

# Dauerhaftigkeit von Spannbeton

**T 2871**

T 2871

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

1999, ISBN 3-8167-5441-4

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

e-mail [irb@irb.fhg.de](mailto:irb@irb.fhg.de)

URL <http://www.irb.fhg.de>

**Dauerhaftigkeit von Spannbeton**  
Schlußbericht

Auftraggeber: Deutsches Institut für Bautechnik  
Aktenzeichen: IV 1-5-871/97

von

Prof. Dr.-Ing. Gert König  
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie  
Universität Leipzig

Prof. Dr.-Ing. Peter Schießl  
Lehrstuhl für Baustoffkunde  
Technische Universität München

Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch  
Lehrstuhl für Massivbau  
Technische Universität München

Leipzig / München

Dezember 1998

**Inhaltsverzeichnis**

Inhaltsverzeichnis .....	1
1 Einfluß von Rissen .....	2
1.1 Ermüdung .....	2
1.2 Korrosion .....	7
2 Unangekündigte Brüche .....	9
2.1 Ausgangssituation.....	9
2.2 Grundsätzliche Einflußgrößen auf die Tragwerksicherheit bei unangekündigten Brüchen.....	9
2.3 Verzögerte Brüche bei vergüteten Drähten .....	10
2.4 Beurteilung der Situation bei Brücken .....	11
2.3.1 Redundanz von Brückenbauwerken .....	11
2.3.2 Beurteilung von Koppelfugen .....	15
2.4 Heutige Konstruktionspraxis .....	17
2.4.1 Mindestbewehrung .....	17
2.4.2 Bewehrung zur Rißbreitenbeschränkung .....	18
3 Schlußwort .....	19
4 Literatur .....	20

## Zusammenfassung

Die Sicherheit von Spannbetonbauten kann durch unplanmäßig auftretende Risse, die die Spannbewehrung kreuzen sowie durch unangekündigte Brüche sehr empfindlicher Spannstähle abgemindert und in Extremfällen gefährdet sein. Mögliche schadensauslösende Ursachen sind abgeminderte Ermüdungsfestigkeiten der hergestellten Spannbewehrung bei gleichzeitiger korrosiver Einwirkung, geringe Ermüdungsfestigkeit von Spanngliedkoppelungen sowie wasserstoffinduzierte Spannungsrißkorrosion empfindlicher Spannstähle. Auf der Basis des heutigen Kenntnisstandes kann bei Anwendung der heute gültigen Regeln der DIN 4227 sowie bei Verwendung der heute zugelassenen Spannstähle ein Risiko unangekündigter Brüche im Spannbetonbau ausgeschlossen werden.

## 1 Einfluß von Rissen

Risse im Beton können beim Bau von Spannbetonbauwerken mit vertretbarem Aufwand praktisch nicht mit Sicherheit vermieden werden. Sie können sich auf den Korrosionsschutz und auf die Gefahr von Ermüdungsbrüchen der Stahleinlagen auswirken.

### 1.1 Ermüdung

Bauwerke unter häufig wechselnder Belastung erfahren einen Abfall der Festigkeit ihrer Werkstoffe. Bei Spannbetontragwerken ist dieser Abfall der Festigkeiten besonders für den Spannstahl zu beachten.

Im ungerissenen Beton (Zustand I) haben die Schwankungen der Beanspruchungen infolge der Verkehrslasten nur geringe Schwingbreiten bei den Spannstahlspannungen zur Folge. Reißt ein Querschnitt hingegen auf (Zustand II), steigen die Schwingbreiten der Spannstahlspannungen wesentlich an. Bei der Beurteilung der Gefahr eines Ermüdungsbruchs muß deshalb grundsätzlich unterschieden werden zwischen der freien Spanngliedlänge und den Spanngliedverankerungen, z. B. in den Koppelfugen.

Auf der freien Strecke sind Reibdauerbeanspruchungen und Reibkorrosionsvorgänge hinsichtlich ihrer Auswirkung auf die ertragbare Schwingbreite zu beachten. Unter Sonneneinstrahlung und unter Verkehrsbelastung erfahren die Breiten vorhandener Risse positive oder negative Änderungen. Infolge des bereichsweise gelösten Verbunds treten dabei an den Spannstahlflächen Reibdauerbeanspruchungen und Reibkorrosionsvorgänge auf, die einen Abfall der Dauerschwingfestigkeit zur Folge haben. Im Maschinenbau ist das Problem der Reibkorrosion schon lange bekannt und umfassend untersucht worden. Die Folgerungen daraus sind auch im Spannbetonbau gezogen worden. Die wichtigsten Parameter für die Reibkorrosion sind der Reibweg, also der Schlupf und die Flächenpressung zwischen Hüllrohr oder Mörtel und Spannstahl.

Da in Spannbetonbauten, die sich im Zustand I befinden, jegliche festigkeitsmindernde Reibdauerbeanspruchung an der Spannstahlfläche fehlt, kann dort von den relativ hohen Dauerschwingfestigkeitswerten des unbehindert frei schwingenden Spannstahls ausgegangen wer-

den. Diese liegen für die meisten der bauaufsichtlich zugelassenen Spannstähle über  $150 \text{ N/mm}^2$ , bei einigen Spannstahlsorten sogar noch weit darüber. Demgegenüber sind die auftretenden Schwingbreiten im ungerissenen Zustand I so gering, daß keinerlei Gefahr eines Ermüdungsbruches für Spannstähle, die unempfindlich gegen Spannungsrißkorrosion sind, besteht.

Hingegen treten im Bereich von Rissen einerseits höhere Schwingbreiten bei den Spannstahlspannungen unter den einwirkenden Verkehrslasten auf, denen gleichzeitig geringere ertragbare Schwingbreiten wegen der großen Reibwege gegenüberstehen. Bei gekrümmt geführten Spanngliedern ist durch die gleichzeitig Wirkung von

- Scheuerbewegungen der Spannglieder beim wiederholten Öffnen und Schließen der Risse und von
- Umlenkpressungen insbesondere zwischen Spannstählen und Hüllrohren, aber auch zwischen den Einzelstählen eines Bündels

die Dauerschwingfestigkeit unter dieser Reibdauerbeanspruchung geringer als bei freischwingenden Spannstahlproben.

Die Umlenkkräfte, deren Größe vom Krümmungsradius der Spannglieder abhängt, werden zwischen den Einzelstählen eines Bündels annähernd linienförmig übertragen. Zwischen den Kontaktstellen von Einzelstahl und Hüllrohrrippen entstehen dagegen punktförmige, sehr hohe Lastkonzentrationen. Bei den bisher durchgeführten Ermüdungsversuchen sind die Spannstahlbrüche, mit Ausnahme der Einzelspannglieder, fast ausschließlich von diesen Punkten ausgegangen.

Die Größe der Scheuerbewegungen hängt von den Rißuferverschiebungen unter dynamischer Belastung ab. Eine obere Abschätzung für die Rißuferverschiebungen ist die halbe Rißbreite an der Bauteiloberfläche. Da die Rißbreiten im Hinblick auf den Korrosionsschutz der Spannstähle ohnehin auf eine Größe von  $w = 0,2 \text{ mm}$  beschränkt werden müssen, ergibt sich als obere Abschätzung eine maximale Scheuerbewegung von  $0,1 \text{ mm}$ .

Zur Bestimmung des Abfalls der Dauerschwingfestigkeit infolge Reibdauerbeanspruchung und Reibkorrosion wurden Versuche mit einbetonierten Spanngliedern durchgeführt, die im Riß ungünstigst einem Schlupf von  $0,15 \text{ mm}$  unterworfen worden sind. Die Querpressung an der Reibstelle zwischen Spannstahl und Hüllrohr wurde entsprechend einem  $1,5 \text{ MN}$  Bündelspannglied bei minimal zulässigem Krümmungsradius gewählt. Bei einer Lastspielzahl von  $2 \cdot 10^6$  ergaben sich mittlere Dauerschwingfestigkeiten von  $150$  bis  $170 \text{ N/mm}^2$ . Die so ermittelten Werte entsprechen  $40$  bis  $70\%$  der Dauerschwingfestigkeiten der entsprechend freischwingend geprüften Proben. Neuere Versuche von Cordes und Hegger [1] zeigen, daß bei Stahlhüllrohren Dauerschwingfestigkeiten (Lastspielzahl  $2 \cdot 10^6$ ) von  $110 \text{ N/mm}^2$  und bei Kunststoffhüllrohren Werte von  $140 \text{ N/mm}^2$  erreicht werden (siehe Abb. 1).

Im Rahmen der Messungen an älteren beschränkt vorgespannten Spannbetonbrücken konnten folgende Rißbreitenänderungen unter Verkehr festgestellt werden (angegeben sind die maximal gemessenen Werte in der Bodenplatte):

- Lahntalbrücke Limburg  $\Delta w = 0,11 \text{ mm}$  (bedeckter Himmel)  
 $\Delta w = 0,18 \text{ mm}$  (Sonnenstrahlung)
- Talbrücke Sterbecke  $\Delta w = 0,03 \text{ mm}$
- Talbrücke Büschergrund  $\Delta w = 0,07 \text{ mm}$
- Hochstraße Lenneberg  $\Delta w = 0,03 \text{ mm}$

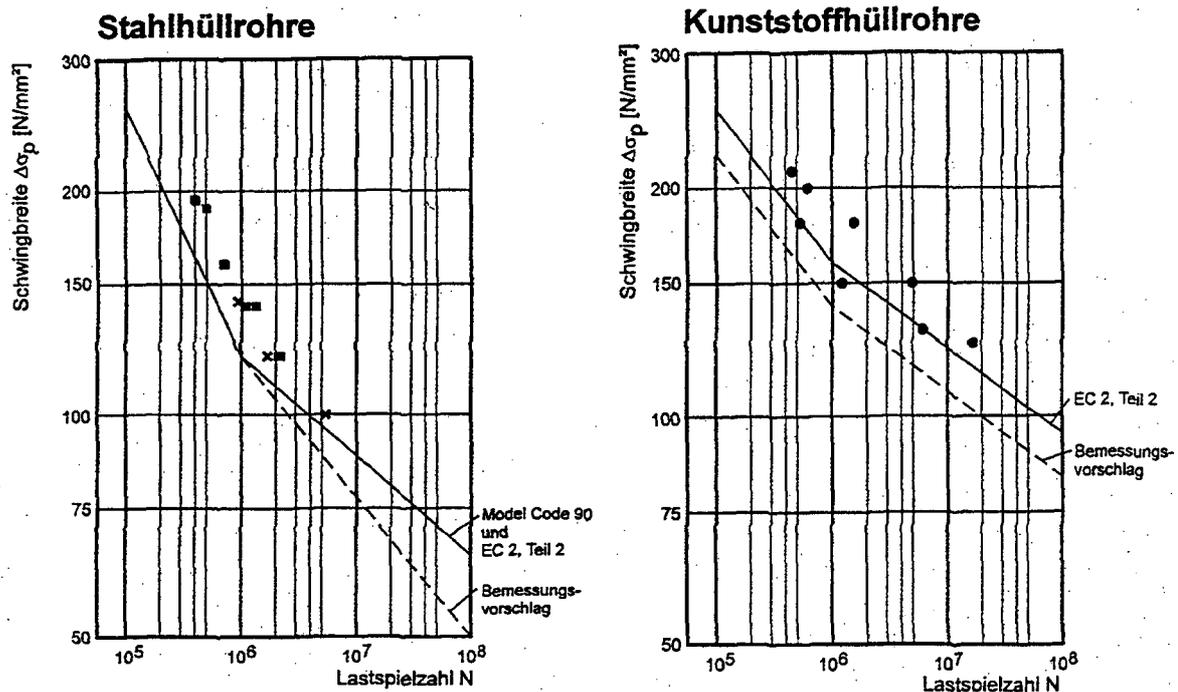


Abb. 1: Vergleich der ertragbaren Schwingbreite bei Verwendung von Stahlhüllrohren aus Bandstahl mit Drähten 7 mm (x) und Litzen (■) sowie Kunststoffhüllrohren (●) mit verschiedenen Wöhlerlinien ([1])

Neue Großversuche unter schwingender Belastung und zyklischer Temperaturbelastung [2] zeigen Rißbreitenänderungen von rund 0,1 mm. Diese Balken sind mit einer Mindestbewehrung nach dem Änderungserlaß A1 zu DIN 4227 bemessen worden.

Hieraus ergibt sich als obere Abschätzung für den Schlupf ein Wert von 0,09 mm bei älteren Bauwerken und von 0,05 mm bei jüngeren Bauwerken. Der tatsächliche Schlupf am Spannstahl ist jedoch wegen der Abnahme der Rißbreite zum Spannstahl hin kleiner. Da die Schwingbreite unter Verkehrsbelastung in der Regel 100 N/mm<sup>2</sup> nicht überschreitet [3] und eine Betriebsbelastung mit in der Überzahl eher halb so großen Amplituden vorliegt, ist bei ausreichendem Korrosionsschutz der Spannstähle in den Hüllrohren ein Versagen durch Dauerbruch nicht zu befürchten, wenn Spannungsrißkorrosion ausgeschlossen werden kann.

Bei Koppelankern betragen die Dauerschwingfestigkeiten im nicht einbetonierten Zustand nur 70 bis 100 N/mm<sup>2</sup>. Im einbetonierten Zustand wurden bei Kopplungen älterer Bauart allerdings auch Dauerschwingfestigkeiten in der Größenordnung von 60 N/mm<sup>2</sup> beobachtet. Da mit Aufreißen von Koppelfugen gerechnet werden muß, kommt der Beurteilung der Materialermüdung in Koppelfugen große Bedeutung zu.

Durch den Schadensfall an der Hochstraße Prinzenallee und durch die an älteren Spannbetonbrücken im Bereich von Koppelfugen häufig beobachteten unplanmäßig breiten Risse wurden umfangreiche Untersuchungen ausgelöst. Hier sind insbesondere die Arbeiten von Sturm [4] und Danielewicz [5] zu nennen.

Zur Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit von Spanngliedkopplungen im einbetonierten Zustand wurden in der Versuchsserie von Sturm an der Kopplung K des Spannverfahrens D&W

14 Dauerschwingversuche durchgeführt. Die Auswertung der erzielten Bruchlastspielzahlen ergab für  $2 \cdot 10^6$  Lastwechsel eine mittlere Ermüdungsfestigkeit von ca.  $130 \text{ N/mm}^2$  sowie einen Neigungskoeffizienten der Wöhlerlinie im Zeitfestigkeitsbereich von  $m = 3,6$  (siehe Abb. 2). Ein Vergleich mit Versuchsdaten von freischwingend geprüften Keilverankerungen zeigte, daß sich das Ermüdungsverhalten im einbetonierten Zustand nur geringfügig verschlechtert. Eine hohe Abminderung, wie sie aufgrund früherer Bauteilversuche von Kordina extrapolierend zu vermuten war, wurde nicht festgestellt.

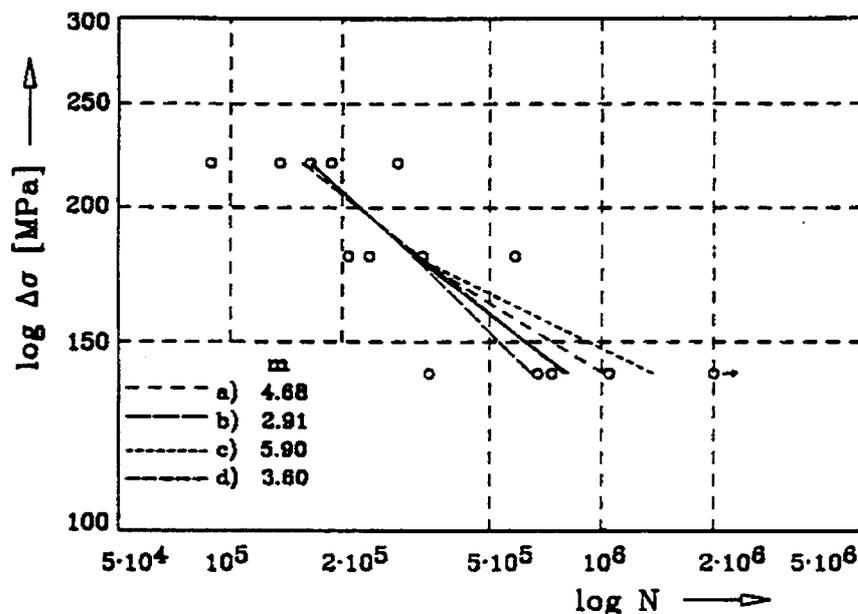


Abb. 2: Ermüdungsfestigkeiten der Kopplung K des Litzenspannverfahrens D & W ([4])

Weiterhin konnten durch die Untersuchungen wertvolle Aufschlüsse über die speziell im Koppelfugenbereich bei gemischter Bewehrung auftretende Spannungsumlagerung gewonnen werden. Oberhalb der Dekompressionslast lagen die Zuwächse der Spannrostspannungen deutlich unterhalb der im Koppelfugenriß gemessenen Spannungen im Betonstahl. Durch die Umlagerung ergaben sich bei einer wiederholten Belastung oberhalb der Gebrauchslast im Betonstahl höhere Spannungsschwingbreiten als im Spannrost. Für den Betonstahl muß dieser Effekt bei der Ermittlung der Spannungen für einen Ermüdungsnachweis berücksichtigt werden, für den Spannrost kann er, auf der sicheren Seite liegend, vernachlässigt werden.

In der von Danielewicz durchgeführten Versuchsserie wurden an festen Kopplungen des Spannverfahrens BBRV-SUSPA II insgesamt 15 Dauerschwingversuche durchgeführt. Alle Versuche wurden an Spannbetonbalken vorgenommen, in denen Kopplungen unter Schwingbelastung einer axialen Zugbeanspruchung ausgesetzt wurden. Bei allen Versuchsträgern (bis auf eine Ausnahme) versagte der Spannrost direkt hinter der Ankerscheibe der Kopplung an der Umlenkstelle, die zugleich die Stelle der höchsten Reibbeanspruchung war. Der Bruch ging immer von einem Ermüdungsriß des Spanndrahtes aus. Nach dem Versagen des ersten Spanndrahtes reichte in der Regel eine Steigerung der Lastspielzahlen um 10%, um weitere Brüche zu erzeugen. Zu einer Versagens-Kettenreaktion kam es jedoch in keinem der untersuchten Träger. Nur in einem Versuchsträger ereignete sich ein vorzeitiger Bruch des Betonstahls in der Koppelfuge vor dem Versagen des Spanndrahtes. Die Versuche zeigten, daß für das Ermü-

ungsversagen neben der aufgetragenen Schwingbreite der Spannungen die Höhe der Reibbeanspruchungen ausschlaggebend ist. Die aus einer punktuellen Umlenkung der Spanndrähte am Ende der Ankerscheibe resultierenden Querpressungs- und Schlupfwerte sind in der untersuchten Kopplung wesentlich höher als bei anderen Kopplungskonstruktionen. Die statistische Auswertung der ermittelten Ermüdungsfestigkeiten ergab einen sehr steilen Verlauf der Wöhlerlinie. Die unter Berücksichtigung aller Versuchswerte berechnete Regressionsgerade weist eine Neigung von 1,0 auf. Ein Abflachen der Wöhlerlinie bei niedrigeren Spannungsschwingbreiten konnte nicht beobachtet werden. Die Auswertung der Versuche liefert keinen Anhaltspunkt für die Bruchschwingspielzahl, ab der die Wöhlerlinie ihre Neigung ändert. Selbst bei Spannungsschwingbreiten zwischen 60 und 80 N/mm<sup>2</sup> kam es zum Ermüdungsversagen der Kopplung, bevor 10<sup>6</sup> Lastwechsel realisiert wurden (siehe Abb. 3). Aufgrund dieser Ergebnisse wurde die untersuchte Kopplung verbessert. Die Verbesserung ließ sich durch eine Reduktion der Reibdauerbeanspruchung mittels besserer Bohrtechnik für die Löcher in der Ankerscheibe erzielen. Es wird davon ausgegangen, daß alle anderen Kopplungen die Zulassungswerte ihrer Dauerschwingfestigkeit auch im Bauwerk erreichen.

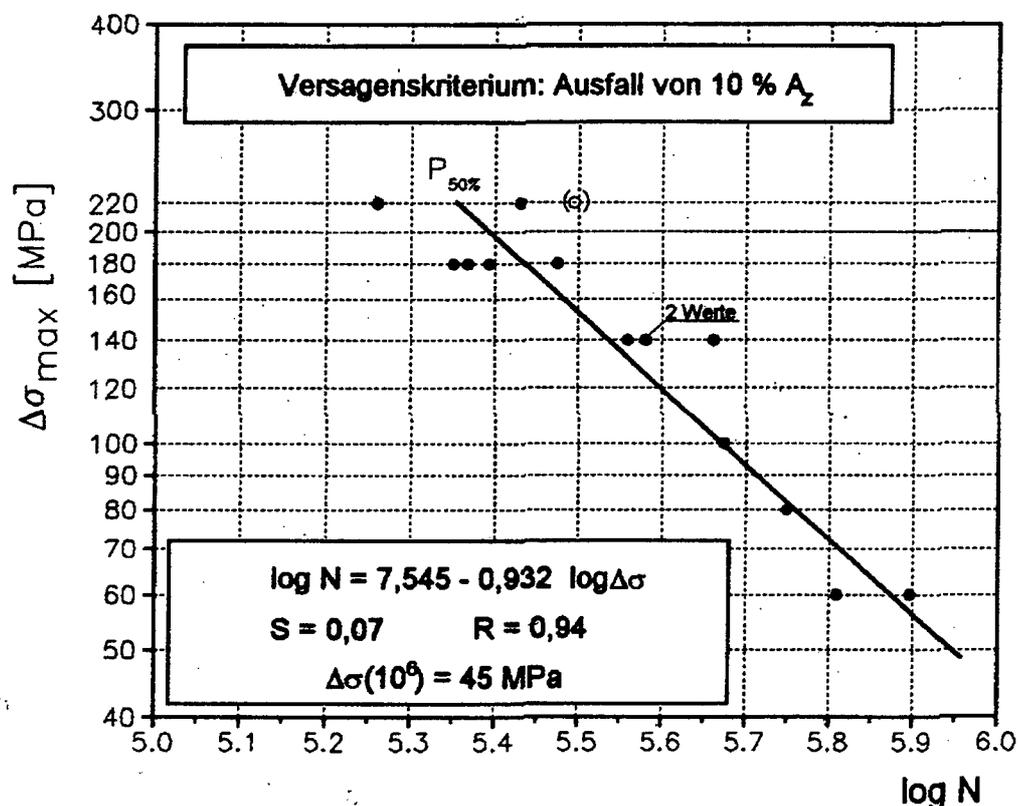


Abb. 3: Ermüdungsfestigkeiten der Kopplung SUSPA II:  
 $\Delta\sigma_{\max}$  – Schwingungsbreite, gemessen am Anker B ([5])

Es konnte in allen Versuchen beobachtet werden, daß in Querschnitten mit gemischter Bewehrung (Spannstahlbewehrung mit Koppelstelle und Betonstahlbewehrung) aufgrund unterschiedlicher Verbundeigenschaften des Betonstahls und der Kopplung eine Spannungsumlagerung stattfand. Die durch schlechtere Verbundeigenschaften charakterisierte Koppelstelle des Spannstahls entzieht sich der Beanspruchung, der Betonstahl wird hingegen höher belastet.

Dies hilft bei vielen älteren Kopplungen, die Schwingbreite in den nicht gefährdeten Bereich zu drücken.

Auf der freien Spanngliedlänge zwischen den Koppelankern ist für beschränkt vorgespannte Spannbetonbauwerke infolge von Rissen im Beton, welche die Spannglieder ungünstig bei älteren Bauwerken mit Breiten bis zu 0,3 mm kreuzen, bei ausreichend korrosionsgeschützten Spannstählen nach dem derzeitigen Kenntnisstand aufgrund der von Cordes et al. durchgeführten Untersuchungen [1] eine Ermüdungsbruchgefahr für die Spannstähle infolge Reibung nicht zu befürchten. Die Situation wird durch den Einsatz von Kunststoffhüllrohren deutlich verbessert. Neuere Versuche von Nürnberger [6] machen deutlich, daß dabei größter Wert auf die Vermeidung von Spannungsrißkorrosion gelegt werden muß. Zur Zeit sind Verfahren in der Entwicklung, die diese Empfindlichkeit zufriedenstellend differenzieren können [7].

Kritischer sind dagegen die Verhältnisse in den Koppelfugen zu beurteilen, da im Bereich der Koppelanker der Spannstahl eine wesentlich geringere Dauerschwingfestigkeit besitzt als auf freier Strecke. Die im Bereich der Koppelanker im Rahmen der Zulassungsversuche ermittelten Dauerschwingfestigkeiten liegen zwischen ca. 70 und 100 N/mm<sup>2</sup>. Diese Werte konnten in Bauteilversuchen nicht in allen Fällen verifiziert werden. Die gewonnenen Erkenntnisse wurden bei der Weiterentwicklung dieser Kopplungen aber bereits berücksichtigt. Alle Koppelstellen werden vor allem durch den parallel verlegten Betonstahl günstig beeinflusst, so daß neuere Kopplungen ausreichend sicher sind. Ältere erfüllen diese Anforderung ebenfalls, wenn auch dort durch Zulagebewehrung oder Überdrückung eine günstige Schwingbreite erreicht wird. Für diese älteren Bauwerke existiert eine Handlungsanweisung des Bundesministerium für Verkehr [8], nach der derartige Brücken bei ersten Anzeichen einer eventuellen Schädigung aufgrund einheitlicher Grundlagen beurteilt, statisch nachgewiesen und gegebenenfalls instandgesetzt werden sollen. Durch die Handlungsanweisung wird sichergestellt, daß auch ältere Bauwerke nach einer Sanierung die heutigen Sicherheitsstandards erfüllen.

## 1.2 Korrosion

Der Neuentwurf zu DIN 1045 Teil 1 „Bemessung und Konstruktion“ ermöglicht für Vorspannung mit nachträglichem Verbund für Umweltbedingungen ohne Chlorideinwirkung die Anwendung der teilweisen Vorspannung, wenn der Rechenwert der Rißbreite auf  $w_k = 0,2$  mm beschränkt wird und die Betondeckung auf das Hüllrohr mindestens  $c = 5$  cm beträgt. Die Hintergründe für diese Regelung sind in [10] ausführlich dargelegt. Bemessungsprinzip dabei ist, daß unter Außenbauteilbedingungen eine planmäßige Depassivierung des Spannstahls während der gesamten Nutzungsdauer ausgeschlossen sein muß. Das konnte für Vorspannung mit nachträglichem Verbund für Außenbauteilbedingungen ohne Chlorideinwirkung unter den obengenannten Bedingungen nachgewiesen werden.

Für Bauteile mit Spritzwasserbedingungen kann bei gleichzeitiger Chlorideinwirkung davon ausgegangen werden, daß eine Depassivierung auch der Spannstahloberfläche nicht ausgeschlossen werden kann, wenn unter häufigen Lasteinwirkungen Risse die Spannbewehrung kreuzen. Aus diesem Grund muß auch zukünftig die Anwendung der teilweisen Vorspannung für diese mikroklimatischen Bedingungen ausgeschlossen bleiben.

Unklar sind bislang die Zusammenhänge im Bereich von Chlorid-Sprühnebelbelastungen (Überbauten von Straßenbrücken). Derzeit wird im Auftrag des Bundesverkehrsministers eine

Untersuchung durchgeführt, ob und ggf. unter welchen Bedingungen im Chlorid-Sprühnebelbereich die teilweise Vorspannung zugelassen werden kann und wie bei bestehenden Bauwerken unplanmäßige Risse zu bewerten sind, die die Spannbewehrung kreuzen. Erste Untersuchungen an etwa 20 Jahre alten Brücken zeigen im Bereich von Rissen an Hüllrohren allenfalls leichten Flugrost, nach dem derzeitigen Stand der Untersuchungen besteht bei ordnungsgemäßer Betondeckung, schmalen Rissen und sachgemäß verpreßten Hüllrohren auch im Chlorid-Sprühnebelbereich keine erhöhte Korrosionsgefahr für die Spannstähle.

Sehr viel kritischer einzustufen ist der Chlorid-Spritzwasserbereich, insbesondere wenn der Korrosionsbeanspruchung eine dynamische Lastbeanspruchung überlagert ist. Für solche Korrosionsermüdungsbeanspruchungen existiert weder für Spannstähle noch für Betonstähle eine Dauerfestigkeit, die ertragbaren Schwingbreiten können bei sehr hohen Schwingspielzahlen auf unter  $50 \text{ N/mm}^2$  absinken [6], [11] ... [14].

Als Beispiel sind in Abb. 4 Ergebnisse aus [12] wiedergegeben. Dabei handelt es sich um Dauerschwingversuche an Betonstählen unter gleichzeitiger Einwirkung einer 1 %igen Chloridlösung. Die bei nackten Betonstählen ohne korrosive Einwirkung bekannte „Dauerschwingfestigkeit“ bei etwa 2 Mio Schwingspielen existiert nicht mehr, bei Schwingspielzahlen über 100 Mio kann die ertragbare Schwingbreite bei dauernder Chlorideinwirkung unter  $50 \text{ N/mm}^2$  absinken.

Bei dauernd offenen Rissen und starker Chloridbeanspruchung ist deshalb besondere Vorsicht geboten und in jedem Einzelfall eine eingehende Untersuchung des Korrosionszustandes der Bewehrung angeraten.

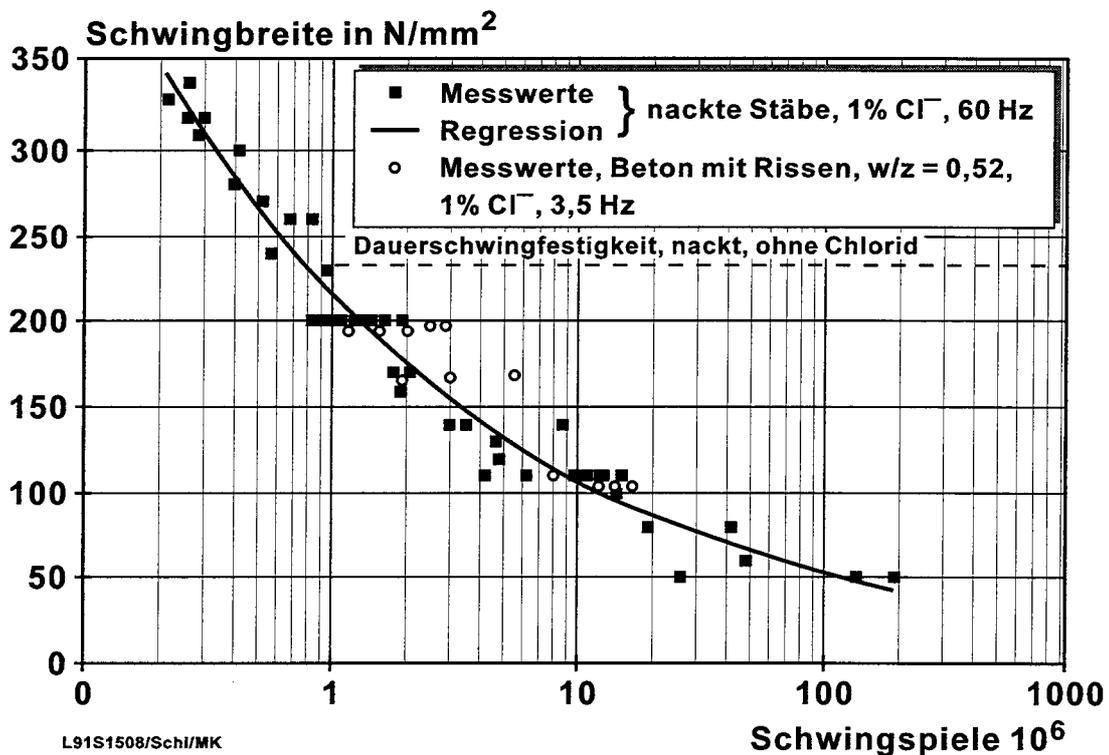


Abb. 4: Korrosionsermüdungsversuche an Betonstählen BSt 500 WR,  $d_s = 8 \text{ mm}$  unter Chloridbeanspruchung ([12])

## 2 Unangekündigte Brüche

### 2.1 Ausgangssituation

In jüngerer Zeit sind Schäden an etwa 30 Jahren alten Spannbetonbauteilen mit Spanngliedern in nachträglichem Verbund beobachtet worden. Die geschädigten Bauteile lagen in trockener Umgebung, die Hüllrohre waren dem damaligen Stand der Technik entsprechend ordnungsgemäß verpreßt, der Einpreßmörtel enthielt keine korrosionsfördernden Bestandteile. Die Schäden (verzögerte Spannstahlbrüche infolge wasserstoffinduzierter Spannungsrißkorrosion) betreffen ausschließlich Bauteile mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund aus vergüteten Drähten. Über Schäden an Neptun-Stählen und die daraus gezogenen Konsequenzen wurde in [15] berichtet.

Zwischenzeitlich ist auch ein Schaden an Spannbetonbindern mit vergütetem Sigma-Spannstahl aufgetreten. Es handelt sich um Sigma 40-oval von 1965. Die Behandlung dieses Spannstahls bis zum Einbau konnte nicht rückverfolgt werden. Ausgehend von den an vergüteten Spanndrähten beobachteten Schäden bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund sind umfangreiche Forschungsvorhaben und Bauwerksuntersuchungen zur Aufklärung der Schadensmechanismen, der Schadensursachen und des Gefährdungspotentials der bestehenden Bausubstanz durchgeführt worden.

### 2.2 Grundsätzliche Einflußgrößen auf die Tragwerksicherheit bei unangekündigten Brüchen

Die Empfindlichkeit der Spannstähle gegenüber unangekündigten Sprödbrüchen ist nur einer von mehreren wesentlichen Faktoren, die die Sicherheit von Spannbetonbauteilen gegenüber unangekündigtem Versagen bestimmen. Das statische System, die Zahl und Lage der Spannglieder, die Vorspannart, die Menge und Anordnung der Betonstahlbewehrung, die Ausführungsqualität sowie die Nutzungsbedingungen haben ganz wesentlich Einfluß auf die Tragwerksicherheit gegenüber unangekündigtem Versagen. Die ausgezeichnete Verbundwirkung der vergüteten, gerippten Drähte bewirkt, daß selbst bei lokalem Ausfall eines ganzen Spanngliedes über Verbund die volle Vorspannung über wenige Dezimeter wieder eingetragen werden kann. Daraus ergibt sich bei Anordnung bzw. Vorhandensein mehrerer Spannglieder im Querschnitt bereits eine erhebliche Redundanz, die bei gegebenen Umlagerungsbedingungen in statisch unbestimmten Systemen oder bei vorhandener, ausreichender Betonstahlbewehrung noch erheblich zunimmt (s. hierzu auch Abschn. 2.4).

Nach bisher vorliegenden Erkenntnissen kann die Tragwerksicherheit dann besonders gefährdet sein, wenn es sich um

- Einfeldsysteme,
- mit nur einem Spannglied,
- ohne ausreichende Betonstahlbewehrung nach den derzeit gültigen Regeln und
- um Vorspannung mit nachträglichem Verbund unter Verwendung von empfindlichen Spannstählen

handelt. Sofern Bauteile mit als empfindlich eingestuften Spannstählen zu bewerten sind, muß als erstes immer eine Empfindlichkeitsanalyse des vorliegenden Gesamtsystems durchgeführt werden, die die Auswirkung des lokalen Ausfalls einzelner oder mehrerer Spannglieder untersucht und bewertet.

### **2.3 Verzögerte Brüche bei vergüteten Drähten**

Bei den beobachteten Spannstahlbrüchen an vergüteten Drähten i. w. aus den 60er Jahren handelt es sich nach dem derzeitigen Erkenntnisstand um wasserstoffinduzierte Spannungsrißkorrosionserscheinungen. Der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb) hat eine Experten-Gruppe gebildet, die den derzeitigen Stand der Erkenntnisse wie folgt zusammengefaßt hat:

#### Erkenntnisse zu den Schadensmechanismen und den grundsätzlichen Einflußgrößen

- (1) Wasserstoffentwicklung ist unter starker Sauerstoffarmut auch im alkalischen Milieu möglich.
- (2) Eine Rißeinleitung im alkalischen Milieu ist auch bei den sehr empfindlichen vergüteten Drähten bisher nicht beobachtet worden.
- (3) Bei empfindlichen vergüteten Drähten ist ein Rißfortschritt (nach Rißeinleitung vor dem Einbau) auch im alkalischen Milieu möglich.
- (4) Unter Kondenswasserbedingungen ist auch in hohem Alter Rißeinleitung möglich. Bau-praktisch sind Kondenswasserbedingungen vergleichbar mit Verhältnissen in karbonati-siertem Beton oder im Bereich von Hohlräumen, z. B. in nicht vollständig verpreßten Hüllrohren.
- (5) Die Empfindlichkeit von Spannstählen bzgl. Rißeinleitung und Rißfortschritt kann ex-trem unterschiedlich sein. Unempfindliche Spannstähle bleiben auch bei extremen Ein-wirkungen relativ widerstandsfähig gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrißkor-ro-sion. Der Verrostungsgrad der Oberfläche ist kein Hinweis auf die Gefahr von Span-nungsrißkorrosionserscheinungen.
- (6) Überfestigkeiten erhöhen das Risiko wasserstoffinduzierter Spannungsrißkorrosion bei allen Spannstahlorten. Sie sind aber nicht zwingende Voraussetzung für extreme Emp-findlichkeit. Festigkeitsgrenzen bzgl. der Spannungsrißkorrosionsempfindlichkeit existie-ren für alle Spannstahlorten, liegen allerdings in unterschiedlicher Größenordnung.

#### Als empfindlich eingestufte Spannstähle

- (7) Alle derzeit in Deutschland hergestellten Spannstähle sind als nicht empfindlich einzu-stufen. Das wird u. a. durch seit 1978 durchgeführte Spannungsrißkorrosionsprüfungen im Rahmen der Güteüberwachung von Spannstählen sichergestellt und bestätigt.
- (8) Für die in Deutschland derzeit zugelassenen Spannstähle werden die als kritisch einge-stuften Festigkeitsgrenzen nicht überschritten.
- (9) Als möglicherweise gefährdet müssen Neptun-Stähle und Sigma-oval-Stähle des Pro-duktionszeitraumes bis 1965 eingestuft werden.

- (10) Für den Produktionszeitraum zwischen 1965 und 1978 kann derzeit auch für vergütete Spanndrähte des Typs Sigma-oval eine Gefährdung nicht ausgeschlossen werden. Die Einschätzung eines möglicherweise vorhandenen Gefährdungspotentials, das nicht quantifizierbar ist, kann erst zurückgenommen werden, wenn neue Erkenntnisse durch die Forschung bzw. durch Untersuchung von Bauwerken vorliegen. Durch Produktionsumstellungen sind im betrachteten Zeitraum Verbesserungen des Reinheitsgrades und der Gleichmäßigkeit der chemischen Analyse erreicht worden. Inwieweit diese Verbesserungen sowie der Einfluß der Umstellung auf Rundmaterial eine Verringerung des Gefährdungspotentials bewirkt haben, ist derzeit nicht quantifizierbar.
- (11) Für die Produktion nach 1978 kann durch die im Rahmen der Überwachungsversuche sowie zahlreicher Forschungs- und Prüfungsergebnisse gefolgert werden, daß auch für Sigma-Stäbe keine Gefährdung durch eine besondere Spannungsrißkorrosionsanfälligkeit gegeben ist. Für diese Beurteilung ist außerdem zu berücksichtigen, daß ab etwa dieser Zeit auch die Ausführungs- und Verarbeitungsbedingungen beim Spannbeton entscheidend verbessert wurden (u. a. Regelung der Verweildauer des Spannstahls im Hüllrohr, Ausblasen der Hüllrohre, Einpreßtechnik usw.).
- (12) Aufgrund von Schäden an einer Spannbetonbrücke in Berlin muß der Schluß gezogen werden, daß der Hennigsdorfer Spannstahl in eine vergleichbare Gefährdungskategorie wie die anderen vergüteten Spanndrähte (Neptun, Sigma) einzuordnen ist.

Die dargestellten Erkenntnisse machen deutlich, daß bei der Beurteilung der Tragwerkssicherheit bestehender Spannbetonbauteile die Einschaltung von Experten angeraten ist, wenn der Verdacht auf das Vorliegen empfindlicher Spannstähle vorliegt.

## 2.4 Beurteilung der Situation bei Brücken

### 2.3.1 Redundanz von Brückenbauwerken

Immer wieder wird von einzelnen Kritikern die Befürchtung geäußert, Brücken könnten ohne Vorwarnung einstürzen - etwa bei Versagen des Spannstahls infolge Korrosion und/oder Ermüdung.

Hier sind zwei grundlegend verschiedene Situationen zu unterscheiden: Brückentragwerke aus Einfeldträgern und Brückentragwerke aus Durchlaufträgern.

In Einfeldtragwerken treten zwar im Gegensatz zu den statisch unbestimmten Durchlaufträgern in der Regel weniger Biegezugrisse auf. Es wurden aber an diesen Bauwerken teilweise Risse in den Stegen längs der Spannglieder, in den Fahrbahnplatten und an den Trägerenden, wo die Vorspannkraft noch nicht voll in den Gesamtquerschnitt eingetragen ist, begünstigt durch Spaltzugkräfte, festgestellt. Im letzteren Fall stellt vor allem das Einsickern von Tausalzlösungen unter nicht mehr wasserdichten Fahrbahnübergängen eine erhöhte Gefahr dar. Daher kann auch bei Einfeldtragwerken unter ungünstigen Voraussetzungen der Ausfall eines Teils der Spannglieder nicht ausgeschlossen werden.

Durch den Ausfall einzelner Spannglieder im Laufe der Zeit sinkt die Querschnittstragfähigkeit ab. Ist bei der Bauausführung ein Teil der Hüllrohre nicht ordnungsgemäß verpreßt worden,

fehlt wegen des nicht vorhandenen Verbunds bereits von Anfang an ein Teil der Querschnittstragfähigkeit.

Beim Versagen einzelner Spannstähle werden Kräfte freigesetzt, die sich auf die übrigen Spannstähle umlagern müssen. Dadurch nehmen in diesen die Spannungen, mithin auch die Dehnungen zu. Infolge der Dehnungszunahme ist mit Ribbildung im Beton - die Bruchdehnung des Betons auf Zug liegt in der Größenordnung von nur ca. 0,1‰ - sowie einem weiteren Öffnen bereits vorhandener Risse zu rechnen.

Bei normaler Verkehrsführung betragen die Biegemomente aus dem fließenden Verkehr, wie Messungen an Brücken im Zuge von Autobahnen ergeben haben, nur einen Bruchteil der Biegemomente gemäß DIN 1072. Bei einem Stau werden die Momente zwar größer, allerdings dürften auch in derartigen Fällen bei normaler Verkehrsführung innerhalb des für Talbrücken interessierenden Spannweitenbereichs von etwa 30 bis 100 m die Momente die Hälfte der Bemessungswerte gemäß DIN 1072 nicht überschreiten. Bei einer 4 + 0 Verkehrsführung im Zuge von Instandsetzungen im Bereich der Fahrbahnfläche eines Überbaus können jedoch die Biegemomente aus Verkehr bei einem Stau die Größenordnung der Bemessungswerte erreichen. Dies kann auch bei Überfahrten von Schwertransporten auftreten.

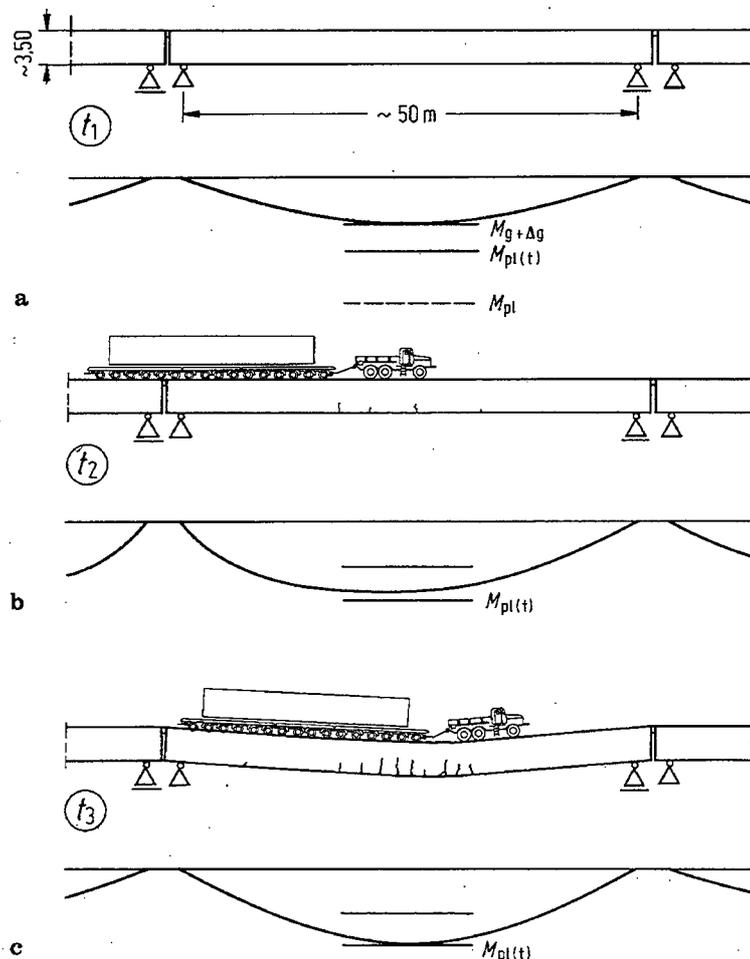


Abb. 5: Der einfeldrige Längsbalken versagt, sobald an einer Stelle die Tragfähigkeit des Querschnitts erschöpft ist. a Biegemomente aus ständiger Last; b Biegemomente aus ständiger Last und Schwertransport; c Biegemomente im Grenzzustand der Tragfähigkeit. ([9])

Ein unter äußerst ungünstigen Voraussetzungen denkbares Versagenszenarium könnte nun darin bestehen, daß der Verlust an Tragfähigkeit nicht bemerkt wird und gleichzeitig einem Schwertransport die Genehmigung zur Überfahrt erteilt wird.

Fährt ein Schwertransport auf einem Einfeldtragwerk, wachsen die Biegemomente infolge der Verkehrslasten an. Erreichen diese in Überlagerung mit den Biegemomenten aus ständig wirkenden Lasten an einer Stelle das maximal aufnehmbare Grenzmoment des Querschnitts  $M_{pl}(t)$ , stellt sich eine kinematische Kette ein. Der einfeldrige Längsbalken erreicht seinen Grenzzustand der Tragfähigkeit, sobald an einer Stelle die Tragfähigkeit erschöpft ist (Abb. 5).

Um in solchen Fällen ein Versagen ohne Vorwarnung zu vermeiden, ist in jüngster Zeit eine sogenannte Robustheitsbewehrung entwickelt worden. Sie stellt sicher, daß vor dem Bruch eine deutlich sichtbare Rißentwicklung stattfindet. Damit ist bei größerer Durchbiegung eine Vorwarnung gegeben, welche die Einleitung von Gegenmaßnahmen erlaubt.

Bei einem durchlaufenden Überbau, der beispielsweise über einer Innenstütze infolge des Ausfalls eines Teils der Spannglieder nicht mehr die volle Tragfähigkeit aufweist, wachsen die Biegemomente im Feld und über den Stützen zunächst ebenfalls an. Erreichen die Biegemomente über der betroffenen Innenstütze das plastische Grenzmoment des Querschnitts, so stellt sich dort ein plastisches Gelenk ein (Fließgelenk). Da das Moment dort in der Folge nicht mehr anwachsen kann, wachsen die Momente im Feld und über der zweiten Innenstütze entsprechend schneller an. Wird auch im Feld die Grenztragfähigkeit des Querschnitts erreicht, können sich die Momente noch zu der noch nicht voll ausgenutzten Innenstütze umlagern, bis auch dort ein Fließgelenk entsteht. Erst dann liegt eine kinematische Kette vor, d. h. der Grenzzustand der Tragfähigkeit des durchlaufenden Überbaus ist erreicht (Abb. 6).

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit ist demnach im Gegensatz zum Einfeldträger noch nicht erreicht, wenn an einer Stelle der Querschnitt erschöpft ist. Es bestehen noch Umlagerungsmöglichkeiten, die eine Systemreserve darstellen und die bei der bisher in Deutschland üblichen Bemessung nicht ausgenutzt werden. Künftig ist vorgesehen, diese Reserven schon bei der Planung zu nutzen. Deshalb muß auch dort für eine ausreichende Vorwarnung gesorgt werden. Diese stellt die zuvor erwähnte Robustheitsbewehrung sicher.

Zur vollständigen Ausnutzung der Traglast im Grenzzustand der Tragfähigkeit wie in Abb. 6 muß eine ausreichende Rotationsfähigkeit in den plastifizierten Bereichen (Fließgelenke) gegeben sein, damit die Momentenumlagerung überhaupt möglich ist. Spannbetontragwerke haben in der Vergangenheit d

-iese Rotationsfähigkeit mehrfach bewiesen. Der Überbau der Mainbrücke bei Hochheim z. B. hat nach dem Ablafen der Lagerrolle ausreichende Duktilität bewiesen. Bei einem Pfeilerabstand von 35,40 m wurde immerhin eine Stützenabsenkung von 36 cm bewältigt. Auch die Reußbrücke in der Schweiz zeigte ein vergleichbares Verformungsvermögen beim Absenken eines Pfeilers um 1,20 m. Ein ähnlich positives Verhalten bewies die Innbrücke in Kufstein.

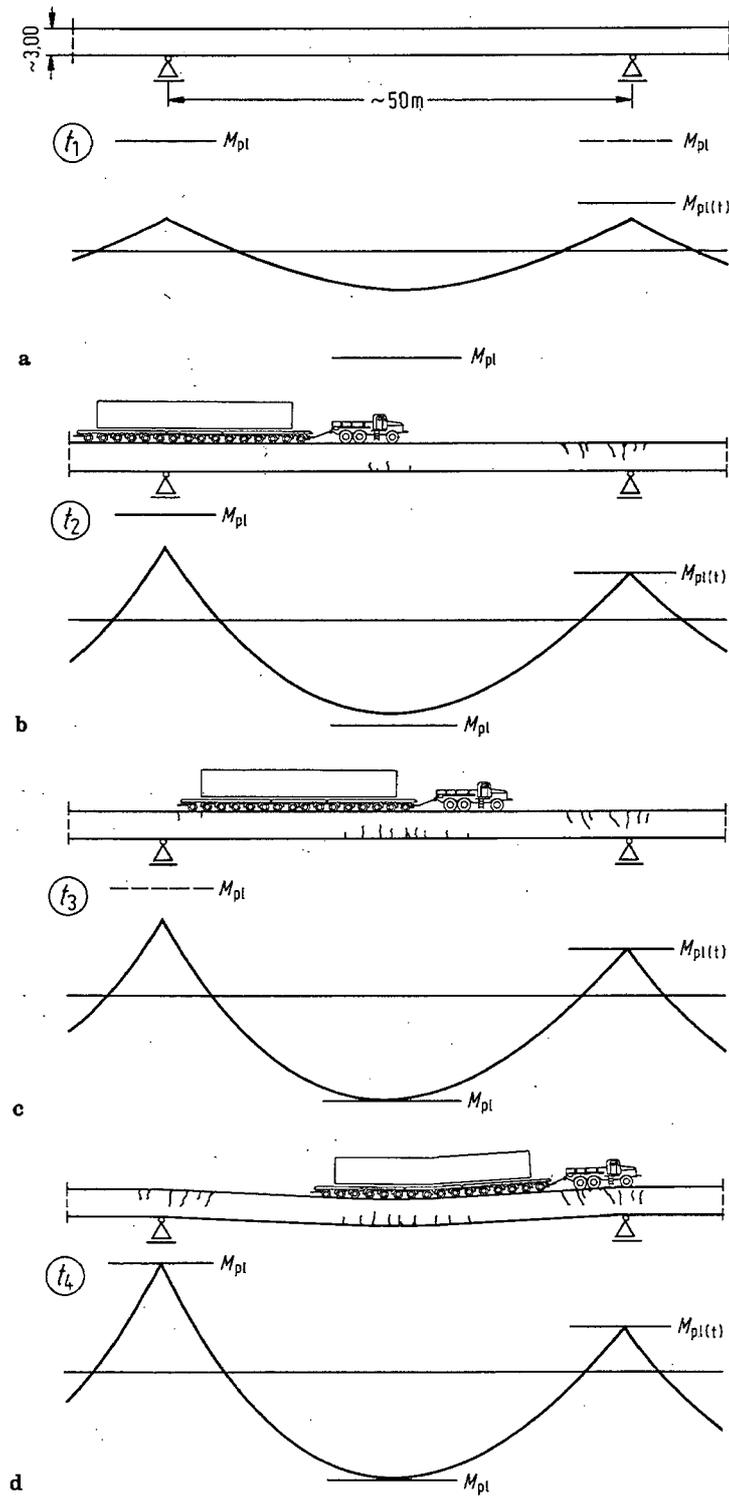


Abb. 6: Der Durchlaufträger weist Systemreserven auf. Erst nach Bildung von drei Fließgelenken kommt es zum Tragwerksversagen. **a** Biegemomente aus ständiger Last; **b** Biegemomente aus ständiger Last und Schwertransport, Fließgelenkbildung an der geschwächten Stelle über der Stütze; **c** Biegemomente aus ständiger Last und Schwertransport, Fließgelenke über der Stütze und im Feld; **d** Biegemomente im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Fließgelenke über den Stützen und im Feld ([9])

### 2.3.2 Beurteilung von Koppelfugen

Die feldweise Herstellung ist bei Brücken, die sich über mehrere Felder erstrecken, eine übliche Bauweise. In den Arbeitsfugen zwischen den einzelnen Bauabschnitten werden die Spannglieder gekoppelt. Hieraus leitet sich die Bezeichnung Koppelfuge ab.

Bei Brückenprüfungen älterer Bauwerke sind wiederholt Risse in diesen Arbeitsfugen festgestellt worden. Die Risse sind ein Indiz dafür, daß sich der Querschnitt im Zustand II befindet. Ursache für diese Schäden sind in fehlenden Lastannahmen und schlechten Konstruktionsmerkmalen zu sehen. Ein wesentliches Defizit bei den Lastannahmen war die Vernachlässigung des Lastfalls eines Temperaturgradienten über die Querschnittshöhe. Bei der Konstruktion wurde der Fehler gemacht, alle Spannglieder in einem Querschnitt zu koppeln und zu wenig Betonstahl einzubauen.

Die besondere Ermüdungsbeanspruchung, die ggf. geringe Ermüdungsfestigkeit von Spanngliedkoppelungen und die sich daraus ergebenden Konsequenzen sind in Abschn. 1.1 eingehend beschrieben.

Ein Konstruktionsprinzip der feldweisen Herstellung ist, die Koppelung in den Momentennullpunkten anzuordnen, da dort die geringste Belastung des Querschnitts erwartet wird. Bei einer Bemessung mit multiplikativen Sicherheitsfaktoren wird in diesen Bereichen nur eine geringe Bewehrungsmenge erzielt.

Neuere Erkenntnisse haben gezeigt, daß die Hypothese einer konstanten Lage des Momentennullpunktes falsch ist. Die Lage des Momentennullpunktes wird durch über die Bauhöhe ungleichmäßig verteilte Temperaturen, Umlagerungen infolge Systemänderungen, ungleichmäßige Verteilung des Eigengewichtes, falsche Einschätzung der Steifigkeitsverteilung entlang der Brückenträger oder nicht berücksichtigte Lagerverformungen verändert. Diese Streuungen der Schnittgrößen in der Koppelfuge können durch multiplikative Sicherheitsfaktoren allein nicht erfaßt werden. In den Koppelfugen können Schnittgrößen so streuen, daß das Dekompressionsmoment überschritten wird. Das Dekompressionsmoment selbst kann infolge vergrößerter lokaler Kriech- und Schwindverluste, Eigenspannungszuständen aus dem Vorspannen oder zu klein angesetzter Kriech- und Schwindbeiwerte geringer sein als rechnerisch angenommen. Aufgrund dieser Erkenntnisse wird bei heutigen Bauwerken der Lastfall Temperatur berücksichtigt und ein additives Sicherheitselement angesetzt, um Streuungen im Bereich des Momentennullpunktes zu erfassen. Bei den Nachweisen der Schwingbreiten wird der statisch bestimmte Anteil der Vorspannung um 10 % reduziert.

Die Bestimmung der Schwingbreite in den Spanngliedern ist eine nicht-lineare Aufgabenstellung, wie in Abb. 7 ersichtlich. In der gewählten Darstellung wird der Fokus auf die Einflüsse des Grundmomentes gelegt. Für eine häufige Verkehrsbelastung werden Schwingbreiten über den Grundmomenten aufgetragen. Der gravierende Einfluß des Grundmomentes ist in der Abb. 7 deutlich zu erkennen. Unter den theoretisch angenommenen ständigen Lasten sind die Schwingbreiten gering. Eine Temperaturbelastung führt zu einem signifikanten Anstieg der Schwingbreiten. Die gestrichelte Linie deutet die Schwingbreiten bei einer um 10 % reduzierten Vorspannung an. Die Auswirkung der Schwankungen der Vorspannung ist deutlich festzustellen.

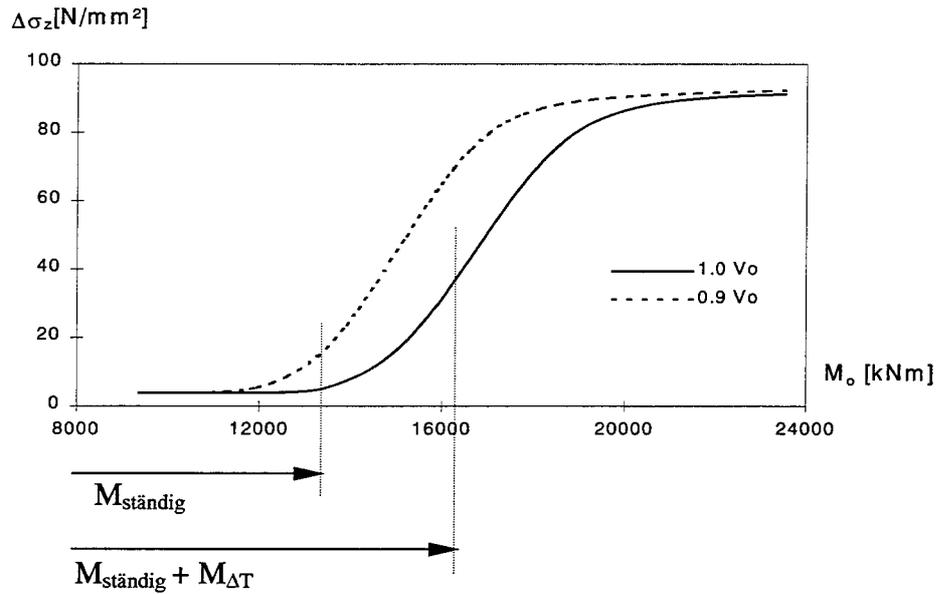


Abb. 7: Momenten-Schwingbreiten-Diagramm

In der heutigen Bemessungspraxis nach DIN 4227 07.88 [17] werden folgende Ansätze für die Bemessung der Koppelfugen vorgesehen:

- Mindestbewehrung in der Gurtplatte 0,8 %,
- Additives Sicherheitselement  $\Delta M$  beim Nachweis der Schwingbreite,
- Begrenzung der Anzahl der zu koppelnden Spannglieder.

In Abb. 8 sind die Verbesserungen durch die heutige Bemessungs- und Konstruktionspraxis dargestellt. Das Niveau der Schwingbreiten kann signifikant gesenkt werden.

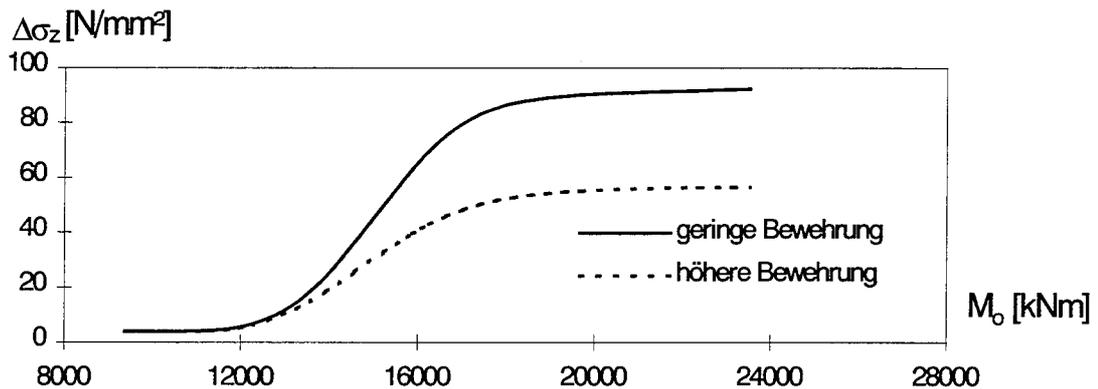


Abb. 8: Auswirkung neuer Konstruktionsmerkmale

## 2.4 Heutige Konstruktionspraxis

Mit Einführung der DIN 4227-A1 [18] wurden wesentliche Bestimmungen für die Festlegung der Mindestbewehrung und der Rißbreitenbeschränkung geändert.

### 2.4.1 Mindestbewehrung

Zentrale Änderung für die Bestimmung der Mindestbewehrung in Spannbetonbauwerken ist die Neufassung der Tabelle 4 der DIN 4227. Die Tabelle gibt Faktoren an, mit der die Mindestbewehrung für unterschiedliche Funktionen aus einem von der jeweiligen Festigkeitsklasse abhängigen Bewehrungsgrad  $\mu$  bestimmt werden kann. In der DIN 4227 - A1 ist die Tabelle 4 einer klaren Gliederung unterworfen.

Zeile	Funktion
1a - 1c	Oberflächenbewehrung
2a - 2b	Robustheit
3a - 3b	Schubbewehrung

#### Oberflächenbewehrung

Im jungen Beton entstehen infolge abfließender Hydratationswärme und Frühschwindens Eigenspannungen, die auf der Oberfläche Zug und damit Risse verursachen können. Um die Rißbreiten zu kontrollieren, wird eine Oberflächenbewehrung eingebaut. Sie soll die Erstrißspannungen übernehmen können, wobei man davon ausgeht, daß die Höhe des Zugkeils etwa  $\frac{1}{4}$  der Bauteilhöhe beträgt (Abb. 9). Daraus resultiert die erforderliche Oberflächenbewehrung.

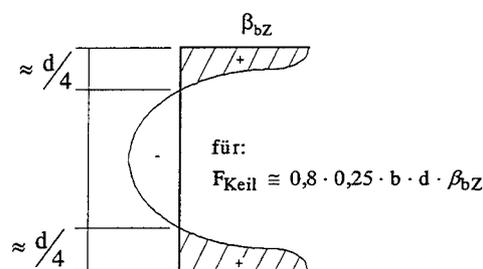


Abb. 9: Eigenspannungsrest

$$A_s = 0,8 \cdot \frac{0,25 \cdot b \cdot d \cdot \beta_{bz}}{\beta_s} \Rightarrow \mu_s = \frac{0,2 \cdot \beta_{bz}}{\beta_s} \quad (1)$$

Der Faktor 0,8 berücksichtigt die Völligkeit der Spannungsverteilung im Zugkeil. Als  $\beta_{bz}$  wird 80 % der entsprechenden 28-Tage-Zugfestigkeit angesetzt, da zum Zeitpunkt der Rißbildung der Beton noch nicht die volle Festigkeit erreicht.

Robustheitsbewehrung

Die Robustheitsbewehrung soll in Spannbetonbauwerken dem Prinzip „Riß vor Kollaps“ dienen. Bei Spannbetonträgern besteht die Gefahr, daß ein Querschnitt auch bei Schädigung mehrerer Spannglieder durch seine Zugfestigkeit der äußeren Last widersteht. Wird die Zugfestigkeit überschritten, kann der Querschnitt ohne Vorankündigung versagen. Zur Vermeidung eines solchen Versagens wird eine Robustheitsbewehrung in der DIN 4227 - A1 vorgesehen.

$$M_{As, \min} = M_{Ri\beta} = \beta_{bZ} \cdot W \quad (2)$$

Mindestschubbewehrung

Die Mindestschubbewehrung soll bei Bauteilen, die keiner rechnerischen Schubbewehrung bedürfen, eine ausreichende Bewehrung sicherstellen, damit durch ein Versagen der Schubtragfähigkeit des Betons kein Schubbruch eintritt.

## 2.4.2 Bewehrung zur Rißbreitenbeschränkung

Das Konzept der Rißbreitenbeschränkung hat sich in der Neuregelung wesentlich geändert. Bei voll- und beschränkt vorgespannten Tragwerken sind im allgemeinen nur Einzelrisse zu erwarten, da die rechnerischen Randspannungen im weiten Tragbereich unter der Betonzugfestigkeit liegen. Aufgrund mangelhafter Verarbeitung des Betons, unerwarteten Zwängungen oder Schwankungen der Vorspannung können sich lokale Fehlstellen ausbilden, in denen Risse auftreten. Durch die Bewehrung sollen die Rißbreiten solcher Einzelrisse so beschränkt werden, daß die Dauerhaftigkeit des Bauwerks nicht beeinträchtigt wird. Die erforderliche Bewehrung ist so auszulegen, daß der Zugkeil unmittelbar vor dem Erstriß abgedeckt wird (Abb. 10). Dadurch wird in Abhängigkeit von Betonzugfestigkeit, Verbundeigenschaften und Durchmesser der Bewehrung, Vorspannung und Bauteilgeometrie die Bewehrungsmenge bestimmt. Die Rißbreite wird analog zu DIN 1045, EC 2, DIN 1045-1 über die Stabdurchmesser gesteuert.

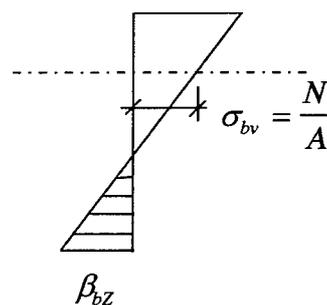


Abb. 10: Ermittlung des Zugkeils zur Bestimmung der Bewehrung zur Rißbreitenbeschränkung

Das neue Konzept ist zu dem in der DIN 4227 vorgesehenen erheblich geändert worden. In der DIN 4227 wurde aus der tatsächlich vorhandenen Belastung unter Berücksichtigung zusätzlicher Sicherheitselemente  $\Delta M_1$  und  $\Delta M_2$  die Rißbreite in dem  $r$ -Verfahren bestimmt. In dem neuen Konzept wird die Belastung nur indirekt berücksichtigt. Die Rißbreitenbeschränkung

orientiert sich an den Schnittgrößen unmittelbar vor der Erstrißbildung. Auf die zusätzlichen Sicherheitselemente kann verzichtet werden, da der Zustand unmittelbar vor der Rißbildung untersucht wird.

$$\mu_s = \frac{A_s}{A_{bz}} = \frac{0,8 \cdot k \cdot k_c \cdot \beta_{bz}}{\sigma_s} - \xi_1 \cdot \mu_z \quad (3)$$

mit:

$\beta_{bz}$  Zentrische Zugfestigkeit des Betons

$\sigma_s$  zul. Betonstahlspannung abhängig vom Stabdurchmesser nach Tab.6 der Norm

$k$  Beiwert zur Berücksichtigung der sekundären Rißbildung

$k_c$  Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung in der Zugzone  $A_{bz}$  und Änderung des inneren Hebelarmes beim Übergang in den Zustand II

$\xi_1$  Verbundbeiwert zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Spannstahls

$\mu_z = \frac{A_z}{A_{bz}}$  auf den gezogenen Querschnitt bezogener Spannstahlbewehrungsgehalt

### 3 Schlußwort

Sowohl Forschung als auch Normung im Spannbetonbau haben die in der Vergangenheit begangenen Fehler aufgegriffen und sich durch die daraus gewonnenen Erkenntnisse ständig weiterentwickelt. Dadurch hat diese Bauweise heute einen sehr hohen Sicherheitsstandard erreicht, der sich zum Beispiel in der Robustheit des Brückenbauwerks im Schadensfall der Innbrücken bei Kufstein eindrucksvoll gezeigt hat. Einige andere Schadensfälle, die häufig der Spannbeton – Bauweise zur Last gelegt werden, sind zum großen Teil durch Ausführungsmängel oder falsche Materialwahl zu erklären [19]. Diese Mängel sollten bei Anwendung der momentan gültigen Normungen sowie der zugelassenen Materialien ausgeschlossen sein, wenn auch Mängel in der Ausführung oder Planung bei keinem Bauwerk völlig ausgeschlossen werden können. Es läßt sich daher abschließend festhalten, daß neu errichtete Spannbetonbauwerke bei Einhaltung der Normungen sich durch eine hohe zu erwartende Lebensdauer und hohe Sicherheit auszeichnen. Auch für ältere Bauwerke lassen sich bei einer Sanierung entsprechend dem heutigen Stand der Technik entsprechende Ergebnisse erzielen. Trotz aller Erfolge in der Vergangenheit ist auch weiterhin sowohl Grundlagenforschung für Neuentwicklungen als auch die weitere intensive Erforschung älterer Bauwerke und der bei der Errichtung verwendeten Materialien notwendig, um sowohl für zukünftige Bauwerke die geforderten Sicherheiten sicherzustellen als auch für ältere Bauwerke die restlichen Risiken zu beseitigen.

#### 4 Literatur

- [1] *Cordes, H.; J. Hegger; J. Neuser*: Untersuchungen zur Reibermüdung bei teilweise vorgespannten Bauteilen, Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm "Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen" der DFG, Universität Stuttgart 1997
- [2] *Fischer, M.; G. König*: Rißbreiten- und Verformungszunahme in Folge wiederholter Last- und Zwangbeanspruchung, DFG - Abschlußbericht in Vorbereitung, Leipzig 1998
- [3] *Kordina, K.*: Wartung und Wiederinstandsetzung von Betonbauteilen, Zem. Beton 3, 1984
- [4] *Sturm, R.; G. König*: Wöhlerlinien für einbetonierte Spanngliedkopplungen - Dauerschwingversuche an Spanngliedkopplungen des Litzenspannverfahrens D&W, Heft 452 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin 1995
- [5] *Danielewicz, I.; G. König*: Wöhlerlinien für einbetonierte Spanngliedkopplungen - Dauerschwingversuche an Spanngliedkopplungen des Bündelspanngliedes BBRV-SUSPA II, Heft 452 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin 1995
- [6] *Nürnberg, U.; W. Beul*: Wasserstoffinduzierte Spannungsrißkorrosion von zugschwellbeanspruchten Spannstählen, Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm "Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen" der DFG, Universität Stuttgart 1997
- [7] *Krumbach, R.; A. Heyn; G. König*: Spannungsrißkorrosion von Spannstahl - Vorstellung einer neuen Testmethode, Beitrag zum 35. Forschungskolloquium des DAfStb an der Universität Leipzig, Leipzig 1998
- [8] *Bundesministerium für Verkehr*: Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit der Spannstähle von älteren Spannbetonüberbauten, Entwurf vom September 1997
- [9] *König, G.; R. Maurer; T. Zichner*: Spannbeton: Bewährung im Brückenbau, Springer Verlag 1986
- [10] *Schießl, P.*: Einfluß von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton und Spannbetonbauteilen. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 370, Berlin 1986
- [11] *Kupfer, H.; H. H. Müller*: Ermüdungskorrosion von Spannstahl. Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm „Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen“ der DFG, Universität Stuttgart 1997
- [12] *Schießl, P.; J. W. Weber*: Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen. Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm „Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen“ der DFG, Universität Stuttgart 1997
- [13] *Schießl, P.; J. Moersch*: Untersuchungen zum Rißkorrosionsverhalten von Spannstählen unter Betriebsbedingungen. Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm „Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen“ der DFG, Universität Stuttgart 1997
- [14] *Nürnberg, U.; W. Beul*: Schwingfestigkeit von Stahlbeton bei Beanspruchung mit Meerwasser. Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm „Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen“ der DFG, Universität Stuttgart 1997
- [15] *Wölfel, E.*: Einzelne Spannbetonbauteile möglicherweise durch verzögerte Spannstahlbrüche gefährdet. Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992), Nr. 6, S. 155-157

- [16] *Kordina, K.; G. Ivány; J. Günther*: Dauerschwingversuche an Koppelankern unter praxisähnlichen Bedingungen (Koppelfuge im Zustand II). Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 326, 1981
- [17] *DIN 4227 Teil 1 07.88*. Spannbeton. Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung
- [18] *DIN 4227-1/A1 Teil 1 12.95*. Spannbeton. Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Änderung A1 zu DIN 4227 Teil 1 07.88
- [19] *Nürnberger, U.*: Studie zu Spannstahlbrüchen, Abschlußbericht zum Forschungsauftrag DBV 210, Stuttgart 1998