformungszustand  $\underline{v}$  infolge der äußeren Lasten  $\underline{F}$  bewirkt Spannungen bzw. Schnittgrößen in den Elementen, die einen Gleichgewichtszustand mit den Elementreaktionen bilden. Die Überlagerung der Elementreaktionen führt zu Systemreaktionen  $\underline{R}$ , die mit dem Vektor der äußeren Lasten im Gleichgewicht stehen müssen. Wegen der nichtlinearen Spannungs - Dehnungsbeziehungen wird dieses Gleichgewicht im ersten Rechenschritt in aller Regel nicht erfüllt sein. Darüberhinaus entstehen aus dem errechneten Verformungszustand in Spanngliedern ohne Verbund zusätzliche Anker- und Umlenkkräfte, die zu den Systemreaktionen addiert werden müssen.

Aus dem Vergleich von äußeren Lasten und Systemreaktionen ergeben sich Ungleichgewichtslasten  $\underline{U}$ , die im errechneten Verformungszustand noch nicht vom System aufgenommen werden:

$$\underline{U} = \underline{F} - \underline{R} . \quad (5.16)$$

Daher ist eine iterative Korrektur der Verformungen mit den Ungleichgewichtslasten als äußerer Belastung durchzuführen. Werden dabei die beanspruchungsabhängigen Tangentensteifigkeiten verwendet, (Newton-Raphson-Iteration), konvergiert die Lösung vergleichsweise schnell, erfordert aber in jedem Iterationsschritt einen vollständig neuen Aufbau der Gesamtsteifigkeitsmatrix und die Lösung des Gleichungssystems. Bei Stabtragwerken mit einer vergleichsweise geringen Anzahl von Knotenfreiheitsgraden ist der damit

verbundene Berechnungsaufwand von geringer Bedeutung, so daß hier für die iterative Lösung dieses Verfahren gewählt wurde.

Die Vorgehensweise zur Ermittlung der Elementreaktionen ist in der aus [106] entnommenen Darstellung in Bild 5.13 zusammengefaßt. Sie umfaßt folgende Schritte zur Lösung des Gesamtproblems:

- Ermittlung der Knotenverformungen mit den Gleichgewichtsbedingungen des Prinzips der virtuellen Verschiebungen;
- Berechnung der Verzerrungen im Element aus der Verzerrungs - Verschiebungs - Beziehung;
- Integration des Spannungszustandes und der Tangentensteifigkeiten für den gegebenen Verzerrungszustand in einer Querschnittsanalyse;
- Ermittlung der Elementreaktionen  $\underline{R}$  aus den Elementschnittgrößen mit dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen.

Das durch die Ungleichgewichtslasten  $\underline{U}$  im i-ten Iterationsschritt erzeugte Verformungsinkrement  $\Delta \underline{v}$  wird zu den Gesamtverformungen  $\underline{v}$  addiert. Für den verbesserten Verformungszustand werden erneut die Systemreaktionen  $\underline{R}$  berechnet und mit den äußeren Lasten  $\underline{F}$  verglichen. Diese Iteration wird für eine Laststufe bis zur Erfüllung eines vorgegebenen Konvergenzkriteriums oder bis zum Erreichen eines Abbruchkriteriums durchgeführt.

Als Konvergenzkriterium wird hier die Arbeit der Ungleichgewichtskräfte  $\underline{U}$  auf den inkrementellen Wegen  $\Delta \underline{v}$  des aktuellen Iterationsschrittes gewählt:

$$W_u = \sum_{i=1}^n |U_i \cdot v_i| \quad . \quad (5.17)$$

$W_u$  wird mit der Arbeit  $W_0$  der äußeren Lasten  $\underline{F}$  auf den Verschiebungen  $\underline{v}$  verglichen. Die Iteration wird beendet, wenn  $W_u$  einen vorgegebenen kleinen Anteil von  $W_0$  unterschreitet.

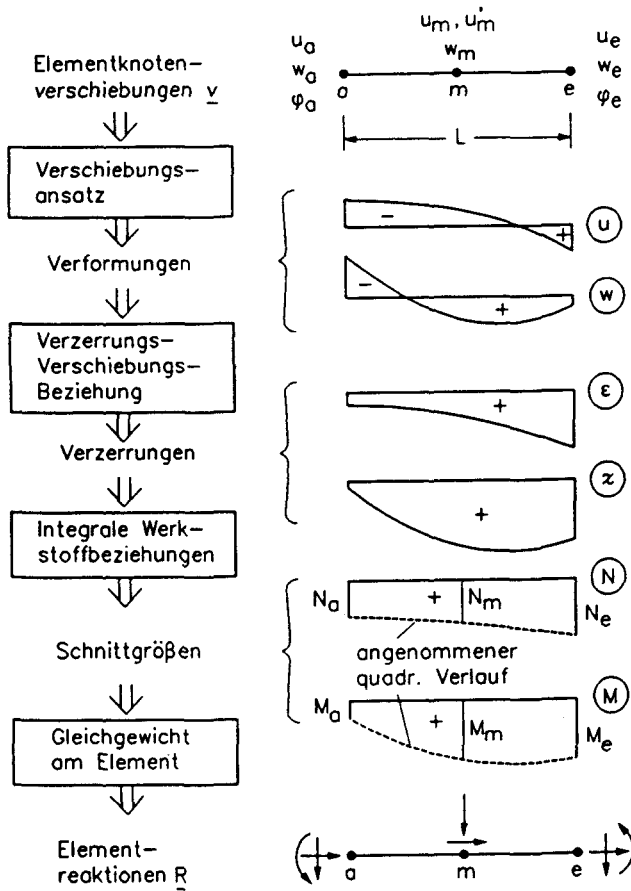


Bild 5.13: Berechnungsablauf zur Ermittlung der Elementreaktionen (aus [106])

Die rechnerische Traglast ist erreicht oder überschritten, wenn

- die Gesamtsteifigkeitsmatrix singulär wird;
- in den Werkstoffgesetzen vorgegebene Grenzdehnungen überschritten werden.

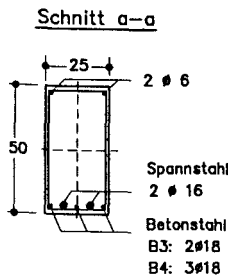
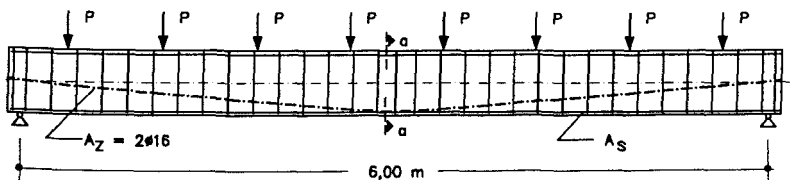
Die Grenzdehnungen nach DIN 1045 sind dabei lediglich eine für die Bemessung getroffene Vereinbarung, die aber noch nicht das wirkliche Erreichen der Systemtraglast kennzeichnet.

### 5.3.2 Verifikation des Rechenmodells

Zur Überprüfung des entwickelten Rechenprogramms und der verwendeten Werkstoffgesetze wurden neben einfach zu kontrollierenden Testrechnungen auch Versuche mit Stahlbeton- und Spannbetonträgern aus der Literatur sowie die in Kapitel 5.2 beschriebenen eigenen Versuche nachgerechnet. Einige ausgewählte Beispiele werden nachfolgend vorgestellt. Die zur Versuchsnachrechnung erforderlichen Angaben wurden den entsprechenden Versuchsberichten entnommen, fehlende Angaben zum Werkstoffverhalten wurden sinnvoll abgeschätzt.

#### 5.3.2.1 Vorgespannte Einfeldträger aus [24]

Eibl / Mora / Strauß beschreiben in [24] Versuche an vier teilweise vorgespannten Einfeldträgern, die zur Untersuchung des Querkrafteinflusses auf die Rotationsfähigkeit von Spannbetonbalken durchgeführt wurden. Die vier Balken mit Rechteckquerschnitt  $b/d = 25/50$  hatten eine Stützweite von 6,00 m. Hier werden Vergleichsberechnungen zum Last-Verformungsverhalten für zwei Balken vorgestellt, die durch eine Gleichlast, im Versuch simuliert durch acht gleichmäßig verteilte Einzellasten, über die gesamte Stützweite belastet waren.



|    | $E_{b0}$          | $\beta_p$         | $\epsilon_{b0}$ | $n1$ | $n2$ | $E_s$             | $E'_s$            | $\epsilon_{bZ}$ | $\mu'$ |
|----|-------------------|-------------------|-----------------|------|------|-------------------|-------------------|-----------------|--------|
|    | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup> | o/oo            | -    | -    | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup> | o/oo            | %      |
| B3 | 22950             | 38.6              | -2.20           | 1.30 | 0.0  | 210 000           | 2000              | 0.1             | 1.5    |
| B4 | 22000             | 40.4              | -2.20           | 1.20 | 0.0  | 210 000           | 1800              | 0.1             | 1.8    |

Bild 5.14: Bewehrung und Querschnitt der Balken B3 und B4 mit wesentlichen Materialdaten für die Nachrechnung

Bild 5.14 zeigt die Bewehrungsführung. Die schlaffe Biegezugbewehrung der Stahlgüte BSt 420 S bestand aus 3  $\varnothing$  18 bzw 2  $\varnothing$  18 + 1  $\varnothing$  20 mit eingefräster Nut, für die parabelförmigen Spannglieder waren 2 Dywidag Einzelspannglieder  $\varnothing$  16 aus Gewindestahl St 1325/1470 eingebaut worden. Die beiden Balken unterschieden sich lediglich hinsichtlich des Spanngliedverbundes: im Versuch B3 wurde der SpannkanaI nach dem Vorspannen mit Zementmörtel injiziert, im Versuch B4 blieben die Spannglieder unverpreßt. Die Belastung erfolgte nach dem Aufbringen der Vorspannkraft von 326 kN zunächst kraftgesteuert in ca. sechs Laststufen bis zur Gebrauchslast, danach weggeregelt bis zum Versagen des Balkens. Es trat in beiden Fällen als Biegedruckbruch auf.

Bild 5.15 zeigt den Vergleich gemessener und berechneter Last - Durchbiegungskurven. Die experimentell ermittelten Werte sind als gestrichelte und die berechneten als durchgezogene Linien gekennzeichnet.

Für die Traglast wurde eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung erzielt. Balken B4 weist gegenüber Balken B3 eine geringere Traglast auf, da der SpannstaI wegen des fehlenden Verbundes nicht die Streckgrenze erreicht.

Die berechneten Verformungen folgen im Rahmen der Genauigkeit einer derartigen Nachrechnung den gemessenen Werten. Erst beim Erreichen der Traglast treten im Versuch größere Verformungen auf, die mit dem Rechenmodell nicht mehr nachvollziehbar sind. Hierbei sind die besonderen Umstände einer verformungsgesteuerten Versuchsdurchführung von Bedeutung. Sie ermöglichen Gleichgewichtszustände auch bei einer bereits beginnenden Zerstörung der Betondruckzone. Lokale Einflüsse, etwa aus der Anordnung der lasteinleitenden StaIplatten, beeinflussen erfahrungsgemäß die maximal möglichen Verformungen. Mit den einfachen Annahmen der Balkentheorie können diese Effekte naturgemäß nicht erfaßt werden.

Bild 5.16 zeigt den Vergleich des rechnerischen und experimentellen Spannungszuwachses in den Spanngliedern ohne Verbund für Versuch B4. Im Rahmen der mit dieser Problematik verbundenen Genauigkeit erfassen die berechneten SpannstaIspannungen das tatsächliche Bauteilverhalten im Gebrauchs- und Bruchzustand ausreichend gut.

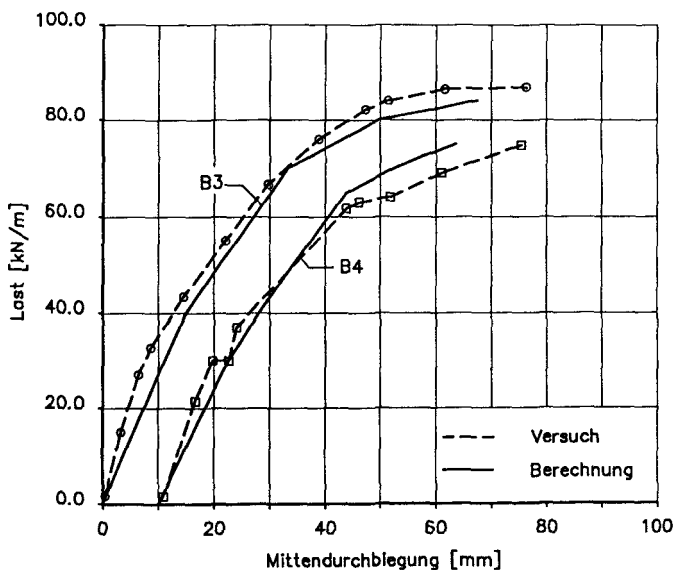


Bild 5.15: Vergleich gemessener und berechneter Last - Verformungskurven

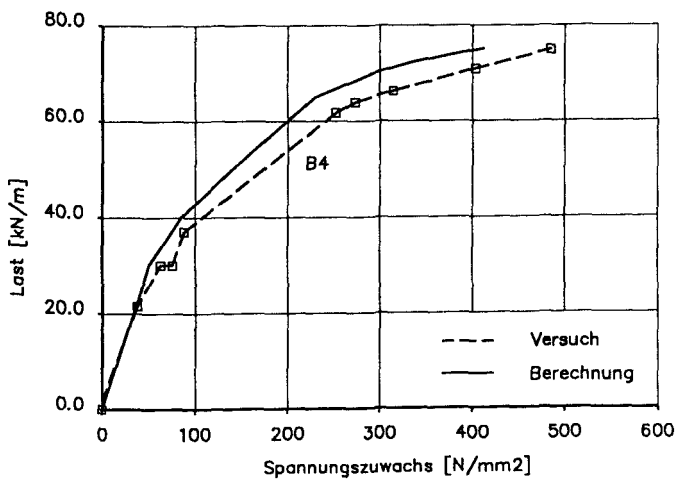


Bild 5.16: Lastabhängiger Spannungszuwachs in den Spanngliedern ohne Verbund beim Balken B4

Zur Überprüfung der erforderlichen Feinheit der Diskretisierung des Tragwerks erfolgte die Berechnung alternativ mit 12 und 6 Elementen. Beide Systemteilungen ergaben nahezu identische Ergebnisse. Eine feine Elementteilung ist mit dem verwendeten Element lediglich dort erforderlich, wo große Veränderungen der Verzerrungen zu erwarten sind, wie etwa im Stützbereich von Durchlaufträgern.

### 5.3.2.2 Plattenstreifen mit Vorspannung ohne Verbund [44]

Iványi / Buschmeyer führen eine Versuchsserie zum Tragverhalten von verbundlos vorgespannten Einfeld - Plattenstreifen durch [44]. Die Versuchskörper unterschieden sich hinsichtlich des Verhältnisses von Stützweite zu Bauteilhöhe  $l/d$ , der Bewehrungsmengen, der Spanngliedführung und der Laststellung. Hier wird eine Vergleichsrechnung zum Versuch PS 21 dargestellt, bei dem es sich um einen zentrisch vorgespannten, 48 cm dicken Plattenstreifen handelt (Bild 5.17). Außer der Spannbewehrung aus 5 Litzen 0,5" der Stahlgüte St 1570/1770 bestand die Biegezugbewehrung aus 4  $\emptyset$  12, BSt 420 S. Die Litzen wiesen zu Versuchsbeginn eine Stahlspannung  $\sigma_z = 986 \text{ N/mm}^2$  auf.

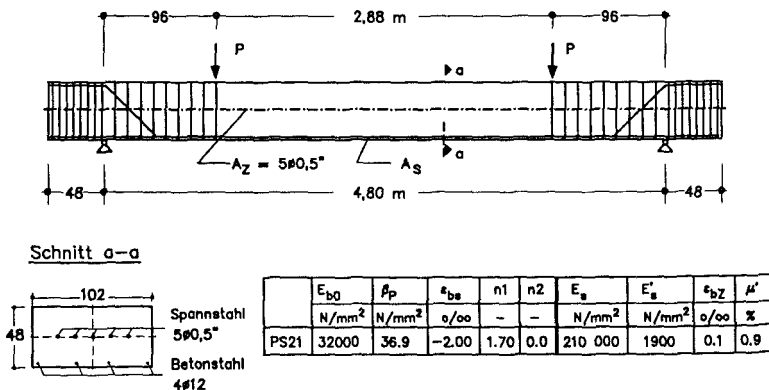


Bild 5.17: Plattenstreifen PS 21 aus [44]

In Bild 5.18 sind die Mittendurchbiegung des Plattenstreifens und der Spannungszuwachs der Spannglieder in Abhängigkeit von der aufgebracht Last dargestellt. Der Anstieg der Spannstahlspannungen und die Traglast werden durch die Berechnung gut angenähert. Die berechnete Durchbiegung weicht erst kurz vor Erreichen der experimentellen Traglast von den gemessenen Verformungen ab.



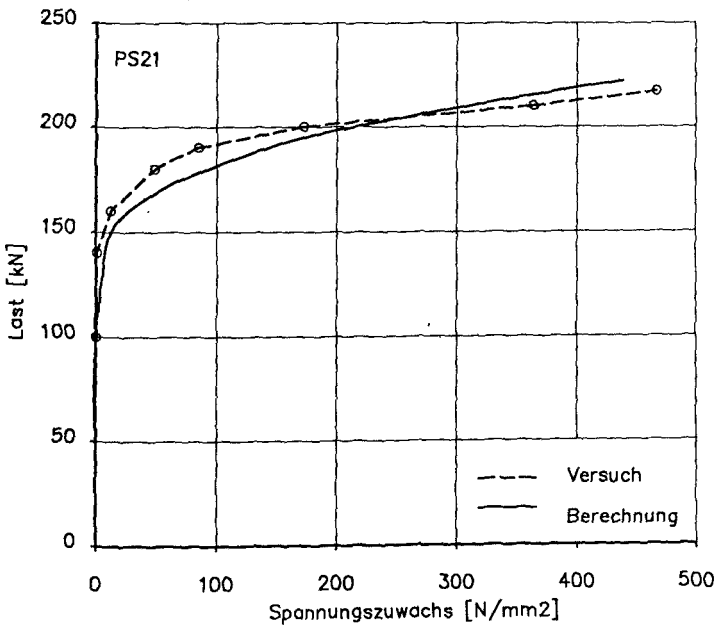
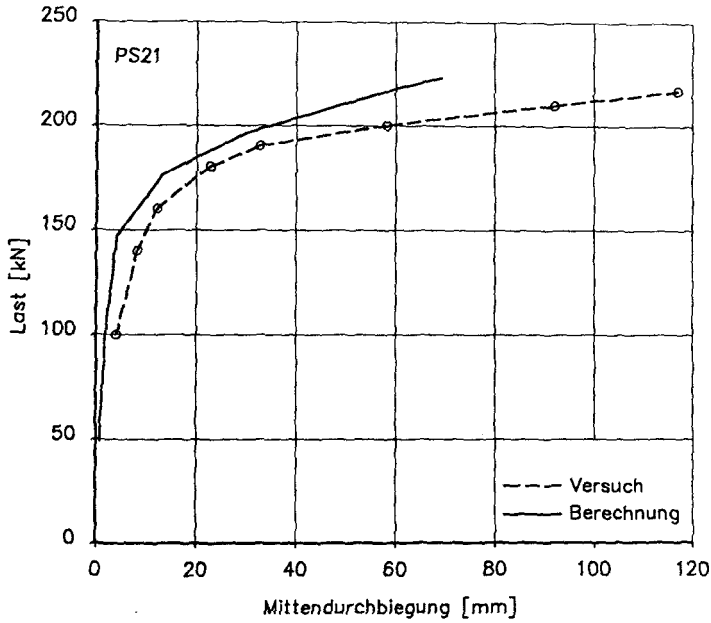


Bild 5.18: Plattenstreifen PS 21 aus [44]: Mittendurchbiegung (oben) und Spannungszuwachs im Spannglied (unten) in Abhängigkeit von der aufgebrachten Last

5.3.2.3 Zweifeldträger mit Vorspannung ohne Verbund

Weller beschreibt in [107] vier Belastungsversuche an Zweifeldträgern mit Vorspannung ohne Verbund. Für die in Bild 5.19 dargestellten Systeme mit Rechteck- bzw. Plattenbalkenquerschnitt wurde in jeweils zwei Versuchen die Menge der Betonstahlbewehrung variiert.

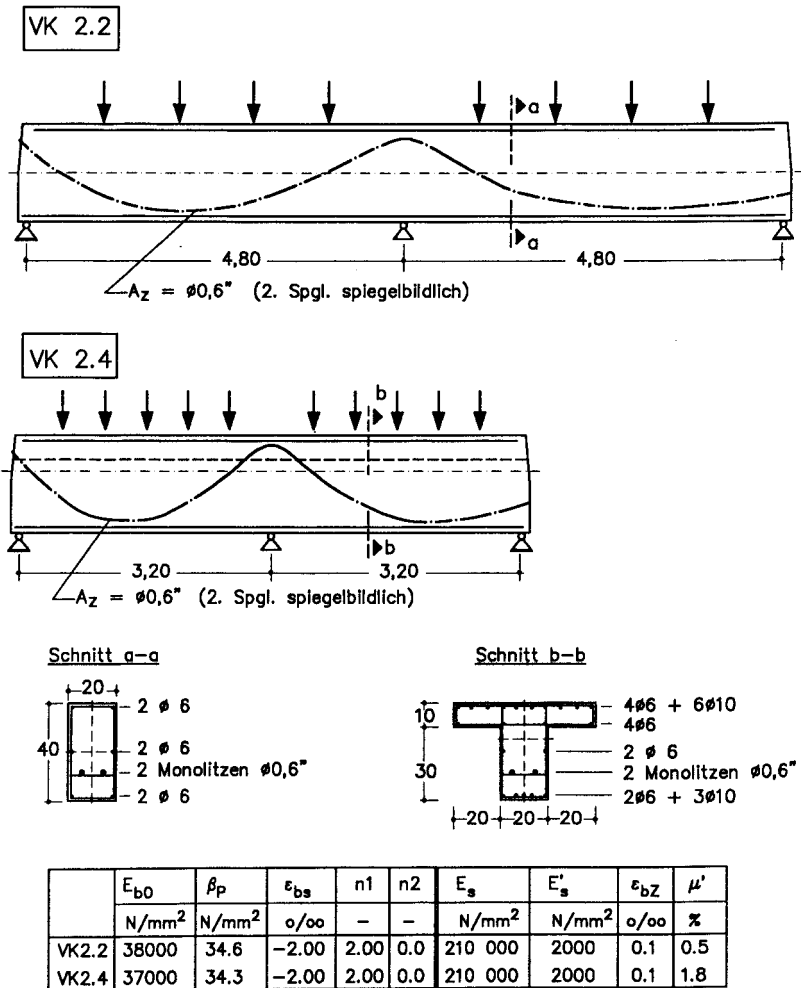


Bild 5.19: Zweifeldträger mit Vorspannung ohne Verbund aus [107]: Abmessungen und Materialkennwerte für die Nachrechnung

Hier werden lediglich die Versuche VK 2.2 und VK 2.4 mit der in Bild 5.19 angegebenen, durchgehenden Betonstahlbewehrung dargestellt. Beide Träger waren mit je zwei gekrümmt geführten Monolitzen 0,6" aus St 1570/1770 vorgespannt. Die Anfangsspannung zu Versuchsbeginn betrug  $0,55 \beta_z$ .

Versuch und Nachrechnung weisen erwartungsgemäß für den Träger VK 2.4 eine gegenüber VK 2.2 wesentlich größere Tragfähigkeit aus. Bild 5.20 zeigt den Vergleich gemessener und berechneter Werte für den Spannungszuwachs der Spannglieder und die Traglast, die in beiden Fällen gute Übereinstimmung ergibt. Voraussetzung hierfür ist, daß über der Stütze große rechnerische Stauungen in der Betondruckzone zugelassen werden, die eine Umlagerung der Biegemomente und das Entstehen plastischer Zonen im Feld ermöglichen.

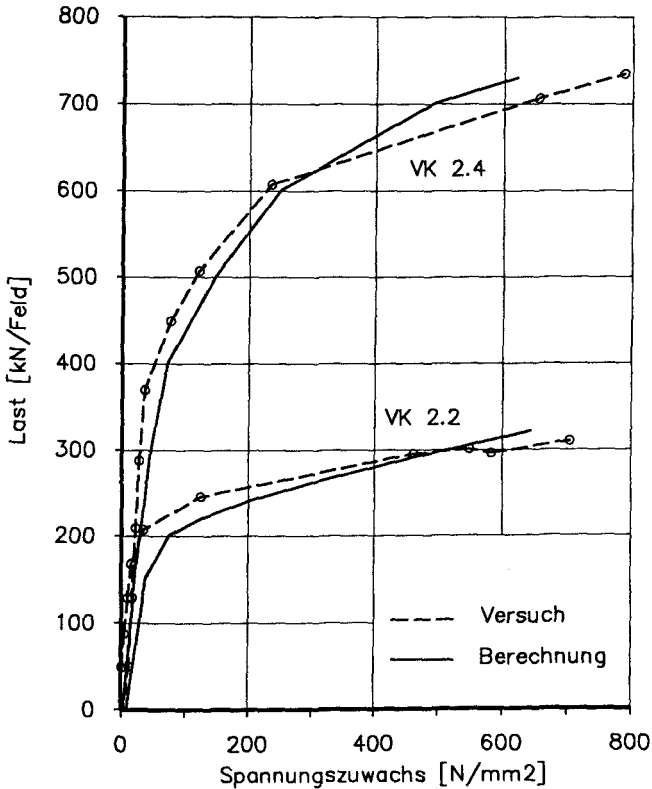


Bild 5.20: Lastabhängiger Spannungszuwachs in den Spanngliedern ohne Verbund für die Versuchsträger VK 2.2 und VK 2.4: Vergleich von Versuch und Berechnung

#### 5.3.2.4 Nachrechnung der eigenen Versuche

Die in Kapitel 5.2 beschriebenen Versuche wurden ebenfalls mit dem vorgestellten Rechenprogramm nachgerechnet. In den Bildern 5.22 bis 5.24 sind für die monolithischen Träger mit Spanngliedern ohne Verbund der berechnete und gemessene Spannungszuwachs dargestellt. Die verwendeten Materialkennwerte zeigt die Tabelle in Bild 5.21, weitere Eingangswerte der Nachrechnung wurden dem Versuchsbericht [100] entnommen.

Für die Berechnung wurde beim Versuch OV-1 zunächst von der vollen Mitwirkung der Betonstahlbewehrung im Untergurt ausgegangen. Die errechnete Spannkraftzunahme ist als dünn gestrichelte Linie in Bild 5.22 eingetragen. Da infolge der vorangegangenen Schwellbeanspruchung ein Teil der Betonstahlbewehrung im Zuggurt gerissen war, liegt die experimentelle Traglast unterhalb der rechnerischen. Der berechneten, dick gestrichelten Linie liegt die Annahme zugrunde, daß 50 % der Betonstahlängsbewehrung in Trägermitte ausgefallen sind. Mit diesem Berechnungslauf kann der Bruchversuch gut beschrieben werden.

Die berechneten Spannstahlspannungen der Zweifeldträger unterschätzen den gemessenen Spannungszuwachs, geben jedoch die Traglasten ausreichend genau wieder. Auch bei diesen Versuchen ist zu berücksichtigen, daß die vorangegangene Schwellbeanspruchung eine Schädigung des Trägers bewirkte, die im Bruchversuch zu einem insgesamt weicheren System führte. Dies wird insbesondere beim Versuch OV-6 deutlich, bei dem die Betonstahlbewehrung im Feld gebrochen war. Im Bruchversuch stiegen die Spannstahlspannungen nach Überschreiten der Dekompressionslast rasch an, während die Berechnung einen allmählichen Anstieg ausweist und zu einer höheren Traglast führt.

Die große Spannkraftzunahme der Zweifeldträger kann im Zusammenhang mit der Größe der plastischen Zonen im Feld und über der Mittelstütze im Verhältnis zur Gesamtlänge des Spanngliedes erklärt werden. Die Schrägriße im Bereich der Mittelstütze führten zu großen Verformungen mit breiten Rissen. Da die Schubverformungen im angewandten Berechnungsmodell nicht berücksichtigt werden, unterschätzen die rechnerischen Werte den gemessenen Spannungszuwachs. Bei praxisüblichen Trägerschlankheiten mit erheblich längeren Spanngliedern ist die Ausdehnung der plastizierten Bereiche im Verhältnis zur Spanngliedlänge geringer, so daß im Versagenszustand ein kleinerer Spannungszuwachs zu erwarten ist.

|      | $E_{b0}$          | $\beta_P$         | $\epsilon_{bs}$ | $n1$ | $n2$ | $E_s$             | $E'_s$            | $\epsilon_{bZ}$ | $\mu'$ |
|------|-------------------|-------------------|-----------------|------|------|-------------------|-------------------|-----------------|--------|
|      | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup> | o/oo            | -    | -    | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup> | o/oo            | %      |
| OV-1 | 29000             | 46                | -2.00           | 1.26 | 0.0  | 210 000           | 2400              | 0.1             | 0.7    |
| OV-5 | 27000             | 44                | -2.00           | 1.23 | 0.0  | 210 000           | 2100              | 0.1             | 1.5    |
| OV-6 | 25000             | 39                | -2.00           | 1.28 | 0.0  | 210 000           | 2100              | 0.1             | 1.2    |

Bild 5.21: Materialkennwerte für die Nachrechnung der Versuche OV-1, OV-5 und OV-6

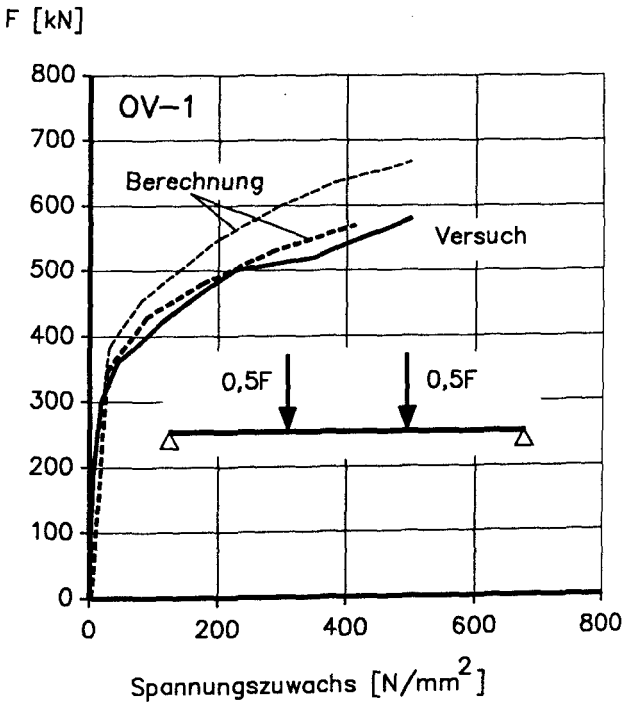


Bild 5.22: Vergleich des lastabhängigen Spannungszuwachses der Spannglieder beim Einfeldträger OV-1 aus Versuch und Berechnung

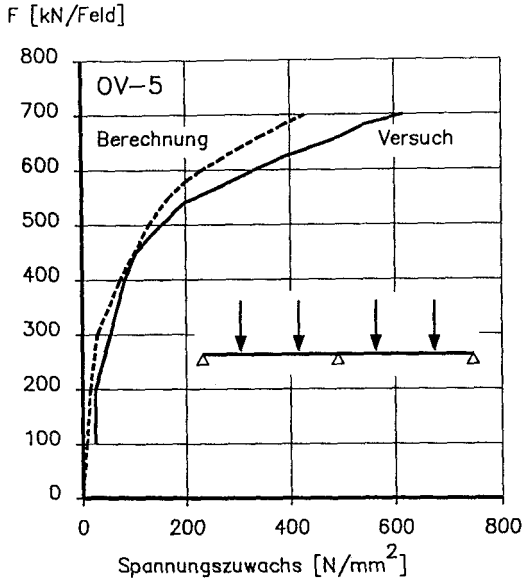


Bild 5.23: Vergleich des lastabhängigen Spannungszuwachses der Spannglieder beim Zweifeldträger OV-5

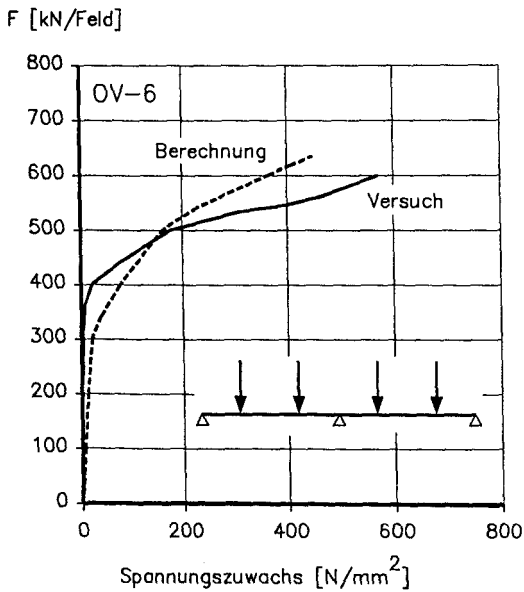


Bild 5.24: Vergleich des lastabhängigen Spannungszuwachses der Spannglieder beim Zweifeldträger OV-6

### 5.3.3 Bewertung der Versuchsnachrechnungen

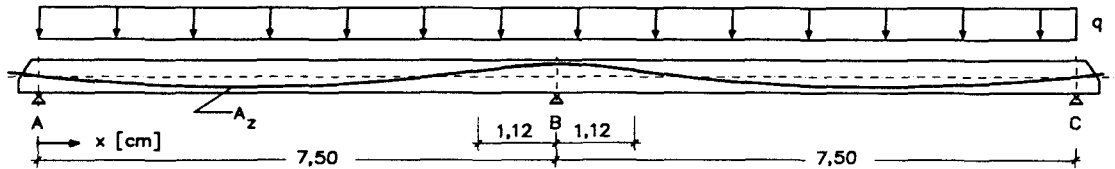
Insgesamt zeigen die durchgeführten Berechnungen, daß mit dem Berechnungsmodell eine brauchbare Beschreibung des Biegetragverhaltens vorgespannter Versuchsträger möglich ist. Die Güte der rechnerischen Näherung hängt maßgeblich von den verwendeten Werkstoffparametern ab, die im Rahmen derartiger Nachrechnungen in sinnvoller Weise iterativ an die experimentellen Ergebnisse angepaßt werden müssen. Mit den 'justierten' Modellen sind dann weitere Simulationsberechnungen an Systemen möglich, die, beispielsweise aufgrund ihrer Abmessungen, experimentell nicht geprüft werden können.

### 5.4 Vergleichsberechnung zur Vorspannung mit und ohne Verbund

Das Berechnungsmodell wird nachfolgend für eine Vergleichsrechnung zum Einfluß des Verbundes der Spannglieder auf das Tragverhalten eines Zweifeldträgers genutzt. Für das untersuchte System (Bild 5.25) ist aufgrund seiner Abmessungen eine experimentelle Prüfung mit vertretbarem Aufwand problematisch. Die Berechnung im Bruch- und Gebrauchszustand verfolgt das Ziel, Traglasten und Durchbiegungen des Trägers für den Fall einer Vorspannung mit und ohne Verbund der Spannglieder zu vergleichen. Alternativ wird auch die Ausführung als Stahlbetonträger mit gleicher Tragfähigkeit untersucht.

Geometrie und Belastungsanordnung ergeben sich aus Bild 5.25. Das System mit  $2 \times 7,50$  m Stützweite und einem Rechteckquerschnitt  $b/d = 25/50$  ist mit 3 Litzen 0,6" vorgespannt, deren Führung dem Momentenverlauf unter konstanter Gleichlast angepaßt wird. Für das System A wird angenommen, daß die Spannglieder ohne Verbund bleiben und die zulässige Spannstahlspannung von  $0,70 \beta_z$  ausgenutzt wird. Bei System B befinden sich die 3 Litzen in nachträglichem Verbund mit dem Betontragwerk. Ihre Anfangsvorspannung beträgt  $0,55 \beta_z$ . Unter Gebrauchslasten im Zustand II liegen die Spannstahlspannungen damit zwischen den nach DIN 4227, Teil 2 zulässigen Werten und den höheren Spannungsgrenzen nach EC 2.

Der Träger ist im Feld und über der Stütze jeweils mit der gleichen Menge Betonstahl BSt 500 S bewehrt. Der Bewehrungsgrad beträgt  $\mu_{sF} = \mu_{sS} = 1 \%$ , entsprechend  $12,5 \text{ cm}^2$ . Für den Beton wird die Festigkeitsklasse B 35 angenommen.



Spanngliedführung

|   |     |      |      |      |      |      |     |      |       |       |       |      |     |      |      |      |      |      |      |      |
|---|-----|------|------|------|------|------|-----|------|-------|-------|-------|------|-----|------|------|------|------|------|------|------|
| 0 | 75  | 150  | 225  | 300  | 375  | 450  | 525 | 600  | 675   | 750   | 825   | 900  | 975 | 1050 | 1125 | 1200 | 1275 | 1350 | 1425 | 1500 |
| 0 | 9,4 | 12,2 | 14,9 | 16,3 | 16,3 | 12,2 | 6,6 | -3,0 | -12,6 | -18,1 | -12,6 | -3,0 | 6,6 | 12,2 | 16,3 | 16,3 | 14,9 | 12,2 | 9,4  | 0    |

Beton B35

Betonstahlbewehrung: BSt 500 S

$$A_{s,Feld} = A_{s,Stütze}$$

$$\mu_{sF} = \mu_{sS} = 1 \%$$

Spannstahl: St 1570/1770

$$A_z = 4,20 \text{ cm}^2 \quad (3 \text{ Litzen } 0,6'')$$

Ⓐ ohne Verbund:  $\sigma_{z,v} = 0,70 \beta_z$

Ⓑ mit Verbund  $\sigma_{z,v} = 0,55 \beta_z$

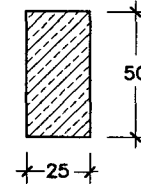


Bild 5.25: Vorgespannter Zweifeldträger mit und ohne Verbund der Spannglieder



|      | $E_{b0}$          | $\beta_P$         | $\epsilon_{bs}$ | n1   | n2  | $E_s$             | $E'_s$            | $\epsilon_{bZ}$ | $\mu'$ |
|------|-------------------|-------------------|-----------------|------|-----|-------------------|-------------------|-----------------|--------|
|      | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup> | o/oo            | -    | -   | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup> | o/oo            | %      |
| BSP1 | 32000             | 30                | -2.00           | 1.75 | 0.0 | 210 000           | 2000              | 0.1             | 5.0    |

Bild 5.26: Materialkennwerte der Vergleichsberechnung

Um eine vorzeitige Rißbildung durch die Vorspannung zu verhindern, wird unterstellt, daß gleichzeitig mit dem Vorspannen eine Gleichlast  $g = 5,0 \text{ kN/m}$  aufgebracht wird. Die konstante Gleichlast  $q$  wird analog dem Vorgehen beim Belastungsversuch bis zum rechnerischen Versagen des Trägers gesteigert.

Eingangswerte der Stoffgesetze enthält die Tabelle in Bild 5.26. Für Beton wird die allgemeine Parabelgleichung nach Kapitel 3.2 mit einer Dehnungsbegrenzung auf  $-3,5 \text{ }^\circ/\text{oo}$  angenommen, für die Bewehrung gilt ein bilinear elastisch-plastisches Stoffgesetz mit Verfestigung oberhalb der Streckgrenze und, entsprechend EC2, einer Dehnungsbegrenzung auf  $10 \text{ }^\circ/\text{oo}$ . Für alle Systeme wurde die Mitwirkung des Betons in der Zugzone mit dem Ansatz nach Gl. (5.11) für den Fall langzeitiger oder wiederholter Belastung ( $\beta_2 = 0,5$ ) berücksichtigt.

Um für die Ausführung als Stahlbetonträger die Traglast der vorgespannten Systeme zu erreichen, werden über der Stütze  $3 \text{ } \varnothing 20$  und im Feld  $2 \text{ } \varnothing 20$  der Stahlgüte BSt 500 S zugelegt. Das Verhältnis der Querschnitte von Zulagebewehrung ( $5 \text{ } \varnothing 20 = 15,7 \text{ cm}^2$ ) und Spannstahlquerschnitt ( $3 \text{ } \varnothing 0,6'' = 4,2 \text{ cm}^2$ ) entspricht mit  $3,5 / 1$  etwa dem umgekehrten Verhältnis der Zugfestigkeiten der Stähle.

Bild 5.27 zeigt als Ergebnis der Berechnung die Auswertung als Last - Durchbiegungsdiagramm im Feldquerschnitt  $x = 3,00 \text{ m}$ . Von den vorgespannten Systemen weist Träger A wegen der höheren zulässigen Anfangsvorspannung die geringsten Durchbiegungen auf. Bei beiden Systemen A und B wächst die Durchbiegung zunächst linear bis zum Erreichen der Rißlast an, die beim Träger A wegen der höheren Vorspannung etwas größer als beim Träger B mit Verbund der Spannglieder ist. Oberhalb der Rißlast tritt bei den vorgespannten Systemen eine größere Durchbiegungszunahme auf als bei der Ausführung in Stahlbeton, da die Querschnitte des Zuggurtes kleiner sind. Alle drei Träger erreichen etwa bei  $90 \text{ kN/m}$  die Betongrenzdehnung von  $-3,5 \text{ }^\circ/\text{oo}$  über der Mittelstütze. Der Spannungszuwachs der Spannglieder im Träger A wird zu  $\Delta\sigma_z = 214 \text{ N/mm}^2$  berechnet. Wegen des Versagens in der Betondruckzone

kann der Spannstahl im Träger B nicht ausgenutzt werden. Die Abweichungen von der Momentenverteilung nach Elastizitätstheorie betragen für die Last  $q = 90 \text{ kN/m}$  zwischen 10 % beim Träger B mit nachträglichem Verbund und 15 % beim Träger A ohne Verbund. Damit ist noch nicht der Traglastzustand erreicht, wie die dünne, gestrichelte Linie für das System A anzeigt. Sie ergibt sich, wenn größere Betonstauchungen im Querschnitt über der Mittelstütze zugelassen werden. Erst für diesen Fall führt der Verbund der Spannglieder beim Träger B zu einer höheren Traglast als bei System A.

Zum direkten Vergleich der Durchbiegungen im Gebrauchszustand sind die berechneten Biegelinien in Bild 5.28 dargestellt. Als Gebrauchslast wird eine Gleichlast von  $q = 50 \text{ kN/m}$  angenommen, die aus dem 1,75-fachen Abstand zur vorab ermittelten Bruchlast von  $q = 90 \text{ kN/m}$  bestimmt wurde. Der Unterschied der Durchbiegungen beträgt im Feld maximal 8 mm zwischen dem ohne Verbund vorgespannten System und der Stahlbetonvariante. Die Unterschiede werden größer, wenn zeitabhängige Einflüsse infolge Kriechen berücksichtigt werden.

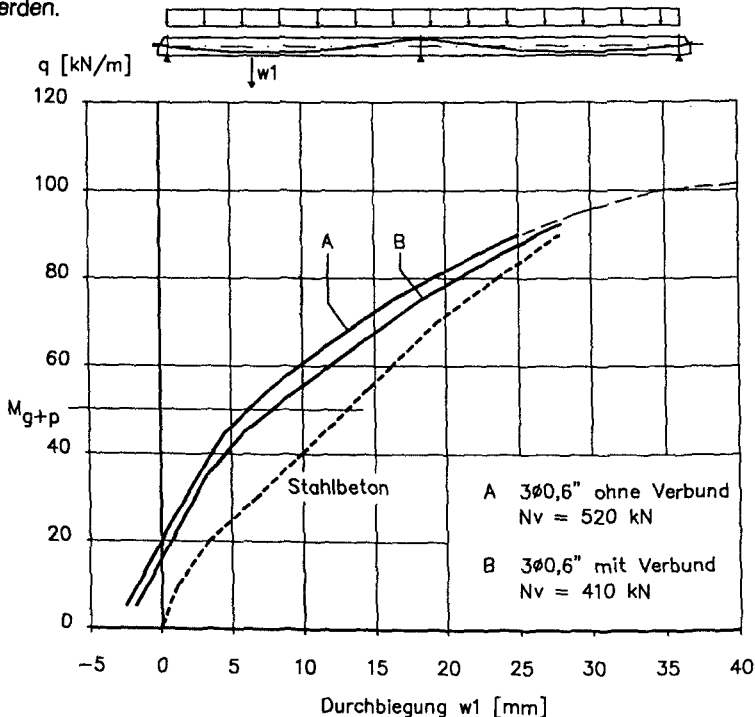


Bild 5.27: Durchbiegungszunahme bei Erhöhung der Gleichlast für die drei untersuchten Systeme

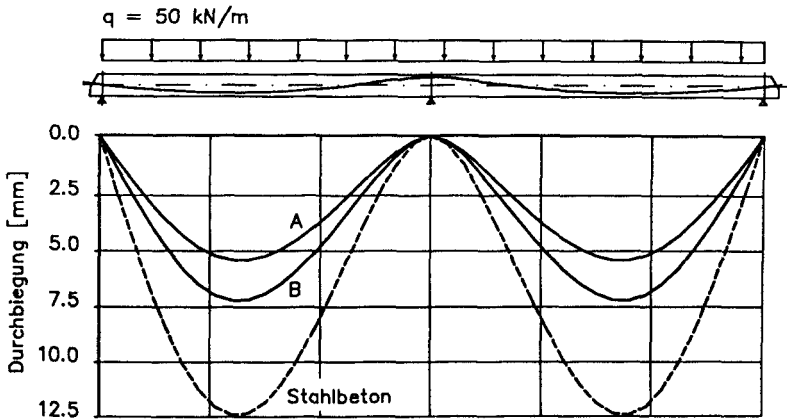


Bild 5.28: Vergleich der Biegelinien für eine Gleichlast  $q = 50 \text{ kN/m}$

## 5.5 Zusammenfassung von Kapitel 5

Im vorstehenden Kapitel werden Versuche mit vorgespannten Ein- und Zweifeldträgern unter Schwelllast im Gebrauchszustand und bis zum Ermüdungsbruch beschrieben. Während der Schwellbeanspruchung im Bereich zulässiger Schwingbreiten tritt ein geringer Zuwachs der Durchbiegungen und Rißbreiten hauptsächlich während der ersten ca. 30.000 Lastwechsel ein. Die Auswirkungen von Ermüdungsbrüchen der Bewehrung auf das Gesamttragverhalten bei Vorspannung ohne und mit Verbund werden anhand von Versuchsergebnissen aufgezeigt. Für Verformungs- und Schnittgrößenberechnungen unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens wird ein Rechenprogramm erstellt, das durch Versuchsnachrechnungen verifiziert wird und für weitere Parameterstudien herangezogen werden kann.

## 6 ZUSAMMENFASSUNG

Die teilweise Vorspannung umfaßt den Bereich zwischen der reinen Stahlbetonbauweise und der beschränkten bzw. vollen Vorspannung. Die vorliegende Arbeit behandelt Aspekte des Trag- und Verformungsverhaltens teilweise vorgespannter Träger unter besonderer Berücksichtigung des Verbundverhaltens der Spannglieder. Die Auswirkungen einer nicht vorwiegend ruhenden Belastung stehen dabei im Vordergrund.

Im ersten Teil der Arbeit werden die mechanischen Beanspruchungen gekrümmter Spannglieder mit nachträglichem Verbund in unmittelbarer Umgebung eines Betonrisses untersucht. Unter dynamischer Belastung wirken hier große veränderliche Zugspannungen im Spannglied mit Querpressungen zwischen Spann Stahl und metallischem Hüllrohr und können zu vorzeitigen Ermüdungsbrüchen führen. Litzen- und Bündelspannglieder aus dünnen Drähten sind besonders bei kleinen Krümmungsradien wegen der hohen Querpressung auf den am Hüllrohr anliegenden Einzeldraht gefährdet.

Die Untersuchungen ergaben u.a. folgende Ergebnisse:

- 1) In Dauerschwingversuchen mit einbetonierten, gekrümmt geführten Bündelspanngliedern aus Paralleldrähten traten Ermüdungsbrüche erst oberhalb der zulässigen Schwingbreite von  $\Delta\sigma = 110 \text{ N/mm}^2$  auf. Nach bisher vorliegenden Erfahrungen ist bei Einhaltung dieser Spannungsgrenze nicht mit Ermüdungsbrüchen im Spann Stahl zu rechnen.
- 2) Eine gleichmäßige Verteilung der Drahtbrüche über einen längeren Spanngliedabschnitt, wie sie bei vergleichbaren Versuchen mit Litzen spanngliedern beobachtet wurde, trat bei den eigenen Versuchen mit Paralleldrachtbündeln nicht auf. Ein plötzliches Versagen als Folge mehrerer Drahtbrüche innerhalb eines Querschnitts kann bei unzulässig erhöhten Schwingbreiten daher nicht ausgeschlossen werden.
- 3) Die durch unterschiedliches Verbundverhalten von Betonstahl und Spanngliedern mit nachträglichem Verbund verursachten Spannungsumlagerungen im Rißquerschnitt wurden mit der Finite-Element-Methode an einem Ausschnitt der Versuchsbalken untersucht und quantifiziert. Sie sind lediglich bei großem Querschnittsverhältnis  $A_z/A_s$  und bei der Kombination kleiner Betonstahl-

durchmesser und großen Spanngliedeinheiten mit schlechten Verbundeigenschaften von Bedeutung. Die dadurch bedingte Spannungserhöhung im Betonstahl kann durch einen Korrekturfaktor aus den Stahlspannungen nach Zustand II ermittelt werden. Bei teilweise vorgespannten Bauteilen ergeben sich daraus in aller Regel keine Erhöhungen der Bewehrungsquerschnitte.

- 4) Reib- und Klemmkräfte bei gekrümmter Spanngliedführung bleiben von geringem Einfluß auf die Spannungaufteilung im Reißquerschnitt.

Im zweiten Teil der Arbeit wird das Gesamttragverhalten teilweise vorgespannter Ein- und Zweifeldträger mit und ohne Verbund der Spannglieder untersucht. Im experimentellen Teil dieses Abschnitts werden Belastungsversuche mit vorangegangener schwellender Beanspruchung der Versuchskörper beschrieben. Ergebnisse sind:

- 1) Eine Schwellbeanspruchung im Bereich der zulässigen Schwingbreiten hatte, unabhängig vom Verbund der Spannglieder, lediglich eine geringe Zunahme der Durchbiegungen und Reißbreiten zur Folge.
- 2) Bei erhöhten Schwingbreiten kann ein örtliches Ermüdungsversagen der Biegezugbewehrung plötzlich und ohne Vorankündigung erfolgen. Träger mit Spanngliedern ohne Verbund bieten wegen der inneren statischen Unbestimmtheit ein erhöhtes Sicherheitsniveau: beim örtlichen Versagen der Betonstahlbewehrung sind noch Gleichgewichtszustände unter erheblicher Verformungszunahme möglich.
- 3) Bei den ohne Verbund vorgespannten Trägern zeigte sich, daß bei ausreichender Betonstahlbewehrung ein eng verteiltes Reißbild und ein duktileres Tragverhalten gewährleistet ist. Im Bruchzustand traten bei den Versuchsbalken erhebliche Spannungszuwächse in den verbundlosen Spanngliedern auf. Sie können nur bedingt auf praxisübliche Trägerabmessungen übertragen werden.

Zur Berechnung der Verformungen und Schnittgrößen vorgespannter Stabtragwerke wurde ein Rechenprogramm entwickelt, bei dem das physikalisch nicht-lineare Verhalten der Werkstoffe berücksichtigt wird. Damit kann auch der Spannungszuwachs in Spanngliedern ohne Verbund für jeden Lastzustand bis zur Traglast ermittelt werden. Die Überprüfung des Rechenmodells erfolgte durch Nachrechnung eigener und in der Literatur enthaltener Traglastversuche.

**Damit steht ein Verfahren zur Berücksichtigung des physikalisch nichtlinearen Werkstoffverhaltens vorgespannter Tragwerke zur Verfügung, das zu weiteren Parameterstudien herangezogen werden kann.**

## 7 LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Abeles, P.W.:  
Teilweise vorgespannte Betonkonstruktionen. Der Bauingenieur 33,  
Heft 5, 1958
- [2] Ahrens, H.; Dinkler, D.:  
Finite-Element-Methoden, Teil 1 und 2. Bericht Nr. 88-51 aus dem  
Institut für Statik, TU Braunschweig, 1990
- [3] ANSYS Users Manual, Vol I + II  
Rev. 4.4, Swanson Analysis Systems, Houston, Pennsylvania, 1989
- [4] Bathe, K.J.:  
Finite-Elemente Methoden. Springer Verlag, Berlin, 1986
- [5] Bennett, E.W.:  
Partially prestressed concrete members: repeated loading. NATO  
Advanced Research Workshop 'Partial Prestressing from Theory to  
Practice', Paris, 1984
- [6] Bennett, E.W.; Joynes, H.W.:  
Fatigue resistance of reinforcement in partially prestressed beams. PCI-  
Journal, March-April 1977, pp. 78-88
- [7] Birkenmaier, M.; Jacobsohn, W.:  
Das Verhalten von Spannbetonquerschnitten zwischen Reißlast und  
Bruchlast. Schweiz. Bauzeitung 77, Heft 15, 1959, pp. 218-227
- [8] Blessenohl, B.:  
Beitrag zur Berechnung der Schnittgrößen aus Vorspannung auf  
elektronischen Rechenanlagen. in Bauingenieur 67, Springer-Verlag,  
1992, pp. 167 - 174
- [9] Böckamp, H.:  
Ein Beitrag zur Spannstahlermüdung unter Reibdauerbeanspruchung  
bei teilweiser Vorspannung. Dissertation, RWTH Aachen, 1991
- [10] Bonzel, J.; Hilsdorf, H.K.:  
Beton. in Beton-Kalender Teil 1, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1992
- [11] Busjaeger, D.; Quast, U.:  
Programmgesteuerte Berechnung beliebiger Massivbauquerschnitte  
unter zweiachsiger Biegung mit Längskraft (Programm MASQUE).  
Schriftenreihe des DAfStb., Heft 415, Beuth Verlag, Berlin-Köln, 1990

- [12] Cauvin, A.:  
Nonlinear analysis of prestressed concrete continuous beams and frames. Proc. 'International Symposium Nonlinearity and Continuity in prestressed concrete', University of Waterloo, Ontario, Canada, 1983
- [13] Chung, H.W.:  
Unbonded tendons in post-tensioned concrete beams under repeated loading. ACI-Journal, Proceedings V. 70, No. 12, Dec. 1973, pp. 814-816
- [14] Comité Euro-International du Béton (CEB):  
Fatigue of concrete structures - State of the Art Report - . Bulletin d'Information No. 188, 1988
- [15] Cordes, H.:  
Dauerhaftigkeit von Spanngliedern unter zyklischen Beanspruchungen. in Heft 370 der Schriftenreihe des DAfStb., Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1986
- [16] Cordes, H.:  
Das Grenzflächenverhalten von Spanngliedern und seine Auswirkungen für den Verbundbaustoff vorgespannter Stahlbeton - Reibung, Verbund und Ermüdung von Spanngliedern. Habilitationsschrift, RWTH Aachen, 1987
- [17] Cordes, H.; Engelke, P.; Jungwirth, D.; Thode, D.:  
Eintragung der Spannkraft - Einflußgrößen bei Entwurf und Ausführung. Mitteilungen des Institut für Bautechnik, 2/1983, pp. 45-58
- [18] Cordes, H.; Hagen, H.:  
Langzeitverhalten des Verbundes von Spanngliedern im Stoffsystem Hüllrohr / Einpreßmörtel / Beton unter dynamischer und statischer Belastung. Forschungsbericht Nr. 28/88 des Instituts für Massivbau, RWTH Aachen, 1988
- [19] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (Hrsg.):  
Erläuterungen zu DIN 1045, Beton- und Stahlbeton. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 400, Beuth-Verlag, Berlin-Köln, 1991
- [20] Dilger, W.:  
Veränderlichkeit der Biege- und Schubsteifigkeit bei Stahlbetontragwerken und ihr Einfluß auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch unbestimmter Lagerung. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 179, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1966



- [21] Duda, H.:  
Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 419, Beuth Verlag, Berlin-Köln, 1991
- [22] Eibl, J.; Häußler, U.; Retzepis, J.:  
Zur numerischen Ermittlung der Vorspannkkräfte bei Vorspannung ohne Verbund. Bauingenieur 65, 1990, pp. 227 - 233
- [23] Eibl, J.; Iványi:  
Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 260, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1976
- [24] Eibl, J.; Mora, J.; Strauß, P.:  
Momentenrotation und Schubtragfähigkeit im Spannbeton. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1983
- [25] Erdmann, J.; Kordina, K.; Neisecke, J.:  
Auswertung von Berichten über Abbrucharbeiten von Spannbeton - Bauwerken im Hinblick auf das Langzeitverhalten von Spannstählen. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1982
- [26] Falkner, H.:  
Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 208, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1969
- [27] Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.:  
Vorspannung im Hochbau. Sachstandsbericht im Auftrag der SUSPA Spannbeton GmbH, Heft 90 der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1991
- [28] Falkner, H.; Voß, K.-U.:  
Versuche zum Zusammenwirken von Beton- und Spannstahl in Spannbetonbiegebalken unter Betriebsbedingungen. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1993
- [29] Foo, M.H.; Warner, R.F.:  
Fatigue tests on partially prestressed concrete beams. NATO Advanced Research Workshop 'Partial Prestressing from Theory to Practice', Paris, 1984

- [30] Franke, L.:  
Einfluß der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton (Verbundkriechen). Schriftenreihe des DAfStb., Heft 268, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1976
- [31] Frey, R.P.:  
Ermüdung von Stahlbetonbalken unter Biegung und Querkraft. Dissertation, ETH Zürich, 1984
- [32] Funk, W.:  
Der Einfluß der Reibkorrosion auf die Dauerhaltbarkeit zusammengesetzter Maschinenelemente. Dissertation, TH Darmstadt, 1968
- [33] Gaede, K.:  
Versuche über die Festigkeit und die Verformung von Beton bei Druck-Schwellbeanspruchung. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 144, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1962
- [34] Grasser, E.; Kupfer, H.; Pratsch, G.; Feix, J.:  
Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen nach EC 2 für Biegung, Längskraft, Querkraft und Torsion. in Betonkalender 1993, Teil I, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1993
- [35] Grzeschkowitz, R.:  
Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Dissertation, TU Braunschweig, 1988
- [36] Günther, G.:  
Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton unter monoton steigender, schwellender und lang andauernder Belastung. Dissertation, Gesamthochschule Kassel, 1989
- [37] Hagen, H. J.:  
Allgemeines Stoffgesetz des Verbundes von Spanngliedern in Hüllrohren - Zusammenwirken von Spanngliedern und Betonstählen in vorgespannten Stahlbetonquerschnitten. in 'Stoffgesetze im konstruktiven Ingenieurbau', DFG-Abschlußkolloquium, Braunschweig, 1988
- [38] Hagen, H. J.:  
Ein Beitrag zum Verbundverhalten von Spanngliedern in Hüllrohren unter besonderer Berücksichtigung der Sprengwirkung. Dissertation, RWTH Aachen, 1984
- [39] Hegger, J.:  
Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Dissertation, TU Braunschweig, 1985

- [40] Heilmann, H.G.:  
Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. Beton Heft 2, 1969, pp. 68-70
- [41] Hilsdorf, H.K.; Müller, H.S.:  
Stoffgesetze für das Kriechen und Schwinden von Dischinger bis heute. in 'Spannweite der Gedanken', Zur 100. Wiederkehr des Geburtstages von Franz Dischinger, Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York, 1987
- [42] Hochreither, H.:  
Bemessungsregeln für teilweise vorgespannte, biegebeanspruchte Betonkonstruktionen - Begründung und Auswirkung. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, TU München, 1982
- [43] Inomata, S.:  
A design procedure for partially prestressed concrete beams based on strength and serviceability. PCI-Journal, Sep.-Oct. 1982
- [44] Iványi, G.; Buschmeyer, W.:  
Versuche an Biegetragwerken mit Vorspannung ohne Verbund. Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen der Universität Essen, Heft 20, Mai 1983
- [45] Iványi, G.; Buschmeyer, W.:  
Kontrollierte Biegerißbildung zur Sicherung der Verformungsfähigkeit bei teilweiser Vorspannung ohne Verbund. in Bauingenieur 62, 1987, pp. 339 - 343
- [46] Janovic, K.; Kupfer, H.:  
Teilweise Vorspannung - Plattenversuche. Schriftenreihe des DAFStb., Heft 351, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1984
- [47] Kang, Y.-J.; Scordelis, A.C.:  
Nonlinear analysis of prestressed concrete frames. Journal of the Structural Division, Vol. 106, February 1980, pp. 445-461
- [48] Keuser, M.:  
Verbundmodelle für nichtlineare Finite-Element-Berechnungen von Stahlbetonkonstruktionen. VDI-Fortschrittberichte Nr. 71, VDI-Verlag, Düsseldorf, 1985
- [49] Klausen, D.:  
Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung. Dissertation, Darmstadt, 1978

- [50] Koch, R.:  
Dauerschwingversuch an einem teilweise vorgespannten Spannbetonträger. Heft 80 der Schriftenreihe des Otto-Graf-Instituts, FMFA Baden-Württemberg, Stuttgart, 1988
- [51] König, G.:  
Eurocode 2, Part 2: Reinforced and Prestressed Concrete Bridges - Ultimate Limit State of Fatigue. Tischvorlage zur 8. Sitzung des AA. EC 2, Teil 2, Berlin, 1992
- [52] König, G.; Fehling, E.:  
Grundlagen zur Reißbreitenbeschränkung im Spannbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau 83, Heft 12, 1988, pp. 317-323
- [53] König, G.; Maurer, R.; Zichner, T.:  
Spannbeton: Bewährung im Brückenbau. Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York, 1986
- [54] Kordina, K. u.a.:  
Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2 Teil 1 - Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 425, Beuth Verlag, Berlin, 1992
- [55] Kordina, K.; Günther, J.:  
Dauerschwellversuche an einbetonierten Koppelankern bei gerissener Koppelfuge. Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1983
- [56] Kordina, K.; Iványi, G.; Günther, J.:  
Dauerschwingversuche an Koppelankern unter praxisähnlichen Bedingungen (Koppelfuge im Zustand II). Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 326, 1981
- [57] Kordina, K.; Teutsch, M.; Voß, K.-U.:  
Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1990
- [58] Kordina, K.; Weber, V.:  
Verbundverhalten dauerschwellbeanspruchter Spannglieder. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1982
- [59] Kreller, H.:  
Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Last- und Zwangseinwirkung. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 359, Beuth Verlag, Berlin-Köln, 1990

- [60] Kupfer, H. et al.:  
Teilweise Vorspannung. hrsg.vom Verband Beratender Ingenieure VBI,  
Ernst & Sohn, Berlin, 1986
- [61] Kupfer, H.:  
Teilweise Vorspannung - Einführung in Deutschland,  
Rißbreitenbeschränkung und Dauerfestigkeit. Vorträge Betontag 1979,  
Deutscher Beton-Verein, Wiesbaden, 1979
- [62] Kupfer, H.:  
Bemessung von Spannbetonbauteilen - einschließlich teilweiser  
Vorspannung. Beton - Kalender 1992, Teil 1, Verlag Ernst & Sohn,  
Berlin, 1992
- [63] Kupfer, H.; Streit, W.:  
Stahlspannungen im Gebrauchszustand bei teilweiser Vorspannung. in  
'Spannweite der Gedanken - zur 100. Wiederkehr des Geburtstages von  
Franz Dischinger', Berlin 1987, pp. 261-273
- [64] Langer, P:  
Verdrehfähigkeit plaszierter Tragwerksbereiche im Stahlbetonbau.  
Dissertation, Universität Stuttgart, 1987
- [65] Leonhardt, F.:  
Vorlesungen über Massivbau, 5. Teil: Spannbeton. Springer-Verlag,  
Berlin-Heidelberg-New York, 1980
- [66] Litzner, H. U.:  
Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2 - Vergleich mit DIN 1045  
und DIN 4227. Beitrag im Betonkalender, Teil 2, Verlag Ernst & Sohn,  
Berlin, 1992
- [67] Lücken, A.:  
Beitrag zur Ermittlung von Spannungen und Verformungen bei teilweiser  
Vorspannung, Dissertation, RWTH Aachen, 1985
- [68] Magnel, G.:  
Theorie und Praxis des Spannbetons. 3. Aufl., Bauverlag, Wiesbaden-  
Berlin, 1956
- [69] Martin, H.:  
Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und  
Sprengwirkung von Bewehrungsstähen. Schriftenreihe des DAfStb.,  
Heft 228, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1973
- [70] Mayer, H.:  
Die Berechnung der Durchbiegungen von Stahlbetonbauteilen.  
Schriftenreihe des DAfStb., Heft 194, Ernst & Sohn, Berlin, 1967

- [71] Mayer, M.:  
Dauerfestigkeit von Spannbetonbauteilen. Schriftenreihe des DAfStb.,  
Heft 176, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1966
- [72] Mayer, M.:  
Über die Dauerfestigkeit von teilweise vorgespannten Bauteilen. in  
'Stahlbetonbau - Berichte aus Forschung und Praxis', Festschrift zum  
65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. H. Rüschi, Verlag Ernst &  
Sohn, Berlin-München, 1969
- [73] Müller, F.P.; Keintzel, E.; Charlier, H.:  
Dynamische Probleme im Stahlbetonbau- Teil 1: Der Baustoff  
Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung. Schriftenreihe des  
DAfStb., Heft 342, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1983
- [74] Müller, H. H.:  
Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern. Betonwerk + Fertigteil-  
Technik, Heft 12, 1986, pp. 804-808
- [75] Naaman, A.E.:  
Partially prestressed concrete - review and recommendations. PCI-  
Journal, Nov.-Dec., 1985
- [76] Naaman, A.E.:  
Fatigue in partially prestressed concrete beams. ACI-Publication SP-75  
'Fatigue of Concrete Structures', 1982, pp. 25-46
- [77] Nürnberger, U.:  
Dauerschwingverhalten von Spannstählen. in Bauingenieur 56, 1981,  
pp. 311 - 319
- [78] Nürnberger, U.:  
Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen. Beitrag zum IABSE-  
Colloquium 'Fatigue of Steel and Concrete Structures', Lausanne, 1982,  
pp. 213 - 220
- [79] Oertle, J.:  
Reiberermüdung einbetonierter Spannkabel. Bericht Nr. 166, Institut für  
Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag, Zürich,  
September 1988
- [80] Pfohl, H.:  
Spannverfahren. Beitrag in der Festschrift zum 60. Geburtstag von Dr. E.  
Wölfel, hrsgb. von H. Hartz, Berlin 1992, (unveröffentlicht)
- [81] Pucher, A.:  
Lehrbuch des Stahlbetonbaues. Springer-Verlag. Wien, 1953

- [82] Rao, P.S.  
Umlagerung der Schnittkräfte in Stahlbetonkonstruktionen - Grundlagen der Berechnung bei statisch unbestimmten Tragwerken unter Berücksichtigung der plastischen Verformungen. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 177, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1966
- [83] Rehm, G.:  
Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 138, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1961
- [84] Rehm, G.; Frey, R.; Funk, D.:  
Auswirkungen von Fehlstellen im Einpreßmörtel auf die Korrosion des Spannstahls. in Heft 353 der Schriftenreihe des DAfStb., Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1984
- [85] Rehm, G.; Harre, W.; Beul, W.:  
Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungs- und Umgebungsbedingungen. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 374, Verlag Ernst&Sohn, Berlin, 1986
- [86] Reinke, H. G.:  
Zum Ansatz der Betonzugfestigkeit bei der Stahlbetonbemessung. Dissertation, Universität Stuttgart, 1986
- [87] Rigon, C.; Thürlimann, B.:  
Fatigue Tests on Post-Tensioned Concrete Beams. Bericht Nr. 8101-1, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag, Zürich, September 1985
- [88] Rohling, A.:  
Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. Dissertation, TU Braunschweig, 1987
- [89] Rostásy, F.S.; Koch, R.; Leonhardt, F.:  
Zur Mindestbewehrung von Zwang von Außenwänden aus Stahlleichtbeton. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 267, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1976
- [90] Rostásy, F. S.:  
Baustoffe. Verlag W. Kohlhammer, Stuttgart-Berlin-Köln-Mainz, 1983
- [91] Schober, H.:  
Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbeton. Dissertation, Universität Stuttgart, 1984

- [92] Steidle, P.:  
Teilweise vorgespannte Stahlbeton-Stabtragwerke unter Last- und Zwangbeanspruchungen. Dissertation, Universität Stuttgart, 1988
- [93] Sturm, R.:  
Zur Ermüdungsfestigkeit einbetonierter Spanngliedkopplungen und deren Beanspruchung unter besonderer Berücksichtigung der Spannungsumlagerung bei gemischter Bewehrung. Dissertation, TH Darmstadt, 1992
- [94] Svensik, B.:  
Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Dissertation, TU Braunschweig, 1981
- [95] Theile, V.:  
Zum Einfluß der Vorspannung im Gebrauchszustand bei Spannbetonbauwerken. Dissertation, TH Darmstadt, 1986
- [96] Trost, H.:  
Teilweise Vorspannung - Generalbericht und allgemeine Probleme. Vorträge Betontag 1979, Deutscher Beton-Verein, Wiesbaden, 1979
- [97] Trost, H.; Cordes, H.; Thormählen, U.; Hagen, H.:  
Teilweise Vorspannung - Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 310, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1980
- [98] Tue, N.:  
Zur Spannungsumlagerung in Spannbetonbauteilen bei Rißbildung unter statischer und dynamischer Belastung. Dissertation, TH Darmstadt, 1992
- [99] Vielhaber, J.:  
Vorspannung ohne Verbund im Segmentbrückenbau. Dissertation, TU Berlin, 1989
- [100] Voß, K.-U.; Kordina, K.:  
Tragverhalten von Spannbetonbiegegliedern unter praxisüblicher Schwellbeanspruchung bei Berücksichtigung von Vorspanngrad, Verbundart und Durchlaufwirkung. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1990
- [101] Walter, R.; Utescher, G.; Schreck, D.:  
Vorausbestimmung der Spannkraftverluste infolge Dehnungsbehinderung. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 282, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1977



- [102] Walther, R.; Bhal, N.S.:  
Teilweise Vorspannung. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 223, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1973
- [103] Waterhouse, R.B.:  
Fretting Corrosion. Pergamon Press, Oxford, 1972
- [104] Weber, V.:  
Untersuchung des Reiß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. Dissertation, TU Braunschweig, 1982
- [105] Weigler, H.; Rings, K.-H.:  
Unbewehrter und bewehrter Beton unter Wechselbeanspruchung. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 383, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1987
- [106] Weiler, G.:  
Beitrag zur Berechnung ebener Stabwerke aus Stahlbeton und Spannbeton mit nichtlinearem Tragverhalten. Dissertation, RWTH Aachen, 1989
- [107] Weller, B.:  
Experimentelle Untersuchungen zum Biegetragverhalten von Durchlaufträgern mit Vorspannung ohne Verbund. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 391, Beuth-Verlag, Berlin-Köln, 1988
- [108] Wesche, K.:  
Baustoffe für tragende Bauteile. Band 2, Bauverlag GmbH, Berlin, 1981
- [109] Wölfel, E.:  
Vorspannung ohne Verbund - Besonderheiten der Bemessung. Beton- und Stahlbetonbau 76, Heft 9, 1981, pp. 209-211
- [110] Zimmermann, J.:  
Biegetragverhalten und Bemessung von Trägern mit Vorspannung ohne Verbund. Schriftenreihe des DAfStb., Heft 391, Beuth-Verlag, Berlin-Köln, 1988

**Zitierte Normen:**

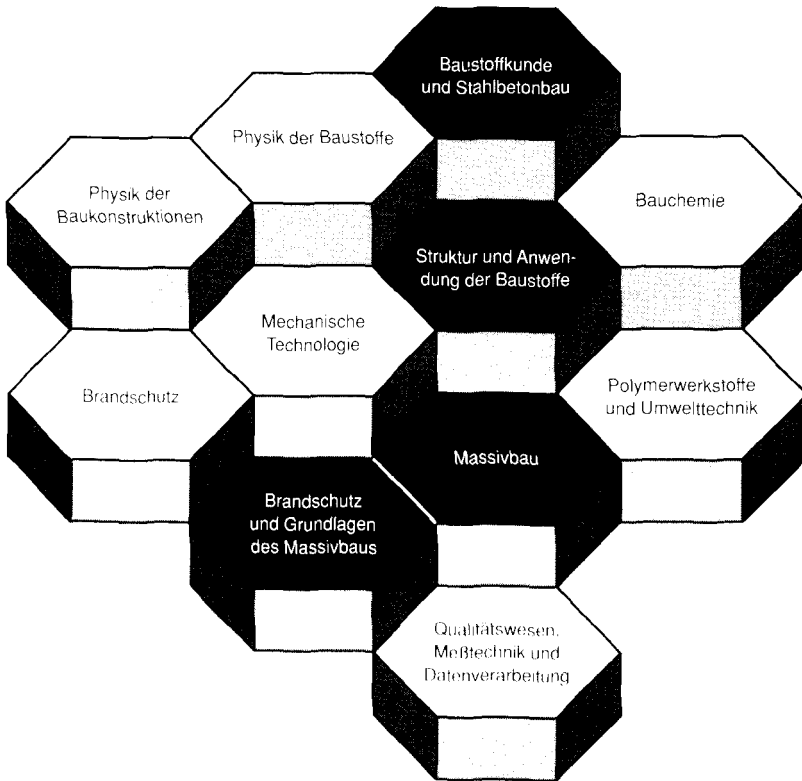
- [N1] Comité Euro-International du Béton (CEB):  
CEB-FIP Model Code 1990, First Draft. Bulletin d' Information No. 195 und 196, Lausanne 1990
- [N2] DIN 488, Teil 1 bis 7:  
Betonstahl. Ausgabe 9.84 (Teil 1) und 6.86 (Teil 2 bis 7)

- [N3] DIN 1045:  
Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung. Ausgabe Juli 1988
- [N4] DIN 1048, Teil 1:  
Prüfverfahren für Beton, Frischbeton. Ausgabe 6.91
- [N5] DIN 1075:  
Betonbrücken; Bemessung und Ausführung. Ausgabe 4.81
- [N6] DIN 4212:  
Kranbahnen aus Stahlbeton und Spannbeton. Entwurf Juli 1982
- [N7] DIN 4227, Spannbeton
  - Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung. Ausgabe Juli 1988
  - Teil 2: Bauteile mit teilweiser Vorspannung (Vornorm). Ausgabe Mai 1984
  - Teil 3: Bauteile in Segmentbauart - Bemessung und Ausführung der Fugen (Vornorm). Ausgabe Dezember 1983
  - Teil 6: Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund (Vornorm). Ausgabe Mai 1982
- [N8] Eurocode 2, Teil 1:  
Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Deutsche Fassung ENV 1992-1-1: 1991, Juni 1992

Schmidt Buchbinderei & Druckerei  
Hamburger Straße 267 · 38114 Braunschweig  
Telefon: (0531) 33 75 89  
Fax : (0531) 34 44 49

Druck auf chlorfrei gebleichtem Papier

# FACHGEBIETE UND ABTEILUNGEN



ISBN 3-89288-090-5  
ISSN 0176-5796