

# **Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand**

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 75**



**bast**



# **Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand**

von

Martina Schnellenbach-Held  
Michael Peeters  
Frank Scherbaum

Universität Duisburg-Essen  
Fakultät Ingenieurwissenschaften  
Institut für Massivbau

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 75

**bast**

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines  
B - Brücken- und Ingenieurbau  
F - Fahrzeugtechnik  
M - Mensch und Sicherheit  
S - Straßenbau  
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt beim Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bgm.-Smidt-Str. 74-76, D-27568 Bremerhaven, Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos abgegeben; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

## Impressum

**Bericht zum Forschungsprojekt 89.217/2008/AP:**  
Sachstand Verstärkungsverfahren  
– Verstärken von Betonbrücken im Bestand

### Projektbetreuung

Peter Gusia  
Peter Haardt

### Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen  
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach  
Telefon: (0 22 04) 43 - 0  
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

### Redaktion

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

### Druck und Verlag

Wirtschaftsverlag NW  
Verlag für neue Wissenschaft GmbH  
Postfach 10 11 10, D-27511 Bremerhaven  
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0  
Telefax: (04 71) 9 45 44 77  
Email: [vertrieb@nw-verlag.de](mailto:vertrieb@nw-verlag.de)  
Internet: [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de)

ISSN 0943-9293  
ISBN 978-3-86918-078-6

Bergisch Gladbach, November 2010

## Kurzfassung – Abstract

### Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand

Vor dem Hintergrund des stetig anwachsenden Güterverkehrs und der bestehenden Altersstruktur der Brückenbauwerke ist die Verstärkung von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken von zunehmender Bedeutung für die Straßenbauverwaltungen. In dem vorliegenden Sachstandsbericht werden zunächst Ursachen aufgezeigt, die eine Verstärkungsmaßnahme erforderlich machen können. Die praxisrelevanten Verstärkungsmethoden werden dargestellt und in Bezug auf ihre Anwendbarkeit differenziert. Auf mögliche Einschränkungen bei der Anwendbarkeit der Verfahren wird eingegangen. Im Weiteren wird der Erfahrungsstand ausgewählter Straßenbauverwaltungen der Länder bzgl. durchgeführter Verstärkungsmaßnahmen betrachtet. Es wird untersucht, welche Schadensfälle hauptsächlich eine Verstärkungsmaßnahme erforderlich machen und welche Verstärkungsmethoden vorzugsweise eingesetzt werden. Eine differenzierte Betrachtung zeigt, dass sich einzelne Verstärkungsmethoden für bestimmte Anwendungsfälle bewährt haben. Anhand analysierter Spannbetonbrücken werden Klassifizierungs- und Beurteilungskriterien aufgestellt und auf ihre Anwendbarkeit geprüft. Ziel ist die Zuordnung der Schadensfälle zu bestimmten Bauwerkseigenschaften. Abschließend werden Verfahrensmuster für mögliche Verstärkungsverfahren dargestellt. Anhand schematischer Abbildungen können dem Bauwerk in Abhängigkeit des Baujahrs mögliche bzw. wahrscheinliche Schadensfälle zugeordnet werden. Die Wahl eines geeigneten Verstärkungsverfahrens kann in Abhängigkeit des Schadensfalls anhand weiterer Diagramme erfolgen.

Der Originalbericht enthält als Anhang den Entwurf eines Fragenkataloges für eine detaillierte Länderbefragung. In der vorliegenden Veröffentlichung wurde auf den Abdruck dieses Anhangs verzichtet. Er liegt bei der Bundesanstalt für Straßenwesen vor und ist dort einsehbar. Verweise auf den Anhang im Berichtstext wurden zur Information des Lesers beibehalten.

### State of strengthening methods – strengthening of existing concrete bridges

With regard to the continuously rising freight traffic and the age structure of existing bridges the importance of strengthening reinforced and prestressed concrete bridges increases for the road construction administrations. Initially the present assessment report illustrates reasons why bridge strengthening is required. Practicable strengthening methods are described and analysed regarding to their applicability. Also restrictions of different methods are presented. Furthermore the expert knowledge of selected road construction administrations on performed strengthening methods is considered. An evaluation reveals the main causes for strengthening and which strengthening methods are mainly used. Detailed considerations show that specific strengthening methods are proven on particular applications. Based on analysed prestressed concrete bridges rating- and classification criteria are established and verified. The intention is to assign different cases of damage to specific bridge characteristics. Finally procedure patterns for strengthening methods are presented. Based on procedure schemes possible / probable cases of damage can be assigned to the year of bridge construction. Depending on the case of damage further diagrams show proper strengthening methods.

The original report contains a draft of the question list for a detailed state survey as an appendix. This appendix has not been included in the present publication. It is available from the Federal Highway Research Institute and may be viewed there. References to the appendix in the body of the report have been retained for the information of the reader.



## Inhalt

<b>1</b>	<b>Entwicklung im Bundesfernstraßennetz</b> .....	7	3.1.2	Querschnittsergänzungen durch Spritzbeton mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung .....	19
<b>2</b>	<b>Bestandssituation der Betonbrücken im Bundesfernstraßennetz</b> .....	8	3.2	Zusatzbewehrung in Nuten .....	20
2.1	Allgemeines .....	8	3.2.1	Allgemeine Beschreibung .....	20
2.1.1	Beurteilung älterer Betonbauwerke .....	8	3.2.2	Bemessung .....	21
2.1.2	Beurteilungskonzept für Überbauten älterer Betonbrücken .....	8	3.2.3	Anwendungsbeispiel .....	21
2.2	Anwendungsfälle .....	9	3.3	Verstärken mit Laschen und Lamellen .....	22
2.2.1	Brückenklasse < BK 60/30 (Verstärkung noch nicht verstärkter Brücken zur Einstufung in BK 60/30 bzw. in LM 1) .....	9	3.3.1	Aufgeklebte Stahllaschen .....	22
2.2.2	In der Vergangenheit verstärkte Brücken zur Wiedereinstufung in BK 60; BK 60/30 oder LM 1 .....	9	3.3.2	Aufgeklebte CFK-Lamellen .....	24
2.2.3	Koppelfugenproblematik .....	9	3.3.3	Schublaschen/Schublamellen aus Stahl/CFK .....	27
2.2.4	Spannungsrissskorrosion (SpRK) .....	12	3.3.4	In Schlitze eingelassene CFK-Lamellen .....	28
2.2.5	Unzureichende Schubtragungsfähigkeit .....	13	3.3.5	Vorgespannte CFK-Lamellen .....	31
2.2.6	Unberücksichtigter Temperaturgradient .....	13	3.4	Verstärken mit externen Spanngliedern .....	32
2.2.7	Mindestbewehrung/Rissbreitenbegrenzung .....	15	3.4.1	Allgemeines .....	32
2.2.8	Ermüdung von Spannbeton .....	16	3.4.2	Vorspannart .....	32
2.2.9	Bewehrungskorrosion infolge Chlorideintrags in den Beton .....	17	3.4.3	Spanngliedführung .....	32
2.2.10	Anforderungen aus Nutzungsänderungen .....	17	3.4.4	Spannglieder .....	32
2.2.11	Fehler in der (Tragwerks-)Planung .....	17	3.4.5	Verankerung der Spannglieder .....	33
2.2.12	Fehler in der Bauausführung .....	17	3.4.6	Baupraktische Anwendung .....	35
<b>3</b>	<b>Verstärkungsverfahren</b> .....	18	3.4.7	Bemessung .....	35
3.1	Verstärken mit Beton .....	18	3.4.8	Durchführbarkeit .....	35
3.1.1	Zusätzliche Druckzone .....	18	3.5	Schubnadeln .....	36
			3.5.1	Allgemeine Beschreibung .....	36
<b>4</b>	<b>Erfahrungsstand bezüglich der Verstärkungsmaßnahmen</b> .....	38	3.6	Änderung des statischen Systems und Lastumverteilung .....	37
4.1	Erfahrungsstand der Straßenbauverwaltungen – Länderbefragung .....	38	3.7	Vergleich der Verstärkungsmethoden .....	38

4.1.1	Straßenbauverwaltung A	39
4.1.2	Straßenbauverwaltung B	40
4.1.3	Straßenbauverwaltung C	41
4.1.4	Straßenbauverwaltung D	42
4.1.5	Straßenbauverwaltung E	43
4.1.6	Zusammenfassung der Länderbefragung	44
4.2	Weiterführende Länderbefragung	45
4.3	Fallunterscheidung/Schadensfälle	46
<b>5</b>	<b>Grundsätzliche Anwendungs- kriterien für die Verstärkungs- maßnahmen</b>	<b>50</b>
5.1	Zusätzliche Druckzone	50
5.2	Querschnittsergänzung durch Spritzbeton mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung	51
5.3	Zusatzbewehrung in Nuten	51
5.4	Schubfeste Klebeverbindungen von Stahlplatten	51
5.5	Schubfest aufgeklebte CFK- Lamellen	51
5.6	Schublaschen/Schublamellen	52
5.7	In Schlitze eingelassene CFK- Lamellen	52
5.8	Vorgespannte CFK-Lamellen	52
5.9	Zusätzliche Vorspannung	52
5.10	Schubnadeln	53
<b>6</b>	<b>Verfahrensmuster für Verstärkungsmaßnahmen</b>	<b>53</b>
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>55</b>
<b>8</b>	<b>Literatur</b>	<b>56</b>



## 1 Entwicklung im Bundesfernstraßennetz

Vor dem Hintergrund des stetig anwachsenden Güterverkehrs und der bestehenden Altersstruktur der Brückenbauwerke ist die Verstärkung von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken von zunehmender Bedeutung für die Straßenbauverwaltungen (SBV). Die Abschätzung der langfristigen Entwicklung des Güterverkehrs in Deutschland erwartet bis 2050 einen Anstieg des Straßengüterverkehrsaufkommens auf 4.437 Millionen Tonnen. 2005 waren dies 3.078 Millionen Tonnen (ProgTrans07). Neueste Verkehrsprognosen sagen sogar eine Steigerung der Güterverkehrsmenge bis 2025 von rd. 80 % voraus. Ein Grund für die starke Zunahme des Güterverkehrsaufkommens und die damit einhergehende Zunahme des Schwerverkehrsaufkommens ist die geographische Lage der Bundesrepublik Deutschland (BRD) in Europa. Die BRD ist im Zuge der EU-Osterweiterung zu einem Transitland des internationalen Güterverkehrs geworden. Die Zunahme des Schwerverkehrs führte bereits in den vergangenen Jahrzehnten zu einer progressiven Anhebung des zulässigen Gesamtgewichts. Waren es 1956 noch 24 t, so liegt das zulässige Gesamtgewicht heute bei 44 t (für Kombiverkehr). Zukünftig könnte es nach Überlegungen der Europäischen Union zur Zulassung von Fahrzeugkombinationen mit einem Gesamtgewicht von 60 t kommen. Der

Anstieg der genehmigten Schwertransporte erfolgte fast exponential.

Aus Verkehrsmessungen geht außerdem hervor, dass Lkw deutlich stärker ausgelastet und auch in einem nicht unerheblichen Maß überladen sind (Nau09). Die steigende Verkehrsbelastung wurde durch die Anpassung der Bemessungsmodelle berücksichtigt (Tabelle 1). Jedoch ergeben sich somit aus heutiger Sicht und im Hinblick auf die zukünftige Verkehrsentwicklung zum Teil deutliche Defizite für ältere Brücken.

Tabelle 1 zeigt, dass ein Zusammenhang zwischen der Tragfähigkeit und Baujahr des Brückenbauwerks vorliegt. Eine Betrachtung der Altersstruktur der bestehenden Brücken im Netz der Bundesfernstraßen (Bild 1) zeigt, dass 58,1 % der gesamten Brückenfläche in den Jahren 1955 bis 1984 errichtet wurden und 37,9% von 1985 bis 2004 (Stand 31.12.2005) (BASt06). Unter Berücksichtigung der Entwicklung der technischen Regelwerke werden

Jahr	Regelwerk	Bemessungsmodell
1952	DIN 1072: 1952-06	Brückenklasse 60
1985	DIN 1072: 1985-12	Brückenklasse 60/30
2003	DIN FB 101: 2003	Lastmodell 1

Tab. 1: Entwicklung der Bemessungsmodelle für Brückentragwerke der BAB

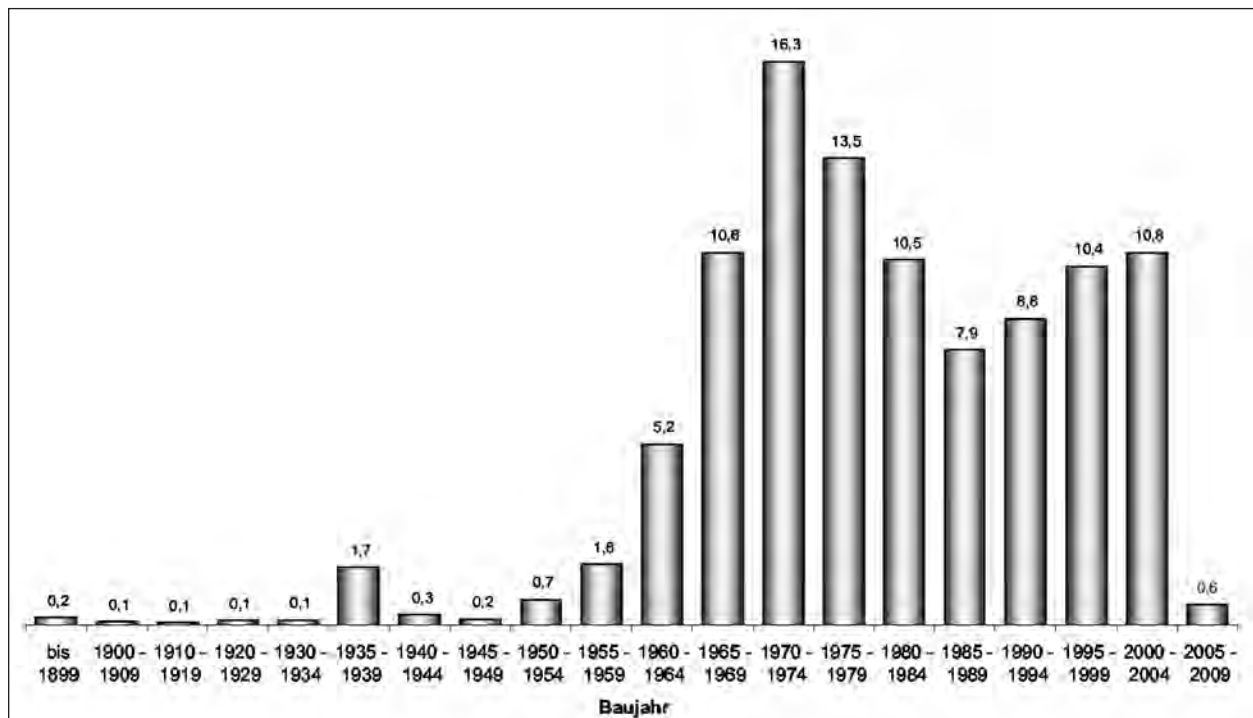


Bild 1: Altersstruktur bestehender Brücken im Netz der Bundesfernstraßen (nach (Bast06))

nachfolgend praxisrelevante Anwendungsfälle für die Verstärkung von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken und mögliche Verstärkungsverfahren betrachtet. Hinzu gezogen werden die in den letzten Jahren bzgl. der Brückenverstärkung gemachten Erfahrungen der Straßenbauverwaltungen der Länder.

## 2 Bestandssituation der Betonbrücken im Bundesfernstraßennetz

### 2.1 Allgemeines

#### 2.1.1 Beurteilung älterer Betonbauwerke

Zur Beurteilung von Schäden an Brückenbauwerken ist in der Regel ein einfaches Standardvorgehen nicht umsetzbar. Es liegt im Allgemeinen ein Einzelfall vor, der die Kenntnis aller zum Schaden führenden Einflussparameter erfordert. Schäden können beispielsweise Folge von Unzulänglichkeiten früherer Rechenannahmen oder konstruktiver Durchbildung sein. Diese Unzulänglichkeiten sind daher nach dem aktuellen Stand der Wissenschaft neu zu bewerten. Tragfähigkeitsreserven des Bauwerks sind bei der Beurteilung heranzuziehen.

Eine qualifizierte Beurteilung älterer Betonbauwerke erfordert die Kenntnis

- der zur Bauzeit gültigen Normen und Vorschriften,
- der Entwurfs- und Ausführungspraxis während der Bauzeit,
- des Tragverhaltens ähnlicher Bauwerke,
- der Schadenshäufigkeit vergleichbarer Konstruktionen und deren zeitlicher Auswirkung auf das Tragverhalten,
- der Nutzungsgeschichte,
- der Regelmäßigkeit der Unterhaltungsmaßnahmen und
- der früheren Instandsetzungsmaßnahmen.

Hinzu kommen noch die Ergebnisse individueller Untersuchungen:

- Erfassung spezieller Schwachstellen der Konstruktion,

- Definition von Grenzwerten für physikalisch mögliche und praktisch denkbare Einwirkungen in Abhängigkeit von Art und Lage des Bauwerks,
- spezifische Tragwerksanalyse in Abhängigkeit von Auslegung, Herstellung, Unterhaltung und Nutzung,
- Anzusetzende (Rest-)Nutzungsdauer,
- Bauwerksprüfungen (zerstörend/nicht zerstörend)

(Bu98).

#### 2.1.2 Beurteilungskonzept für Überbauten älterer Betonbrücken

Zur sorgsamem Beurteilung der Überbauten älterer Betonbrücken sind folgende Schritte durchzuführen:

##### 1) Erfassung der baulichen Situation

Hierzu gehört die Sichtung aller vorhandenen Unterlagen.

##### 2) Bewertung der Ausführungsunterlagen

Die statische Berechnung ist in Bezug auf den heutigen Stand der Wissenschaft kritisch zu prüfen. Ggf. können Neuberechnungen erforderlich sein.

##### 3) Empfindlichkeitsstudien

Zur Klärung der Rissursachen bzw. Rissempfindlichkeit/Risswahrscheinlichkeit sind rechnerische Empfindlichkeitsstudien (Spannungsanalysen) für übliche und unübliche, nicht normgemäße Lastfallkombinationen mit häufiger bzw. seltener Auftretenswahrscheinlichkeit erforderlich.

##### 4) Nachweis der Sicherheit gegen Ermüdungsbruch

##### 5) Messungen am Bauwerk

Sofern die Ergebnisse der rechnerischen Analysen für eine Beurteilung des Tragwerks bzw. besonderer Schwachstellen nicht ausreichen, können in begründeten Ausnahmefällen Messungen am Bauwerk erforderlich werden.

##### 6) Dauerhafter Bauwerkszustand für die beabsichtigte Nutzungsdauer

Abschließend sind Maßnahmen zur Wiederherstellung eines dauerhaften Bauwerkszustands anzugeben.

(Bu98)

## 2.2 Anwendungsfälle

Im Folgenden werden Ursachen aufgezeigt, die eine Verstärkungsmaßnahme von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken erfordern.

### 2.2.1 Brückenklasse < BK 60/30 (Verstärkung noch nicht verstärkter Brücken zur Einstufung in BK 60/30 bzw. in LM 1)

Für das sich abzeichnende künftige Verkehrsszenario ist mit immer höheren Gesamtgewichten und Achslasten (einschließlich weiter zunehmender Anträge auf Zulassung von einzel- oder dauergenehmigten Schwertransporten) zu rechnen.

Für das Haupttragwerk von in BK 60 oder weniger eingestuft Überbauten zeichnet sich ein zunehmender Verstärkungsbedarf ab (BuSchnLu07), (BuRoHaGu09).

Deutliche Biegerisse bei Spannbetonbrücken sowie geringe Mindestbewehrung bei Stahlbetonbrücken erfordern meist eine umfassende Verstärkung des Bauwerks. Im Allgemeinen ist bei solchen Stahlbeton- und Spannbetonbrücken eine globale Verstärkung (z. B. durch externe Vorspannung) zu empfehlen (BuRoHaGz09).

### 2.2.2 In der Vergangenheit verstärkte Brücken zur Wiedereinstufung in BK 60; BK 60/30 oder LM 1

In den 1980er und 1990er Jahren wurden zahlreiche Brückenüberbauten global (zusätzliche externe Vorspannung) oder lokal (aufgeklebte Stahllaschen, Betonlaschen, zusätzliche Vorspannungen) zwecks Wiederherstellung einer Einstufung in BK 60 verstärkt. Bei diesen bereits verstärkten Bauwerken könnte sich zur Einstufung in die Brückenklasse 60/30 oder in LM 1 das Erfordernis einer „Nachverstärkung“ stellen. Es ist zu prüfen, ob bei bereits global verstärkten Bauwerken das weitere Aufbringen einer globalen Verstärkung möglich ist, oder ob auf Grund konstruktiver Probleme eine lokale Verstärkung kritischer Tragwerksabschnitte die wirtschaftlichere Verstärkungsmaßnahme darstellt (BuRoHaGu09).

### 2.2.3 Koppelfugenproblematik

1959 wurde bei der Kettiger Hangbrücke bei Andernach/Weißenthurm erstmals eine feldweise selbsttragende Vorschubrüstung in Deutschland eingesetzt. Mit dem Einsatz dieser Bauweise wurden einzelne Felder einer Brücke abschnittsweise vorgespannt. Gemäß den seinerzeit gültigen Regelwerken war es zulässig, alle Spannglieder in den Abschnittsfugen endzuverankern oder zu koppeln (Zich07).

Die zu diesem Zeitpunkt gültige Spannbetonnorm DIN 4227:1953 forderte keine Mindestbewehrung. Erst in den zusätzlichen Bestimmungen des BMV von 1966 wurde ein Mindestbewehrungsquerschnitt in weniger überdrückten Bereichen von  $4 \text{ } \varnothing 8$  (St I) gefordert. Dies wurde durch die zusätzlichen Bestimmungen von 1969 verifiziert, in denen St III gefordert wurde. Ein Mindestanteil an Spanngliedern, die nicht gekoppelt werden dürfen und über die Koppelfuge durchlaufen müssen, wurde nicht gefordert. Mit der Einführung der ZTV-K von 1980 wurde erstmals bundeseinheitlich ein ungekoppelter Spanngliedanteil von mindestens 30 % gefordert.

Tabelle 2 zeigt, dass das Baujahr bzw. die gültigen Regelwerke zum Entwurfszeitpunkt einen entscheidenden Einfluss auf das Auftreten der Koppelfugenproblematik ausüben. In Abhängigkeit vom Baujahr sind hauptsächlich folgende Ursachen für die Risse im Koppelfugenbereich zu nennen:

- unzutreffende Berechnungsannahmen (Eigen- und Zwangsspannungen infolge des unberücksichtigten Temperaturunterschieds),
- die Kopplung sämtlicher Spannglieder in den Arbeitsfugen (Nichtberücksichtigung von Spannkraftverlusten infolge Kriechens und Schwindens, nichtlinearer Spannungsverlauf, Eigenspannungen infolge abfließender Hydratationswärme),
- die geringe Menge an Betonstahlbewehrung im Fugenbereich.

Diese unberücksichtigten Einflüsse führten dazu, dass der Querschnitt nicht wie geplant im Zustand I verbleibt, sondern in den Zustand II übergeht. Aufgrund der geringen Stahlbewehrung im Fugenbereich ergaben sich Risse mit erheblichen Rissbreiten. Verbunden mit der deutlich gestiegenen Verkehrsbelastung ergibt sich eine größere Dauerschwingbeanspruchung für den Spannstahl und die schlaife Bewehrung, was die Gefahr für ein Ermüdungsversagen der Stähle deutlich erhöht.

Jahr	Regelwerk	Besonderheiten hinsichtlich Koppelfugen
1953	DIN 4227:1953	Arbeitsfugen im Bereich der Zugspannungen sind nach Möglichkeit zu vermeiden. Ist dies nicht der Fall, dürfen die Zugspannungen die Hälfte der im Normalbereich zulässigen Werte nicht überschreiten. Keine Forderungen an die Mindestbewehrung in Koppelfugen sowie an eine Begrenzung der gekoppelten Spannglieder.
1960 – 1970	Zulassungsbescheide für Spannverfahren	Forderungen gemäß den Zulassungsbescheiden: <ul style="list-style-type: none"> <li>Spanngliedkopplungen dürfen nur im Bereich von Momentennullpunkten angeordnet werden,</li> <li>in Querschnitten mit Kopplungen der Spannglieder müssen die Bedingungen der vollen Vorspannung erfüllt sein.</li> </ul> Ab 1970 war dies nicht mehr Gegenstand der Zulassungsbescheide.
1966	ZB DIN 4227:1966	Forderung einer Mindestbewehrung (4 Ø 8 mm) und maximaler Stababstände in der Zugzone und in Bereichen mit geringer Betondruckspannung (unter 10 kp/cm <sup>2</sup> ) von 25 cm bzw. 33 cm in den übrigen Bereichen. Mindestbewehrung für Platten und plattenartige Bauteile von 0,25 % der Querschnittsfläche bei Verwendung von St III bzw. 0,4 % bei St I. Mindestbewehrung für Balkenstege von 0,15 % bei St III und 0,27 % bei St I wird gefordert.
1969	ZB DIN 4227:1969	Aufgrund der besseren Verbundeigenschaften ist Betonformstahl (in der Regel BSt III) zu verwenden. Begrenzung der maximalen Stababstände auf 25 cm an allen Begrenzungsflächen bei Mindestdurchmesser 8 mm (bei BSt III) bzw. 10 mm (bei BSt I). Bei einspringenden Kanten sind 3 Ø 10 (bei BSt III) bzw. 3 Ø 12 (bei BSt I) anzuordnen. Generelle Mindestbewehrung für Platten (Voll- und Hohlplatten sowie Voll- und Hohlplattenstreifen) von 0,06 % des Querschnitts (bei BSt III) bzw. von 0,10 % (bei BSt I). Mindestbewehrung der Stege von 0,15 % (bei BSt III) bzw. 0,25% (bei BSt I) bezogen auf die volle Querschnittsfläche der Stege.
1976	ZTV-K 76	Der Mindestdurchmesser oben liegender Bewehrung wird auf 10 mm begrenzt. Am Außenrand von Kragplatten ist in einem 1 m breiten Streifen eine Längsbewehrung von mindestens 0,8 % des Querschnitts dieses Randstreifens anzuordnen. Sie ist oben und unten mit gleichen Durchmessern ungeschwächt in Abständen ≤ 10 cm zu verlegen.
1977	Soforterrlass 02.77	Schlaffe Bewehrung, die eine Fuge kreuzt, muss aus Betonrippenstahl BSt 42/50 bestehen und darf einen Stababstand von 15 cm nicht überschreiten. Wenn kein Untergurt vorhanden ist, gilt ein Mindestbewehrungsgehalt von 0,25 % des Steges bzw. der Platte (zu berechnen mit der gesamten Konstruktionshöhe; bei Hohlplatten mit annähernd kreisförmigen Aussparungen darf der reine Betonquerschnitt zugrunde gelegt werden). Wenn ein Untergurt bzw. Obergurt vorhanden ist, gilt ein Mindestbewehrungsgehalt von 1 % der Querschnittsfläche des unteren bzw. 0,5 % der Querschnittsfläche des oberen Gurtes einschließlich des jeweiligen Durchdringungsbereichs mit dem Steg (auch bei Hohlplatten mit annähernd rechteckigen Aussparungen).
1977	Soforterrlass 02.77	Einführung eines linearen Temperaturgradienten ( $\Delta T$ ) für den Ermüdungsnachweis von Spanngliedkopplungen. $\Delta T = 10 \text{ K}$ (Oberseite wärmer als Unterseite) und $\Delta T = 5 \text{ K}$ (Unterseite wärmer als Oberseite). Lineare Temperaturunterschiede sowie wahrscheinliche Baugrundbewegungen sollen berücksichtigt werden, sofern diese ungünstige Spannungen ergeben.
1979	DIN 4227-1:1979	Begrenzung der maximalen Stababstände auf 20 cm.
1980	ZTV-K 80	Mindestens 30 % der Spannglieder sind unabhängig vom Brückenquerschnitt ungekoppelt durchzuführen

Tab. 2: Entwicklung der technischen Regelwerke im Hinblick auf die Koppelfugenproblematik

Bauwerke mit Baubeginn vor 1969 neigen gemäß (BAST85) stärker zur Rissbildung im Koppelfugenbereich als Bauwerke mit Baubeginn ab 1970. Bauwerke mit Baubeginn nach 1977 sind weitestge-

hend ungerissen. Lediglich 7 % der untersuchten Bauwerke mit Baubeginn ab 1977 weisen Risse auf. Die Abhängigkeit der Risshäufung zum Baubeginn zeigt Bild 2.

Wie Tabelle 2 zeigt, sind durch den fortschreitenden Stand der Wissenschaft die technischen Regelwerke entsprechend erweitert worden. In Bild 3 wird deutlich, dass Neubauten ab 1977 nicht mehr ermüdungsgefährdet in den Koppelfugen waren und somit auch im Allgemeinen nicht verstärkungsbedürftig sind.

Aus (BAST85) geht ebenfalls hervor, dass ein Zusammenhang zwischen dem Auftreten der Koppelfugenproblematik und der Querschnittsform besteht. Von den 993 betrachteten Spannbetonbrücken wiesen 588 in den Fugenbereichen Risse auf. Die Untersuchungen zeigten, dass vermehrt Risse an Brückenüberbauten mit Hohlkastenquer-

schnitt zu beobachten waren. Folgende Gründe sind dafür nach (IvBu02) zu nennen:

- Hohlkastenbrücken zeigen in den Koppelfugenbereichen eine erhöhte Rissempfindlichkeit („Zweipunktquerschnitt“).
- In gerissenen Koppelfugen mit Hohlkastenquerschnitt treten beachtliche Zusatzbeanspruchungen infolge von Profilverformung auf, die bei Nachweisen in der Vergangenheit in der Regel nicht berücksichtigt wurden.
- Weit über die Hälfte der Hohlkastenbrücken wurde vor Einführung der ZB DIN 4227:1969 gebaut. Dagegen wurden rund 60 % der Platten-

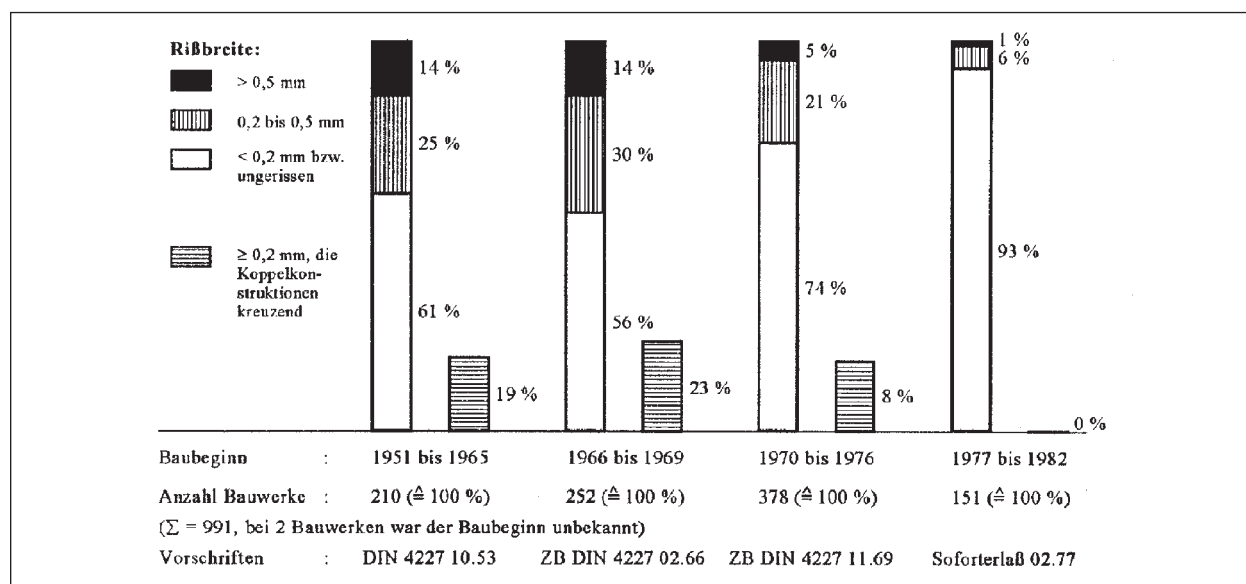


Bild 2: Risserfassung, aufgeschlüsselt nach Baubeginn (nach (IvBu01))

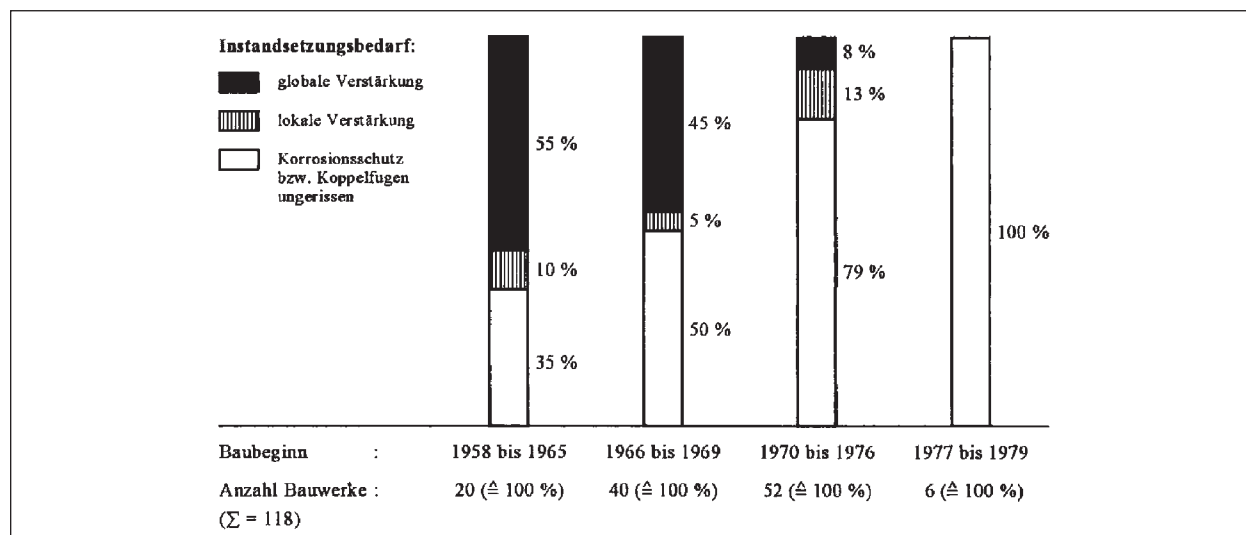


Bild 3: Analyse des Instandsetzungsbedarfs, Baubeginn (nach (IvBu02))

balkenbrücken bzw. 70 % der Plattenbrücken erst mit Baubeginn ab 1970 gebaut. Diese weisen dementsprechend einen höheren Bewehrungsgehalt der die Koppelfugen kreuzenden Betonstahlbewehrung auf.

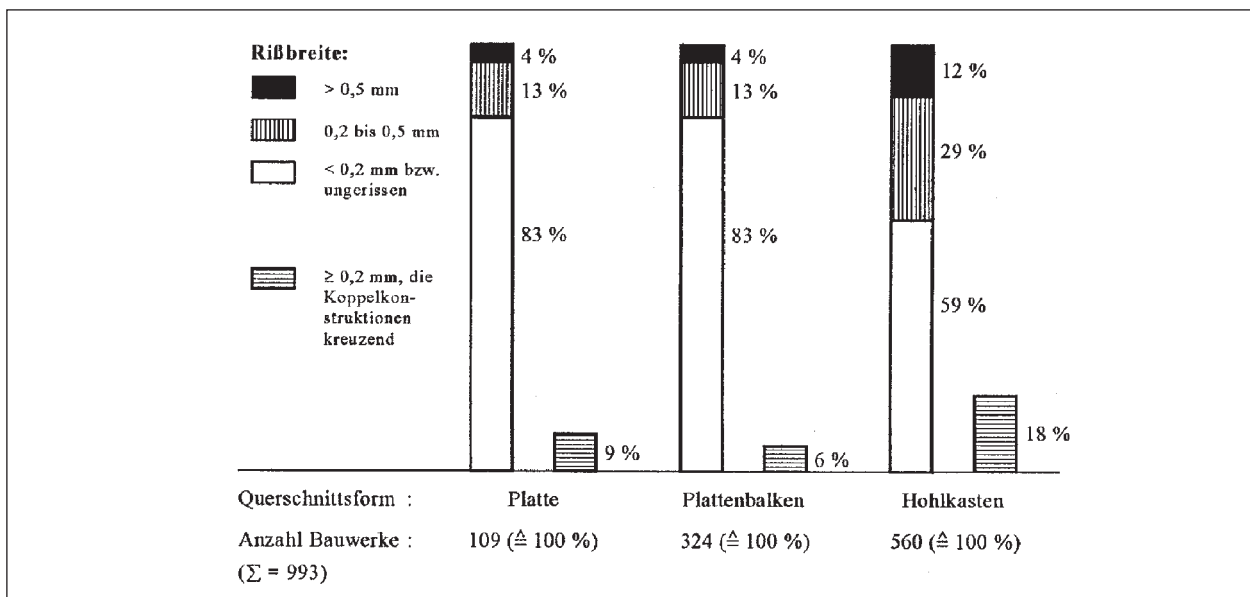
aus (IvBu02) an 118 Bauwerken zeigen, dass 44 % der Hohlkastenbrücken statisch-konstruktiv zu verstärken sind und dies nur bei 29 % der Plattenbalkenbrücken und einer Plattenbrücke der Fall ist.

Bild 4 zeigt die prozentuale Verteilung der Risshäufigkeit in Abhängigkeit der Überbauquerschnittsform.

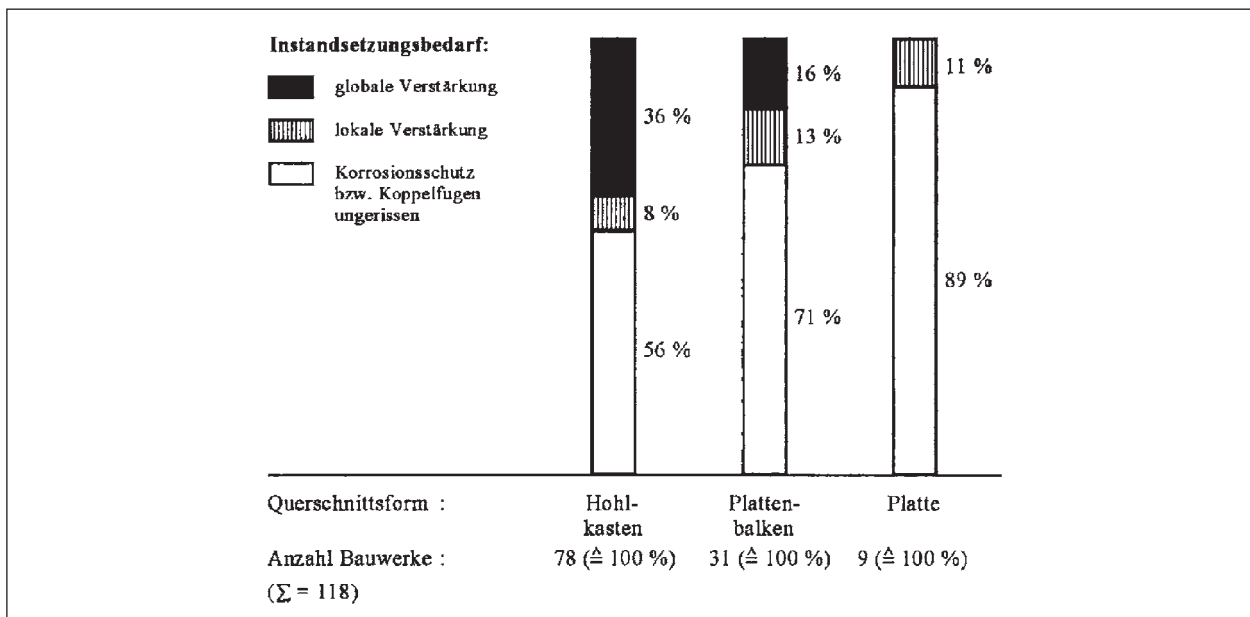
**2.2.4 Spannungsrissskorrosion (SpRK)**

Die Verwendung korrosionsempfindlicher Spannstähle bis 1978 in Westdeutschland und teilweise bis 1990 in der DDR konnte unter ungünstigen Bedingungen zu einem Sprödbruch infolge Spannungsrissskorrosion führen (Nau09). Dabei geht vor-

Bild 5 verdeutlicht den Instandsetzungsbedarf von Brückenbauwerken in Abhängigkeit von der Querschnittsform der Überbauten. Die Untersuchungen



**Bild 4:** Risserfassung, aufgeschlüsselt nach Querschnittsform (nach (IvBu01))



**Bild 5:** Analyse des Instandsetzungsbedarfs, Querschnittsform (nach (IvBu02))



nehmlich von den Stählen Neptun 40 und Sigma oval ein erhöhtes Gefahrenpotenzial bezüglich der SpRK aus.

Die Problematik der Spannungsrissskorrosion wurde erst in den 1990er Jahren auf Grund einiger Schadensfälle erkannt. In einigen Bundesländern ist die Zahl der Spannbetonbrücken, die Spannungsrissskorrosion aufweisen, verhältnismäßig hoch. Diese Bauwerke müssen zum Teil ersetzt werden. Erhaltungsmaßnahmen werden beispielsweise in (BuSchnLu07) erörtert. Seit 1995 ist in der DIN 4227-1/Änderung A1 die Anordnung einer Mindestbewehrung (Robustheitsbewehrung) vorgeschrieben, um einen etwaigen Ausfall von Spanngliedern durch Rissbildung anzukündigen (MauBä07).

### 2.2.5 Unzureichende Schubtragfähigkeit

Spannbetonbrücken aus den 1950er und 1960er Jahren können aufgrund fehlender oder zu geringer Schubbewehrung eine verminderte Standsicherheit aufweisen. Begründet ist dies in der Umstellung des Bemessungskonzepts für Querkraftbeanspruchungen. Nach den Bemessungsgrundsätzen der DIN 4227:1953 erfolgte der Nachweis der Schubtragfähigkeit über den Nachweis der Hauptzugspannungen (Zustand I). Mit Einführung der DAfStb-Richtlinie „Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen unter Berücksichtigung von DIN 1045“ im Januar 1972 erfolgte die Ermittlung der Querkraftbewehrung nach der Fachwerkanalogie und unter Berücksichtigung von Zustand II. 1979 wurde dies in der DIN 4227:1979 festgeschrieben und führte zu einer deutlichen Verringerung der anzusetzenden Querkraftwiderstände (s. Tabelle 3).

Bauwerke, die nach dem Nachweis der Hauptzugspannungen bemessen wurden, decken somit das heutige Bemessungsniveau für die Schubbemessung nicht ausreichend ab.

### 2.2.6 Unberücksichtigter Temperaturgradient

Die im Nutzungszeitraum wesentlichen Temperatureinflüsse auf einen Brückenüberbau resultieren aus den täglich wie jahreszeitlich veränderlichen und von der geographischen Lage abhängigen Witterungsbedingungen. Bereits unter normalen klimatischen Bedingungen können durch Temperatureinwirkungen Beanspruchungen auftreten, die für die Bemessung eines Neubaus bzw. die Beurteilung einer bestehenden Brücke von Bedeutung sind. Das aus den meteorologisch bedingten Einwirkun-

gen resultierende Temperaturprofil ist in Bild 6 dargestellt. Es setzt sich aus den Anteilen  $\Delta T_N$  (konstanter Anteil),  $\Delta T_{Mz}$  (linear veränderlicher Anteil in horizontaler Richtung),  $\Delta T_{My}$  (linear veränderlicher Anteil in vertikaler Richtung) und  $\Delta T_E$  (nichtlinear veränderlicher Anteil) zusammen. Mit Ausnahme von Sonderfällen brauchen im Allgemeinen nur die Temperaturanteile  $\Delta T_N$  (verursacht Längsverformungen) und  $\Delta T_{My}$  (verursacht Krümmungen) berücksichtigt zu werden (siehe auch (DIN FB 101:2009), (DIN EN 1991-1-5:2004-07) und (TiGro04)). Beide Anteile können bei statisch unbestimmten Systemen wegen der behinderten Verformungen Schnittgrößen und damit Spannungen im Querschnitt erzeugen.

Für die Beurteilung bestehender Brückenüberbauten ist der vertikale lineare Temperaturgradient für den Fall einer Erwärmung der Oberseite des Brückenüberbaus (im Folgenden nur mit  $\Delta T$  bezeichnet) von besonderem Interesse. Wie Bild 7 zeigt, verursacht der zeitliche Verlauf von  $\Delta T$  einen ähnlichen Verlauf von  $\Delta w$  (Rissbreitenänderung) und  $\Delta \varepsilon_p$  (Dehnungsänderung des Spannstahls). Auch nutzlastbedingte Rissbreiten- und Dehnungsänderungen fallen dementsprechend bei einem höheren  $\Delta T$  größer aus als bei einem kleineren. So kann beispielsweise im Grenzfall ein Riss bei kleinerem  $\Delta T$  den Befund „ungerissen“, bei größerem  $\Delta T$  „gerissen“ ergeben. Ebenso sind größere, ggf. schädigende Spannstahlspannungsänderungen

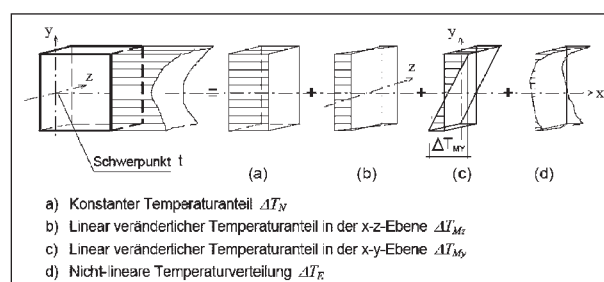


Bild 6: Temperaturprofil und seine Aufteilungen (aus (DIN FB 101:2009))

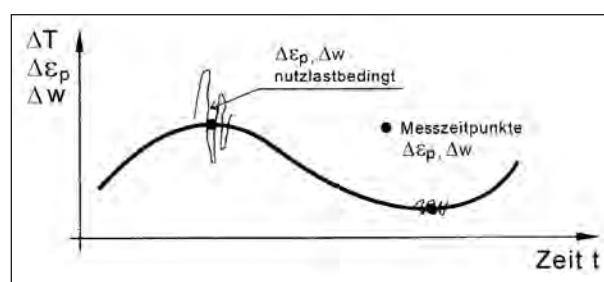


Bild 7: Zeitlich bedingte Temperatureinflüsse (nach (BuSchnLu07))

Jahr	Regelwerk	Veränderungen im Regelwerk bzgl. der Schubtragfähigkeit															
1953	DIN 4227:1953-10	Der Nachweis der Schubtragfähigkeit erfolgte durch einen Hauptspannungsnachweis und darf vereinfacht im Zustand I ermittelt werden. Die Hauptzugspannungen wurden unter rechnerischer Bruchlast begrenzt (in Abhängigkeit der Güteklasse des Betons). Eine Mindestbewehrung für Balken wurde gefordert, jedoch nicht weiter definiert.															
1966	ZB DIN 4227:1966	Die Querkraftbewehrung darf für die reduzierte Hauptspannung bemessen werden: $red \sigma_i = \frac{\sigma_i^2}{\max \sigma_i}$ $\sigma_i =$ der nach DIN 4227:1953-10, Abschnitt 13.1, ohne Berücksichtigung der Torsionsmomente für den Lastfall rechnerische Bruchlast ermittelte Größtwert der schiefen Hauptzugspannung in dem betrachteten Querschnitt $\max \sigma_i =$ die nach DIN 4227:1953-10, Tafel 6, Zeile 27, zu entnehmende obere Grenze für schiefe Hauptzugspannungen im Bruchzustand Einführung verbindlicher Mindestwerte für die Schubbewehrung. Der Mindestwert beträgt in Prozent der rechtwinklig zur Schubbewehrung liegenden Schnittfläche des Trägersteges bzw. der anzuschließenden Gurtplatte: <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>bei</th> <th>BSt I</th> <th>BSt III</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>B 300</td> <td>0,25</td> <td>0,14</td> </tr> <tr> <td>B 450</td> <td>0,33</td> <td>0,18</td> </tr> <tr> <td>B 600</td> <td>0,40</td> <td>0,22</td> </tr> </tbody> </table>	bei	BSt I	BSt III	B 300	0,25	0,14	B 450	0,33	0,18	B 600	0,40	0,22			
bei	BSt I	BSt III															
B 300	0,25	0,14															
B 450	0,33	0,18															
B 600	0,40	0,22															
1969	ZB DIN 4227:1969	Die erforderliche Querkraftbewehrung durfte weiterhin mit der reduzierten Hauptzugspannung ermittelt werden. Die Mindestbewehrung entsprach den Werten der ZB DIN 4227:1966. Zusätzlich wurden Regelungen für Minstdurchmesser und für Höchstabstände der Bewehrung ergänzt. Für Bügelbewehrung gilt: <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">Minstdurchmesser (mm)</th> <th>Größtstand (cm)</th> </tr> <tr> <th colspan="2">BSt III</th> <th>BSt I</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Steghöhen ≤ 1 m</td> <td>8</td> <td>10</td> <td>25</td> </tr> <tr> <td>Steghöhen &gt; 1 m</td> <td>10</td> <td>12</td> <td>35</td> </tr> </tbody> </table>		Minstdurchmesser (mm)		Größtstand (cm)	BSt III		BSt I	Steghöhen ≤ 1 m	8	10	25	Steghöhen > 1 m	10	12	35
	Minstdurchmesser (mm)			Größtstand (cm)													
	BSt III		BSt I														
Steghöhen ≤ 1 m	8	10	25														
Steghöhen > 1 m	10	12	35														
1972	DAfStb-Richtlinie „Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen unter Berücksichtigung von DIN 1045:1972-01“	Bemessung der Schubbewehrung für Spannbetontragwerke erfolgte erstmals nach der Fachwerkalogie. Die Neigung der Zugstreben durfte zwischen 90° (Bügel) und 45° (Schrägstäbe, Schrägbügel) gewählt werden. Schubbewehrung musste für alle Bereiche ermittelt werden, deren Hauptzugspannungen aus Querkraft über den Werten der Tabelle 6, Zeile 50 bis 55 [DAfStb72] lagen. Längs des Tragwerks waren zwei, das Schubtragverhalten unter rechnerischer Bruchlast kennzeichnende Zonen zu unterscheiden. Zone a, in der Biegerisse nicht zu erwarten waren, und Zone b, in der sich Schubrisse aus Biegerissen entwickelten. Für beide Zonen galt, dass, wenn die Hauptzugspannungen aus Querkraft über den Werten der Tabelle 6, Zeile 56 [DAfStb72] lagen, volle Schubdeckung vorzusehen war. Andernfalls durfte für reduzierte Hauptzugspannungen bzw. für reduzierte Schubspannungen die Schubbewehrung bemessen werden. Die Mindestschubbewehrung wurde in dieser Richtlinie weiter erhöht. Folgende Werte durften nicht unterschritten werden: <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Betonfestigkeitsklasse</th> <th>BSt 22/34</th> <th>BSt 42/50 BSt 50/55</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Bn 250</td> <td>0,26 %</td> <td>0,14 %</td> </tr> <tr> <td>Bn 350</td> <td>0,34 %</td> <td>0,18 %</td> </tr> <tr> <td>Bn 450</td> <td>0,38 %</td> <td>0,20 %</td> </tr> <tr> <td>Bn 550</td> <td>0,42 %</td> <td>0,22 %</td> </tr> </tbody> </table>	Betonfestigkeitsklasse	BSt 22/34	BSt 42/50 BSt 50/55	Bn 250	0,26 %	0,14 %	Bn 350	0,34 %	0,18 %	Bn 450	0,38 %	0,20 %	Bn 550	0,42 %	0,22 %
Betonfestigkeitsklasse	BSt 22/34	BSt 42/50 BSt 50/55															
Bn 250	0,26 %	0,14 %															
Bn 350	0,34 %	0,18 %															
Bn 450	0,38 %	0,20 %															
Bn 550	0,42 %	0,22 %															
1979	DIN 4227-1:1979-12	Einführung einer veränderlichen Neigung der Druckstrebe. Diese war wie folgt anzusetzen: $\tan \vartheta = 1 - \Delta \tau / \tau_R$ $\tan \vartheta = \geq 0,4$ $\tau_R =$ der für den rechnerischen Bruchzustand nach Zustand II ermittelte Rechenwert der Schubspannung $\Delta \tau = 60 \%$ der Werte nach Tabelle 6, Zeile 50 der DIN 4227-1:1979-12 Durch die Begrenzung der Neigung auf $\tan \vartheta \geq 0,4$ ergibt sich eine minimale Druckstrebenneigung von 21,8°															
2003	DIN Fachbericht 102 (2003)	Bestimmung der Druckstrebenneigung wie in der DIN 1045-1 (2001) in den Grenzen 18,4° bis 59,8°. $0,58 \leq \cot \vartheta \leq \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{sd} / f_{td}}{1 - V_{Rd,c} / V_{Rd}} \leq 3,0$ Ermittlung der Mindestquerkraftbewehrung über den Bewehrungsgrad $\rho_w$ . Für gegliederte Querschnitte mit vorgepanntem Zuggurt gilt: $\min \rho_w = 1,6 \rho$ . Der Grundwert der Mindestbewehrung $\rho$ ist über die Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit der charakteristischen Stahlzugfestigkeit zu ermitteln.															
	ARS 11/2003	Nach dem Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau Nr. 11/2003 ist der minimale Druckstrebenneigungswinkel auf 29,7° zu begrenzen. Als oberen Grenzwert für den Druckstrebenneigungswinkel ist analog zur DIN 1045-1 ein Winkel von 59,8° festgelegt. Der Druckstrebenneigungswinkel ist somit wie folgt zu ermitteln: $0,58 \leq \cot \vartheta \leq \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{sd} / f_{td}}{1 - V_{Rd,c} / V_{Rd}} \leq 1,75$															
2009	DIN Fachbericht 102 (2009)	Übernahme der Grenzen des Druckstrebenneigungswinkels nach ARS 11/2003 in den DIN Fachbericht 102 (2009) $\frac{4}{7} \leq \cot \vartheta \leq \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{sd} / f_{td}}{1 - V_{Rd,c} / V_{Rd}} \leq \frac{7}{4}$															

Tab. 3: Entwicklung der Schubbemessung für Spannbetonbrücken in deutschen Regelwerken



Jahr	Technisches Regelwerk	Temperaturgradient
1953	DIN 4227:1953-10	Berücksichtigung von Spannungen infolge Temperaturänderungen. Keine Berücksichtigung eines Temperaturgradienten.
1979	DIN 4227-1:1979-12	Einführung eines linearen Temperaturgradienten für die Bemessung von Spannbetonbrücken. Für die Erwärmung der Oberseite gegenüber der Unterseite galt: $\Delta T = 5 \text{ K}$ [Endzustand] $\Delta T = 2,5 \text{ K}$ [Bauzustand]
1985	DIN 1072:1985-12	Korrektur der 1979 festgelegten Temperaturgradienten. Für Betonbrücken galt bzgl. der Erwärmung der Oberseite gegenüber der Unterseite: $\Delta T = 7 \text{ K}$ [Endzustand] $\Delta T = 10 \text{ K}$ [Bauzustand]
2001	DIN Fachbericht 101	Einstufung des Temperaturgradienten in verschiedene Gruppen von Brückenüberbauten und Berücksichtigung der Belagstärke. Nach DIN Fachbericht 101 (2001) ergeben sich für Plattenbalken, Betonplatten und Hohlkastenquerschnitte charakteristische Grundwerte der linearen Temperaturunterschiede: <b>Hohlkasten:</b> $\Delta T_{M, \text{pos}} = 10 \text{ K}$ $\Delta T_{M, \text{neg}} = -5 \text{ K}$ <b>Plattenbalken:</b> $\Delta T_{M, \text{pos}} = 15 \text{ K}$ $\Delta T_{M, \text{neg}} = -8 \text{ K}$ <b>Betonplatte:</b> $\Delta T_{M, \text{pos}} = 15 \text{ K}$ $\Delta T_{M, \text{neg}} = -8 \text{ K}$ Diese Werte werden mit Faktoren zur Berücksichtigung der Belagsdicke (0, 50, 100 und 150 mm) angepasst.
2003	DIN Fachbericht 101	Ergänzung der Tabelle um Faktoren zur Berücksichtigung der Belagstärke von 80 mm und 300 mm.
2009	DIN Fachbericht 101	Stand wie 2003

Tab. 4: Einführung und Veränderung des Temperaturgradienten in technischen Regelwerken

erst bei einer höheren Temperaturbeanspruchung zu erwarten. Die genannten Zusammenhänge finden aufgrund der Ergebnisse der vom Institut für Massivbau durchgeführten Bauwerkmessungen an über 70 Brücken Bestätigung.

Äquivalent zur Koppelfugenproblematik stellt sich auch bei den Auswirkungen des linearen Temperaturgradienten die Abhängigkeit zur Querschnittsform ein. Am Institut für Massivbau wurden in der Vergangenheit umfangreiche Messungen an 48 Betonbrücken mit gängigen Querschnittsformen und Abmessungen durchgeführt. Gemessen wurden die Bauwerkstemperaturen, Lufttemperaturen (Außenluft- sowie Lufttemperaturen im Brückenüber-

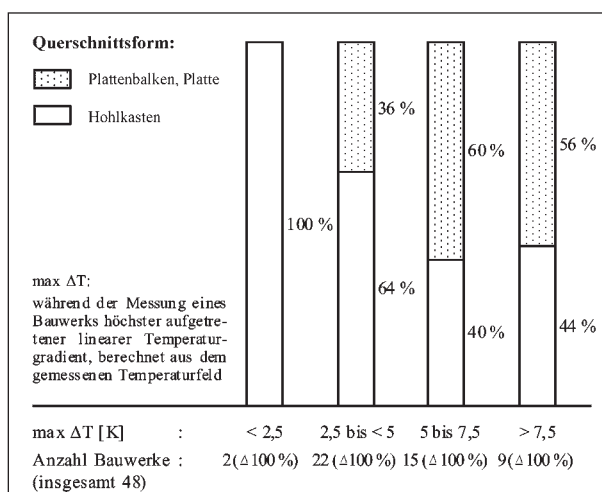


Bild 8: max.  $\Delta T$ -Werte, Übersicht (Messergebnisse) (nach BuSchnLu07)

bau), in einigen Sonderfällen auch die Sonnenstrahlungsintensitäten und die Windgeschwindigkeiten. Aus den gemessenen Temperaturfeldern wurden anschließend die zu den jeweiligen Messterminen herrschenden linearen Temperaturgradienten berechnet. Bild 8 zeigt eine Übersicht über die bei sämtlichen 48 untersuchten Brückenbauwerken (21 Plattenbalken-/Plattenbrücken, 27 Hohlkastenbrücken) jeweils gewonnenen max.  $\Delta T$ -Werte in Abhängigkeit von der Querschnittsform der Überbauten.

Bei der Hälfte der Brücken herrschten während der jeweiligen Messperioden Werte  $\max \Delta T < 5 \text{ K}$ . Höhere Temperaturbeanspruchungen ( $\max \Delta T > 7,5 \text{ K}$ ) traten an 9 Bauwerken auf. Der Spitzenwert aller Messungen betrug  $10,2 \text{ K}$  für einen Plattenbalkenquerschnitt. Im Vergleich zu den Plattenbalken- bzw. Plattenbrücken ergaben sich an den Hohlkastenbrücken kleinere lineare Temperaturgradienten mit einem Spitzenwert von  $8,6 \text{ K}$ .

Für die Beurteilung von Schäden an Brückenbauwerken bedeutet dies, dass eine Hohlkastenbrücke mit Baujahr nach 1979 ggf. den Anforderungen an den linearen Temperaturgradienten genügt und dieser bei der Bemessung des Bauwerks ausreichend berücksichtigt worden ist. Es ist jedoch durch Messungen am Bauwerk zu bestätigen, dass der lineare Temperaturgradient nicht über den bei der Bemessung angesetzten Werten liegt.

## 2.2.7 Mindestbewehrung/Rissbreitenbegrenzung

1953 wurde erstmals eine Mindestbewehrung für ohne Verbund vorgespannte Bauteile vorgesehen.

Jahr	Technisches Regelwerk	Mindestbewehrung
1953	DIN 4227:1953	Mindestbewehrung nur für ohne Verbund vorgespannte Bauteile vorgesehen.
1966	ZB DIN 4227 02.66	Erstmalige Einführung einer Mindestbewehrung für Spannbetonbrücken.
1969	ZB DIN 4227 11.69	Erhöhung der Mindestbewehrung und Empfehlung für Betonrippenstahl ausgesprochen (glatter Betonstahl nicht ausgeschlossen).
1976	ZTV-K (ZTV-K 76)	Erhöhung der Mindestbewehrung. Der kleinste Durchmesser der oben liegenden Bewehrung muss mindestens $d_s = 10$ mm betragen.
1977	Soforterrlass 02.77	Deutliche Erhöhung der Mindestbewehrung bei Koppelfugen: Die Bewehrung musste aus Betonrippenstahl BST 42/50 mit einem maximalen Stababstand von 15 cm bestehen.
1979	DIN 4227-1:1979-12	Einführung einer Mindestbewehrung nach folgenden Grundsätzen: Stabdurchmesser: $d_s = 10$ mm (BST 220/340) $d_s = 8$ mm (BST 420/500) Maximaler Stababstand: max $s = 20$ cm Betonstahlmatten: $d_s = 6$ mm (BST 500/550 RK) Maximaler Stababstand: max $s = 15$ cm
1980	ZTV-K 80	Einheitlicher Mindeststabdurchmessers für alle Festigkeitsklassen der Betonstahlbewehrung: Stabdurchmesser: $d_s = 10$ mm
1988	DIN 4227-1:1988-07	Weitere Anhebung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse und der Bauteilabmessungen.
1990	Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 10/1990	Einführung des genaueren Nachweises zur Begrenzung der Rissbreiten auf der Grundlage der Deckung der Zugkeilkraft nach Zustand I unter Risschnittgrößen.
1995	Änderung A1 zur DIN 4227-1	Übernahme des Bemessungsgrundsatzes von 1990 in modifizierter Form.
2001	DIN Fachbericht 102	Nachweis in Anlehnung an DIN 1045-1 (2001) unter Berücksichtigung der Spannstahlbewehrung.
2009	DIN Fachbericht 102	Nachweis nach DIN 1045-1 (2008) unter Berücksichtigung der Spannstahlbewehrung.

Tab. 5: Einführung und Berücksichtigung der Mindestbewehrung in brückenbauspezifischen Regelwerken

Eine Mindestbewehrung für alle Spannbetonbrücken wurde 1966 eingeführt. Tabelle 5 zeigt die Entwicklung der Berücksichtigung von Mindestbewehrung in den Regelwerken für Spannbetonbrücken.

Jahr	Technisches Regelwerk	Rissbreitenbegrenzung/ Mindestbewehrung
1972	DIN 1045	Beschränkung der Rissbreite unter Gebrauchslast (Grenzdurchmesser in Abhängigkeit der Bauteilform und des Betonstahls).
1988	DIN 1045	Beschränkung der Rissbreite unter Gebrauchslast (Grenzdurchmesser bzw. Höchstwerte der Stababstände in Abhängigkeit der Betonstahlspannung). Mindestbewehrung in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit und der Stahlspannung im Zustand II.
1989	DAfStB Heft 400	Erweiterung der Tabellen zur Ermittlung des Grenzdurchmessers und der Stababstände mit Werten für die Rissbreiten 0,2 und 0,15 mm.
2001	DIN 1045-1	Einführung der Mindestanforderungsklassen in Abhängigkeit der Expositions-klasse. Mindestbewehrung in Abhängigkeit der Betonzugspannung und der Betonzugfestigkeit oder durch Begrenzung des Stabdurchmessers. Begrenzung der Rissbreite mit oder ohne direkter Berechnung.
2001	DIN FB 102	Nachweis gemäß DIN 1045-1 (2001).
2008	DIN 1045-1	Nachweis gemäß DIN 1045-1 (2001) Zusätzliche Unterscheidung zwischen der Mindestbewehrung für Stege und Zuggurte von Plattenbalken und Hohlkästen.
2009	DIN FB 102	Nachweis gemäß DIN 1045-1 (2008) Stabdurchmesser der Mindestbewehrung $\geq 10$ mm Stababstand der Mindestbewehrung $\leq 200$ mm

Tab. 6: Einführung und Berücksichtigung der Rissbreitenbegrenzung für Stahlbetonbrücken

Für Stahlbetonbrücken wurde 1972 der Nachweis zur Begrenzung der Rissbreiten eingeführt. Ab 1988 wurde eine Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten gefordert. Die Tabelle 6 zeigt die Entwicklung für Stahlbetonbauwerke im Hinblick auf die Rissbreitenbegrenzung.

## 2.2.8 Ermüdung von Spannbeton

Die Ermüdungsfestigkeit der Spanngliedkopplungen ist deutlich geringer als die auf freier Spanngliedlänge. Deshalb zeigen insbesondere die Koppelfugen älterer Spannbetonbrücken Ermüdungsprobleme. Der Nachweis der Dauerschwingfestigkeit wird seit dem Schadensfall 1977 an der Hochstraße Prinzenallee im Heerdt Dreieck in Düsseldorf für die Koppelfugen von Spannbetonbrücken geführt (MauBä07).

Nach der RI-EBW-PRÜF ist bei allen Spannbetonbauwerken bis Baujahr 1981 eine Überprüfung der Ermüdungssicherheit durchzuführen (BMVBS07).

Jahr	Technisches Regelwerk	Ermüdungsnachweis
1977	Soforterlass 02.77	Änderung der Bemessungsregeln für Koppelfugen.
1979	DIN 4227-1:1979-12	Modifikation der Bemessungsregeln für Koppelfugen.
1988	DIN 4227-1:1988-07	Fortschreibung des Ermüdungsnachweises für Spanngliedkopplungen durch Erhöhung des linearen Temperaturgradienten auf $\Delta T = 7 \text{ K}$ .

Tab. 7: Einführung und Berücksichtigung des Ermüdungsnachweises für Koppelfugen in technischen Regelwerken

### 2.2.9 Bewehrungskorrosion infolge Chlorideintrag in den Beton

Dringen Chloride infolge von Rissbildung bis zur Bewehrung vor, zerstören sie die passivierende Deckschicht und es kommt infolge eines Ionenflusses zu Bewehrungskorrosion. Bewehrungskorrosion entwickelt sich ebenfalls, wenn der Chloridgehalt im Beton den im Zementstein chemisch gebundenen Chloridgehalt übersteigt.

### 2.2.10 Anforderungen aus Nutzungsänderungen

Nutzungsänderungen können die Verstärkung von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken erforderlich machen. So entsteht beispielsweise durch die Anordnung einer zusätzlichen Fahrspur eine neue Lastanordnung, die bei der ursprünglichen Bemessung nicht berücksichtigt wurde. Wenn diese höheren Beanspruchungen die Tragreserven der Brücke überschreiten, muss eine Verstärkung des Überbaus vorgenommen werden. Auch eine Änderung des Lastmodells oder eine Lasterhöhung kann eine Verstärkung erfordern.

Aus den Anforderungen der „Richtlinien für Passive Schutzeinrichtungen“ ergeben sich insbesondere höhere Anforderungen hinsichtlich der Weiterleitung der Kräfte (Ergebnis der Länderbefragung). In der Breite reduzierte Kappen führen dazu, dass die Radlasten meist weiter außen anzusetzen sind. Damit werden Kragarme höher belastet.

### 2.2.11 Fehler in der (Tragwerks-)Planung

Aus (BMV82) und (BMV94) geht hervor, dass die Ursachen für einige Schäden an Brückenbauwerken aus Fehlern in der Tragwerksplanung resultieren. Vor allem die fehlerhafte Ermittlung der Beanspruchungsgrößen und die falsche Schnittkraftermittlung können zu deutlicher Rissbildung während

der Nutzungsdauer der Brücke führen. Fehler liegen in diesen Fällen zumeist in falschen Ansätzen der Laststellung, falscher Querverteilung der Lasten und Nichtberücksichtigung von Querkräften aus Vorspannung im Auflagerbereich. Eine falsche oder vereinfachte Annahme des statischen Systems kann ebenfalls die Ursache von Schäden am Tragwerk darstellen. So führt z. B. eine Zusammenfassung eines gegliederten Tragwerks in einen einzigen biege- und drehsteifen Stab zu einer unzureichenden Abbildung des Schubflusses.

Auch eine ungeeignete Spanngliedführung kann zu erheblichen Schäden am Bauwerk führen. Spannglieder, die von der Höchstlage über der Stütze nur sehr langsam nach unten ins Feld geführt werden, erzeugen große positive Biegemomente, welche zu deutlichen Biegezugspannungen an den Unterseiten der Hauptträger führen können. Die unzuweckmäßige Anordnung von Querspanngliedern in Verbindung mit einer dünnen Fahrbahnplatte kann unter dem Lastfall Eigengewicht mit Vorspannung eine Verformung der Fahrbahnplatte mit entsprechender Rissbildung hervorrufen.

Als weitere Schadensursache ist eine fehlerhafte Bemessung nach den damals geltenden Normen, wie z. B. der unberücksichtigte Wärmeeinfluss auf statisch unbestimmte Rahmensysteme, zu nennen.

Neben Fehlern in der Tragwerksplanung (Statik) können auch Mängel in der allgemeinen Planung der Brücke, insbesondere bei der konstruktiven Ausbildung von Anschlussdetails, zu Schäden führen. Undichtigkeiten bei der Fahrbahnabdichtung und im Bereich der Fahrbahnübergänge führen dazu, dass Chloride in das Bauteil eindringen und Korrosion verursachen können. Zu geringe Bauteilabmessungen (in Verbindung mit hohen Bewehrungsgehalten) führen zu Problemen bei der Verdichtung des Betons und erhöhen die Gefahr einer zu geringen Betondeckung (siehe auch Kapitel 2.2.12).

### 2.2.12 Fehler in der Bauausführung

Mangelhafte Verdichtung des Betons, unzureichend verpresste Hüllrohre und zu geringe Betondeckung stellen nach (BMV82) und (BMV94) die häufigsten Fehler bei der Bauausführung dar. Aufgrund geringer Bauteilabmessungen oder großer Bewehrungsmengen kann eine Verdichtung des Betons behindert werden. Fehlstellen in Hüllrohren,

durch mangelnde Sorgfalt beim Verpressen oder Unterbrechungen der Verpressarbeiten, führen zum Teil zu erheblicher Korrosionsgefahr für den Spannstahl. Auch die zu geringe Betondeckung, aufgrund ungenauer Ausführung und mangelnder Überwachung, erhöht die Gefahr der Korrosion für am Bauteilrand liegende Bewehrungselemente. Das Eintragen von Chloriden in das Bauwerk, besonders im Bereich der Fahrbahnübergänge, ist teilweise auf eine fehlerhafte oder ungenaue Ausführung der Abdichtungen zurückzuführen (siehe auch Kapitel 2.2.11).

### 3 Verstärkungsverfahren

Zur Verstärkung von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken stehen derzeit nachfolgend aufgeführte Verfahren zur Verfügung:

- Verstärkung durch Aufbringen einer zusätzlichen Druckzone,
- Querschnittsergänzungen durch Spritzbeton mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung,
- in Nuten eingelegte schlaffe Bewehrung,
- aufgeklebte Stahllaschen,
- schlaff aufgeklebte CFK-Lamellen,
- Schubwinkel aus Stahl/CFK,
- in Schlitze verklebte CFK-Lamellen,
- vorgespannte CFK-Lamellen,
- externe Vorspannung,
- Schubnadeln.

Die Verfahren können nach ihrer Anwendung in „globale“ und „lokale“ Verstärkungsmaßnahmen unterschieden werden. Die „globale Verstärkung“ bezeichnet die Verstärkung des Gesamtbauwerks und die „lokale Verstärkung“ bezeichnet die Verstärkung eines Teils des Bauwerks (bereichsweise Verstärkung oder Verstärkung eines Bauwerkselements).

Bei der Auswahl eines geeigneten Verfahrens müssen für die jeweilige Verstärkungsmaßnahme beispielsweise folgende Aspekte im Vorfeld untersucht werden:

- Wie groß ist die zur Verfügung stehende lichte Höhe für die Verstärkungsmaßnahme?

- Welches statische System hat das Bauwerk?
- Wird das Bauwerk während der Durchführung der Verstärkungsmaßnahme weiter genutzt, so dass einige Möglichkeiten der Verstärkung ausscheiden?
- Werden an die Verstärkung besondere Brand- schutzanforderungen gestellt?

### 3.1 Verstärken mit Beton

#### 3.1.1 Zusätzliche Druckzone

##### 3.1.1.1 Allgemeine Beschreibung

Durch das Aufbringen einer nachträglichen Ortbetonschicht in der Druckzone lässt sich sowohl die Biege- als auch die Schubtragfähigkeit eines Bauteils heraufsetzen (Schäfer96). Die Erhöhung der Tragfähigkeit erfolgt durch die Vergrößerung des Hebelarms der inneren Kräfte. Dazu muss der neue Druckgurt schubfest mit dem bestehenden Bauteil verbunden werden. Der Verbund zwischen altem und neuem Beton wird durch die Wirkung von Mikrorauigkeit (Haftung), Reibung sowie evtl. erforderlicher Verbundbewehrung sichergestellt (Sei07). Eine Verstärkungsmaßnahme kann, in Abhängigkeit vom vorliegenden Schadensfalllokal oder global erfolgen.

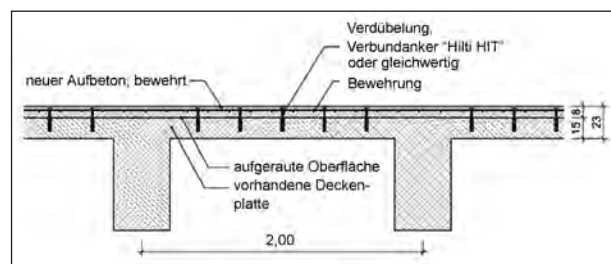


Bild 9: Verstärkung einer Deckenplatte durch Aufbeton (EmSe-He09)



Bild 10: Dübelanordnung Donnergrabenbrücke (Bra06)



Zur normgerechten Herstellung einer kraftschlüssigen Verbindung zwischen Alt- und Neubeton mittels einer Verbundbewehrung stehen beispielsweise Schubdübel zur Verfügung, die mit einem Kleber in Bohrlöcher im Altbeton verankert werden (siehe Bild 9).

### 3.1.1.2 Bemessung

Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind nach DIN Fachbericht 102 für den als quasi monolithisch betrachteten Gesamtquerschnitt zu führen. Für die Biegebemessung gilt:

- Der Nachweis der Übertragung der in der Fuge wirkenden Schubkräfte ist zu führen. Wird der Nachweis nicht erfüllt, ist die Anordnung einer Verbundbewehrung einschließlich Verankerung im vorhandenen und neuen Beton erforderlich. Bzgl. der Schubkraftübertragung über die Fuge gilt nach DIN Fachbericht 102: „Bei dynamischer oder Ermüdungsbeanspruchung darf der Adhäsionstraganteil des Betonverbundes nicht berücksichtigt werden ( $c_j = 0$  in Tabelle 4.113).
- Bei unterschiedlichen Festigkeiten des Alt- und des Neubetons darf näherungsweise die geringere Festigkeit angesetzt werden.

Bestehen besondere Anforderungen hinsichtlich einer Durchbiegungsbegrenzung, sollten genauere Verformungsberechnungen mit Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden durchgeführt werden. Dabei sind die Streubreiten der Eingangswerte zu berücksichtigen. Verformungsabschätzungen sind insbesondere deswegen relevant, da eine planmäßige Überhöhung, mit der sich gewisse Unsicherheiten im Sinne eines „Vorhaltemaßes“ ausgleichen lassen, nicht möglich ist (Sei07).

### 3.1.1.3 Anwendungskriterien

Eine Anwendung der Spritzbetonbauweise nach unten auf horizontale und schwach geneigte Flächen ist wegen unkontrollierten Rückfalls oder Rückpralls gemäß (ZTV-ING07) nicht zulässig. Die Verstärkung der Druckzone im Feldbereich ist daher stets in Ortbetonbauweise durchzuführen.

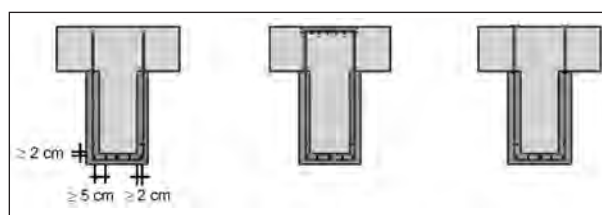
## 3.1.2 Querschnittsergänzungen durch Spritzbeton mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung

### 3.1.2.1 Allgemeine Beschreibung

Durch die zusätzliche Bewehrung als Querschnittsergänzung kann in Abhängigkeit von der zugelegten Bewehrung sowohl die Biegetragfähigkeit als auch die Schubtragfähigkeit erhöht werden. Die zusätzliche Bewehrung ist dabei mittels einer Verbundbewehrung außerhalb des Altbetonquerschnitts anzubringen und anschließend mittels Spritzbetons zu umhüllen. Entscheidend für den erreichbaren Nutzen dieser Verstärkungsmethode ist der Verbund zwischen altem und neuem Beton.

In den meisten Fällen sind Betonbauteile in ihrer Zugzone zu verstärken, sodass dieses Verfahren überwiegend für die lokale Verstärkung eingesetzt wird. Das Verfahren kann aber auch für eine globale Verstärkung geeignet sein. Die Druckzone weist in der Regel die nötigen Tragreserven auf, um den höheren Belastungen des verstärkten Bauteils zu genügen. Die statisch erforderliche Bewehrung ist nach DIN 18551 so anzuordnen, dass der Abstand der Bewehrungsstäbe untereinander mindestens 50 mm, zum Betonuntergrund 20 mm beträgt.

Der Verbund zwischen Alt- und Neubeton wird durch die Anordnung von Verbundankern sichergestellt. Die erforderliche Anzahl dieser Verbundanker bestimmt sich aus den zu übertragenden Kräften sowie aus der Forderung, dass die Bewehrung durch das Anspritzen der Bewehrung nicht in Schwingungen geraten darf. Wird nur der Zuggurt verstärkt, so ist die Verbundbewehrung ausschließlich im Bereich des Zuggurts anzuordnen. Werden Zulagebügel erforderlich, sind diese so in der Druckzone zu verankern, dass sie als Verdübelung zwischen altem und neuem Beton wirken (Varianten siehe Bild 11). Dabei sind für die zusätzliche Bügelbewehrung neben der ausreichenden Verankerung auch der dauerhafte Korrosionsschutz und der Brandschutz zu gewährleisten (Sei07).



**Bild 11:** Plattenbalken mit zusätzlichen Bügeln: a) eingeklebt, b) geschlossen, c) mit Stahlprofilen verankert (Sei07)

### 3.1.2.2 Bemessung

Bei der Ermittlung der für die Bemessung relevanten Einwirkungen ist zu berücksichtigen, dass die zusätzliche Spritzbetonschicht ein zusätzliches Eigengewicht verursacht. Für einen als monolithisch zu betrachtenden Gesamtquerschnitt werden die Nachweise nach DIN 18551 in Verbindung mit DIN 1045-1 und DIN Fachbericht 102 geführt.

### 3.1.2.3 Herstellung/Ausführung

Das Verfahren der Spritzbetonverstärkung sieht die Reinigung und Vorbehandlung des Altbetons mittels Druckluft, Strahlmitteln oder Hochdruckwasserstrahlen vor. Dabei muss schadhafter Beton entfernt und ein sauberer, rauer und fester Betonuntergrund erzielt werden. Die Altbetonfläche muss eine Oberflächenzugfestigkeit von mindestens  $1,5 \text{ N/mm}^2$  aufweisen. Zusätzlich muss die Auftragsfläche vorgenässt werden. Die Sicherung des Verbundes zwischen der Auftragsfläche und dem Spritzbeton kann aus vorhandener Bewehrung, zusätzlich eingebauten Bügeln oder Verbundankern bestehen. Die Bewehrungselemente sind so zu fixieren, dass ein Federn beim Aufbringen des Spritzbetons ausgeschlossen ist. Der Auftrag des Spritzbetons kann in mehreren Lagen erfolgen, bis die erforderliche Auftragsdicke erreicht ist. Bei Auftragsdicken über 50 mm ist eine konstruktive Schwindbewehrung vorzusehen. Glätten oder Abziehen des frischen Betons ist nicht zulässig. Dem frischen Spritzbeton sind Feuchtigkeit sowie eine spezielle Nachbehandlung zuzuführen (Schn99).

## 3.2 Zusatzbewehrung in Nuten

### 3.2.1 Allgemeine Beschreibung

Grundgedanke dieser Verstärkungsmethode ist es, die erforderliche Zusatzbewehrung in den bestehenden Betonquerschnitt einzubinden. Ähnlich zur Querschnittergänzung durch Spritzbeton mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung ist der Einsatz von Zusatzbewehrung in Nuten zur globalen und lokalen Verstärkung möglich. Überwiegend kommt dieses Verfahren jedoch bei der lokalen Verstärkung von Tragwerksabschnitten (z. B. Koppelfugenstellen) zum Einsatz.

Entscheidend bei diesem Verstärkungsverfahren ist die sorgsame Herstellung der Nuten. So kam es anfänglich infolge mechanischer Nutherstellung oft

zu Beschädigungen an dem zu verstärkenden Bauteil. Durch die später entwickelte und patentierte Herstellung der Nuten (Fa. Rödl GmbH, Nürnberg) mit Höchstdruckwasserstrahl kann eine Beschädigung der vorhandenen Bewehrung weitestgehend vermieden werden. Die erforderlichen Mindestabmessungen der Nuten gehen aus Bild 12 hervor. Die Schwächung des vorhandenen Bauteils während der Herstellungsphase ist bei Ingenieurbauwerken nicht bedeutsam, bei „Filigranquerschnitten“ können zusätzliche Überlegungen erforderlich sein.

Die Nutabmessungen erlauben eine gute Einbettung der Zusatzbewehrung und erfüllen die statisch-konstruktiven Aspekte.

Das Füllen der Nuten erfolgt nach Einfädung der Zusatzbewehrung mit Spritzbeton oder fließfähigem Füllbeton. Eine äußerst sorgfältige Nachbehandlung ist erforderlich.

Ein Vorteil dieses Verstärkungsverfahrens ist, dass die Zusatzbewehrung in „gesunden“ Querschnittsteilen mit artgerechtem Verbund angeordnet wird. Die erzielbaren Verbundeigenschaften entsprechen denen unmittelbar einbetonierter Bewehrungsstäbe. Die Tragfähigkeit, Rissbildung und Verankerung

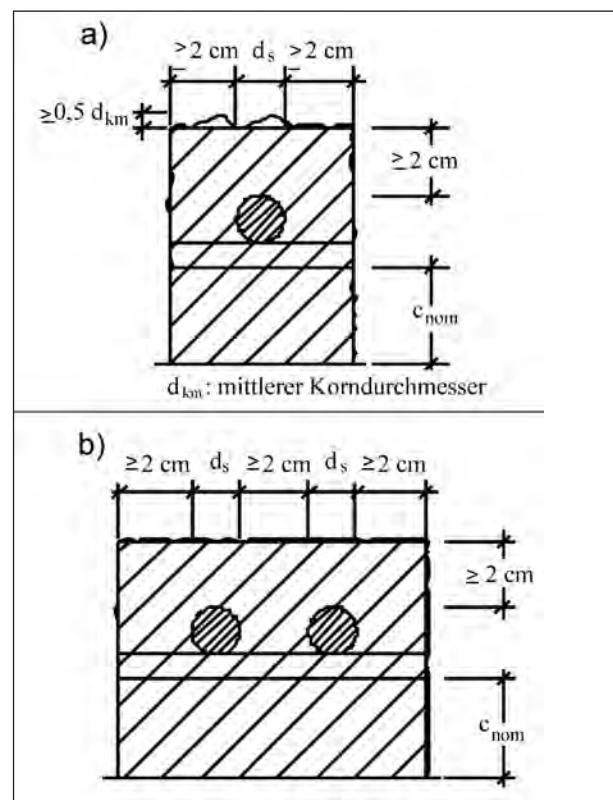


Bild 12: Nutabmessungen; a) Einzelstab, b) Doppelstab

unterscheiden sich in keiner Weise von dem beim Stahlbeton Üblichen. Das Aussehen des Tragwerks wird in keiner Weise beeinträchtigt. Ein zusätzlicher Unterhaltungsaufwand als Folge der Verstärkung entfällt.

### 3.2.2 Bemessung

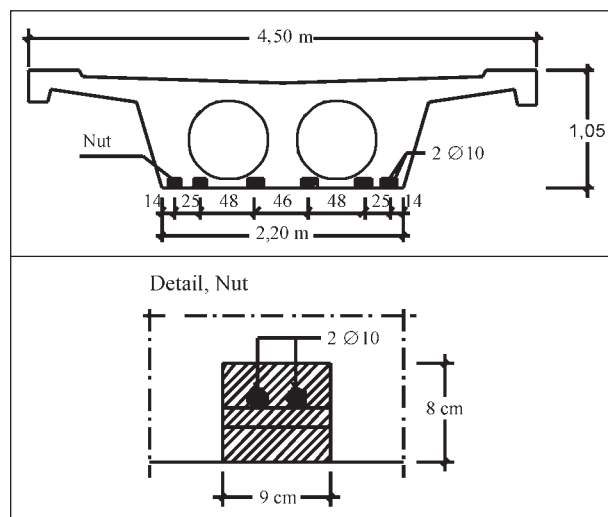
Die Nachweisführung erfolgt nach den üblichen Grundsätzen des Stahlbetonbaus wie für direkt einbetonierte Bewehrungselemente.

Zu beachten bleibt, dass es im Allgemeinen zur Einfädung der Zusatzbewehrung innerhalb von vorhandener Querbewehrung erforderlich ist, ein oder zwei Querbewehrungselemente zu durchtrennen. Die Gesamttragfähigkeit ist hierdurch im Allgemeinen nicht gefährdet (SchnBu08).

### 3.2.3 Anwendungsbeispiel

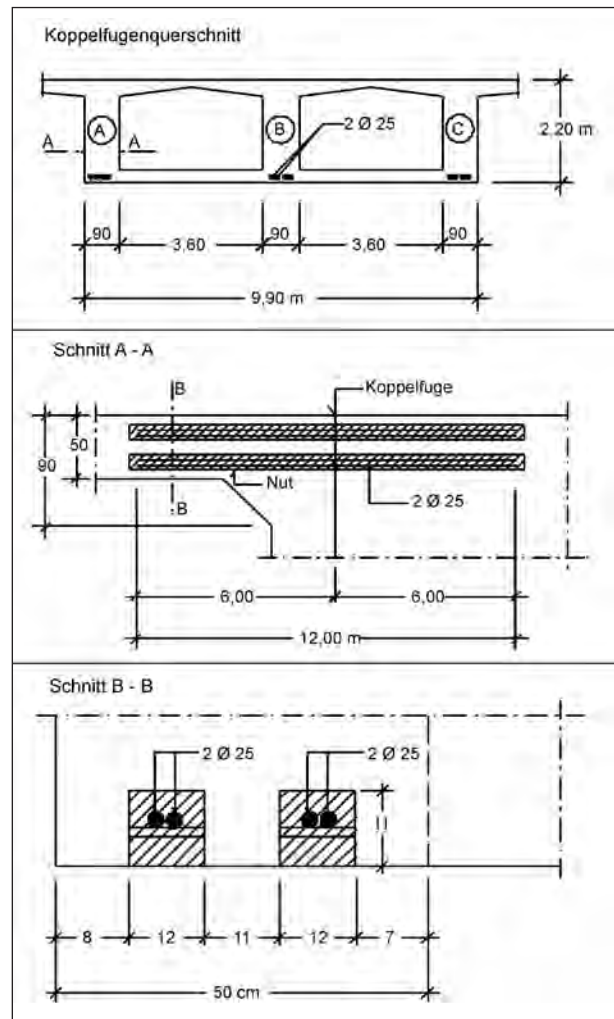
Mit der Technik der Zusatzbewehrung in Nuten wurden seit den 1990er Jahren über 20 Betonbrücken verstärkt, erstmals beim Überbau der Fußgängerbrücke Gera-Lusan, bei der wegen überproportionaler Biegerissbildung eine komplett neue Längsbewehrung aus Stabstäben  $\varnothing 10$  einzubauen war (Bild 13).

Eingesetzt wurde diese Verstärkungsvariante überwiegend für die lokale Verstärkung von Koppelfugenbereichen älterer, abschnittsweise hergestellter Spannbetonbrücken in Längsrichtung (Bild 14). Sie ist ebenfalls zur Verstärkung von Überbauten in Querrichtung geeignet (Bild 15) (SchnBu08).

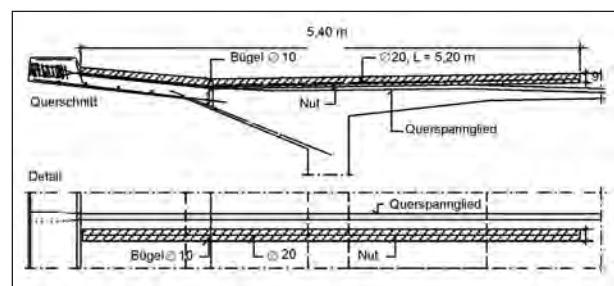


**Bild 13:** Fußgängerbrücke Gera-Lusan, neue Längsbewehrung in Nuten

Ein weiteres Anwendungsbeispiel stellt die Logebachtalbrücke im Zuge der A 3 dar. Die als zwei-stegiger Plattenbalken mit Hohlkörpern in den Stegen ausgebildete Mehrfeldbrücke wurde 1975 erstellt. 2002 musste das in Längs- und in Querrichtung vorgespannte Bauwerk aufgrund der Koppelfugenproblematik verstärkt werden. Alternativ zu der Zusatzbewehrung in Nuten wäre die Verstärkung mit zusätzlicher externer Vorspannung möglich gewesen. Da die Umsetzung der externen Vor-



**Bild 14:** Örtliche Verstärkung einer Koppelfugenbrücke



**Bild 15:** Verstärkung einer Fahrbahnplatte in Querrichtung

spannung in diesem Fall sehr aufwändig gewesen wäre, kam unter Berücksichtigung aller wirtschaftlicher Aspekte die in Nutzen eingelassene Zusatzbewehrung zum Einsatz (Ergebnis der Länderbefragung (siehe Kapitel 4.3)).

### 3.3 Verstärken mit Laschen und Lamellen

Laschen und Lamellen eignen sich grundsätzlich sowohl zur lokalen als auch zur globalen Tragwerksverstärkung. Die Anwendung von aufgeklebten Schublaschen und Schublamellen ist überwiegend bei lokalen Verstärkungen praktikabel. Aufgeklebte Stahllaschen und CFK-Lamellen zur Biegeverstärkung hingegen kommen auch vermehrt bei der globalen Verstärkung zum Einsatz. Vorgespannte CFK-Lamellen können zur lokalen oder globalen Verstärkung zur Erhöhung der Biegetragfähigkeit verwendet werden.

#### 3.3.1 Aufgeklebte Stahllaschen

##### 3.3.1.1 Allgemeine Beschreibung

Betonbauteile des Ingenieurbaus werden seit den 1960er Jahren mittels aufgeklebter Stahllaschen verstärkt. Die Erfahrungen sind, insbesondere für Umwelteinflüssen ausgesetzte Bauwerke im Freien, nicht durchweg positiv. Verstärkte Brückenüberbauten weisen häufig Korrosionserscheinungen an den Stahllaschen auf. Ebenso kam es zu Ablöseerscheinungen an den Enden der Laschen. In der Schweiz durchgeführte Langzeitversuche unter Freibewitterung zeigen langfristig zu erwartende Probleme hinsichtlich des Korrosionsverhaltens von Stahllaschen bei der Außenanwendung.

Zu beachten ist, dass die Verstärkung mit Stahllaschen nur von sachkundigen Firmen mit entsprechendem Eignungsnachweis ausgeführt werden darf.

##### 3.3.1.2 Anwendungsbereich

Nach den Anwendungsbereichen der derzeit gültigen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) dürfen Bauteile mit aufgeklebten Stahllaschen verstärkt werden, wenn

- es sich bei dem zu verstärkenden Bauteil um ein Stahlbetonbauteil handelt,
- es sich bei dem Bauteil um ein Biegebauteil ohne Längskraft handelt,

- die erforderliche Biegetragfähigkeit des verstärkten Bauteils an keiner Stelle größer als das Zweifache des unverstärkten Bauteils ist,

$$\eta_B = \frac{M_{Ed,V}}{M_{Rd,0}} \leq 2$$

$\eta_B$  = Biegeverstärkungsgrad

$M_{Ed,V}$  = Bemessungswert des einwirkenden Moments im verstärkten Zustand

$M_{Rd,0}$  = Bemessungswert der Momententragfähigkeit im unverstärkten Zustand

- das Bauteil im Bereich der Verstärkung keiner wechselnden oder dauerhaften Durchfeuchtung oder einer relativen Luftfeuchtigkeit von 80 % ausgesetzt ist,
- die Bauteiltemperaturen im Bereich der Stahllaschen nicht die in der Zulassung enthaltenen Temperaturwerte überschreiten,
- das Bauteil gemäß DIN 1055-100:2001-03, Abschnitt 3.1.2.5.1 ausschließlich vorwiegend ruhend beansprucht ist,
- das Bauteil aus Normalbeton der Festigkeiten C12/15 bis C45/55 hergestellt ist,
- die rechnerische Oberflächensugfestigkeit  $f_{ctm,surf} \geq 1,5 \text{ N/mm}^2$  (mehr als  $3,0 \text{ N/mm}^2$  dürfen bei der Bemessung nicht angesetzt werden) beträgt,
- die Unebenheiten  $\leq 5 \text{ mm}$  sind,
- im Bereich der Klebefläche die Betondeckung mindestens  $10 \text{ mm}$  beträgt.

Stahllaschen dürfen ungeschützt nur für Expositionsklassen XC1 (nur für trockene Umgebungsbedingungen) und XC3 nach DIN 1045-1:2008-08, Tabelle 3 und bei geringer UV-Strahlung (keine direkte Sonneneinstrahlung und nicht bei möglicher indirekter Sonneneinstrahlung) verwendet werden. Andernfalls ist ein geeigneter Schutzanstrich aufzubringen.

Bereits bei der Planung der Verstärkungsmaßnahme ist zu berücksichtigen, dass die Bauteile bis zur Aushärtung des Klebers zu fixieren sind. Gemäß abZ dürfen die Bauteile nach dem Fixieren keine Erschütterungen und Bewegungen erleiden.

Gemäß Zulassung sind Unterstützungen für die gesamte Dauer der Aushärtung erforderlich.



Sofern gemäß Zulassung die Stahllaschen durch Querkraftbügel zu umschließen sind, müssen diese aus Stahl der Sorten S 235 J2 und S 235 JR nach DIN EN 100025-2 bestehen.

Die Belastung der Konstruktion darf bei einer mittleren Bauwerkstemperatur von 20 °C frühestens zwei Tage nach Beendigung der Klebearbeiten erfolgen. Bei niedrigeren Temperaturen oder Unsicherheiten über die Aushärtung des Klebstoffes sind die Erhärtungsnachweise gemäß Zulassung maßgebend.

Gemäß Zulassung muss der Untergrund entsprechend vorbehandelt und eben sein. Die zu verklebende Betonoberfläche muss für die Verklebung vorbereitet werden, bis der Grobzuschlag ( $> 8$  mm) sichtbar wird. Dies kann beispielsweise durch Druckluftstrahlen mit festem Stahlmittel, Kugelstrahlen, Druckwasserstrahlen, mit Nadelpistole oder Stockgerät (inkl. Nacharbeitung) erfolgen. Gemäß Zulassung muss die zu verklebende Betonoberfläche staubfrei sowie frei von losen Teilen sein. Weiterhin muss die Betonoberfläche trocken sein.

Nach älteren abZs war es zulässig, Spannbetonbauteile durch aufgeklebte Stahllaschen zu verstärken. Ebenfalls möglich war die Verstärkung von Bauteilen, die durch nicht vorwiegend ruhende Verkehrslasten beansprucht sind. Die Einschränkungen auf Stahlbetonbauteile, die vorwiegend ruhend beansprucht sind, erfolgte 2008 durch die Änderungsbescheide zu den gültigen Zulassungen. Ab 2008 neu beantragte Zulassungen wurden mit oben genannten Einschränkungen belegt.

Eine Begrenzung des Anwendungsbereichs auf Normalbeton bis zu einer Festigkeitsklasse von C45/55 ist in den älteren Zulassungen nicht enthalten. In ihnen wird lediglich die Mindestbetonfestigkeitsklasse B15 gefordert. Es dürfen gemäß den seit 2008 neu beantragten Zulassungen nur Bauteile aus Normalbeton mittels Stahllaschen verstärkt werden.

### 3.3.1.3 Bemessung

Die Bemessung der Stahllaschenverstärkung erfolgt nach den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen.

### 3.3.1.4 Voruntersuchungen

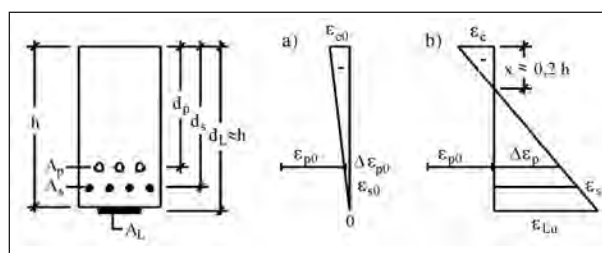
Folgende Untersuchungen sind vor dem Aufbringen der Verstärkung durchzuführen:

- Bestimmung der Haftzugfestigkeit,
- Untersuchung der Ebenheit des Untergrundes,
- Bestimmung der Betondruckfestigkeit,
- Bestimmung der Karbonatisierung des Betons,
- Bestimmung der vorhandenen Bewehrung im Bauteil und deren Stahlgüte,
- Bestimmung der Position der Bewehrung im Bauteil,
- Untersuchung und Aufnahme des Risszustands des Bauwerks.

### 3.3.1.5 Verstärkung von Spannbetonbauteilen mit aufgeklebten Stahllaschen

Sollen Spannbetonbauteile mit aufgeklebten Stahllaschen verstärkt werden, so ist zuvor eine Zustimmung im Einzelfall zu erwirken.

Bei der Verstärkung von Spannbetonbauteilen kann es infolge der niedrigen Ausnutzbarkeit des zugelassenen Laschenstahls (S 235 J2 und S235 JR) zu Problemen bei der Traglasterrhöhung von Spannbetonbauteilen kommen. Soll beispielsweise ein Spannbetonbauteil im Zustand I verstärkt werden, sind die für das Fließen der inneren Bewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit erforderlichen Dehnungszuwächse nicht immer erzielbar, woraus im verstärkten Zustand eine geringere Tragfähigkeit als im unverstärkten resultieren kann. In Bild 16 sind die Dehnungsverteilungen eines solchen Spannbetonquerschnitts unter der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte vor und nach Anbringen der Laschen dargestellt. In dem Bild bedeuten bzw. wurden gesetzt:  $A_p$ : Spannstahlquerschnitt (Spannstahl St 1570/1770);  $A_s$ : Betonstahlquerschnitt (Betonstahl: BSt 420 S);  $A_L$ : Laschenquerschnitt,  $d_p = 0,85 h$ ,  $d_s = 0,95 h$ ;  $\epsilon_{p0}$ : Vordehnung des Spannstahls, berechnet aus der zulässigen

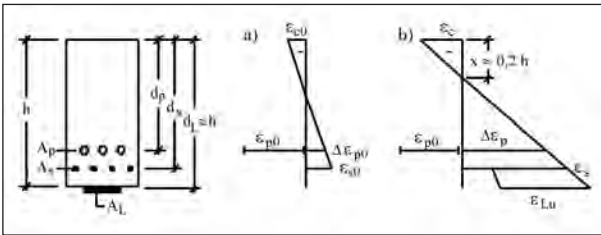


**Bild 16:** Dehnungsverteilungen, Verstärkung im ungerissenen Zustand; a) vor der Verstärkung, b) im Grenzzustand der Tragfähigkeit (SchnBu08)

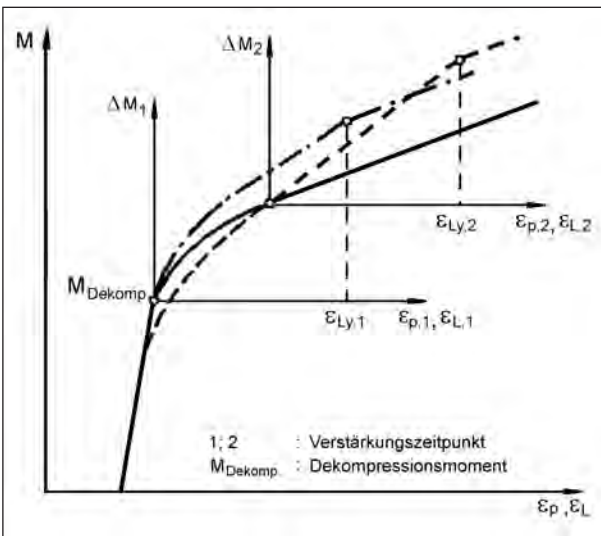
gen Spannstahlspannung gemäß DIN 4227;  $\epsilon_{Lu}$ : zulässige Grenzdehnung der Lasche. Gemäß den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZs) des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) gilt  $\epsilon_{Lu,S} = 0,3 \%$  (der Index S steht für Stahllaschen). Hierfür erreicht der Dehnungszuwachs im Spannstahl  $\Delta\epsilon_p$  nicht die für das Fließen erforderliche Größe.

Bei der Verstärkung eines gerissenen Spannbetonbauteils (Bild 17) können die zum Fließen der Innenbewehrung erforderlichen Dehnungszuwächse erzielt werden. Allerdings setzt dies zum Verstärkungszeitpunkt eine vergleichsweise hohe Vordehnung der einbetonierten Bewehrung unter Gebrauchslasten voraus.

Bei der Bewertung der Ergebnisse müssen die vereinfachenden Annahmen beachtet werden. Genauere rechnerische Analysen auf Grundlage der in Bild 18 dargestellten Wirkungsweise einer aufgeklebten Zusatzbewehrung beim Variieren der geometrischen Verhältnisse sowie des Beanspruchungsniveaus zum Verstärkungszeitpunkt ergä-



**Bild 17:** Dehnungsverteilungen, Verstärkung im gerissenen Zustand; a) vor der Verstärkung, b) im Grenzzustand der Tragfähigkeit (SchnBu08)



**Bild 18:** Wirkung der aufgeklebten Zusatzbewehrung (SchnBu08)

ben jedoch keine signifikanten Verbesserungen hinsichtlich der eingeschränkten Anwendbarkeit von Stahllaschen, dies auch unter Berücksichtigung des Umstandes, dass in der Ausführungspraxis geringere statische Nutzhöhen bzw. höhere Stahlgüten (bspw. BSt 500) als die angenommenen vorhanden sein können (SchnBu08).

**3.3.1.6 Anwendungsbeispiel**

Als Anwendungsbeispiel sei hier die Talbrücke Katzenbusch genannt (BMV95). Die 1970 auf freitragender Vorschubrüstung gebaute Spannbetonbrücke wies 1972 erste Risse an den Koppelstellen auf. Die Überprüfung der Spannungsschwingbreiten im Spannstahl ergab, dass diese mit  $\Delta\sigma_{vorh} = 112 - 127 \text{ N/mm}^2$  weit über dem zulässigen Wert von  $\Delta\sigma_{zul} = 55 \text{ N/mm}^2$  lagen. 1977/78 wurden die Risse im Bereich der Koppelfugen kraftschlüssig verpresst und 1986 bis 1988 mittels Stahllaschen verstärkt. 1991 zeigten sich bei der nächsten Hauptprüfung ähnliche Rissbilder wie die Jahre zuvor. 1995 wurde die Brücke mittels externer Vorspannung erneut verstärkt.

**3.3.2 Aufgeklebte CFK-Lamellen**

**3.3.2.1 Allgemeine Beschreibung**

CFK-Lamellen bestehen aus Kohlenstoffaserverbundwerkstoffen und besitzen eine hohe Zugfestigkeit (Tabelle 8). Sie werden als äußere Bewehrung mittels eines Epoxidharzklebers oberflächlich auf das Bauteil geklebt. Die Vorteile dieser Applikation sind:

- geringes Eigengewicht,
- beliebige Lieferlängen,
- einfacher Einbau ohne Abstützung- bzw. Haltevorrichtungen,
- kurze Einbauzeiten,
- hohe Zugfestigkeit,
- hohe Bruchdehnung,
- Korrosion kann nicht eintreten,
- geringe Bauhöhe.

Die Unterschiede zwischen CFK-Lamellen und den Stahllamellen verdeutlicht der in Tabelle 8 aufgeführte Vergleich der beiden Materialien.

Als Nachteil dieser Verstärkungsmaßnahme sind die hohen Werkstoffkosten sowie die hohe Emp-

findlichkeit vor und bei dem Einbau anzusehen. So dürfen CFK-Lamellen nicht abgekantet und keinen Querpressungen ausgesetzt werden (Gusia06). Nach dem Anbringen der Lamelle ist diese vor höheren Temperaturen zu schützen. Bei wiederkehrendem und dauerhaftem Überschreiten der Glasübergangstemperatur kommt es zu Festigkeitsverlust und Ablösung des Klebers. Dessen Glasübergangstemperatur liegt üblicherweise zwischen 50 und 100 °C (Berg05). Wesentlich ist dies für Überführungsbauwerke, die durch einen möglichen Brandfall unter dem Bauwerk belastet werden

Kriterien		CFK-Lamelle	Stahllasche
Dicke	[mm]	1,2 – 1,4	5 – 15
Eigengewicht	[g/cm <sup>2</sup> ]	1,4 – 1,6	7,8
Zugfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]	1.000 – 3.000	235 – 400
E-Modul	[N/mm <sup>2</sup> ]	150.000 – 300.000	210.000
Grenzdehnung	[%]	8 – 16	3
Stöße	[mm]	im Allgemeinen nicht erforderlich	erforderlich 100 < l <sub>ü</sub> < 200
Bauhöhe	[mm]	3 – 5	10 – 20
Länge	[m]	> 100	l <sub>max</sub> = 8
Erhöhung der Nutzlast	[KN/m <sup>2</sup> ]	M <sub>uv</sub> /M <sub>uo</sub> ≤ 2	M <sub>uv</sub> /M <sub>uo</sub> ≤ 2
Handhabung		flexibel, einfach	schwierig, steif
Aufnahme der Kräfte		nur in Längsrichtung	in beliebiger Richtung
Kreuzungen		einfach	aufwendig
Montage		Hartgummiroller	mit Hebezeug und Anpressvorrichtung
Korrosion		nein	ja
Verhalten		ideal-elastisch	elastisch-plastisch

Tab. 8: Vergleich zwischen CFK-Lamelle und Stahllasche

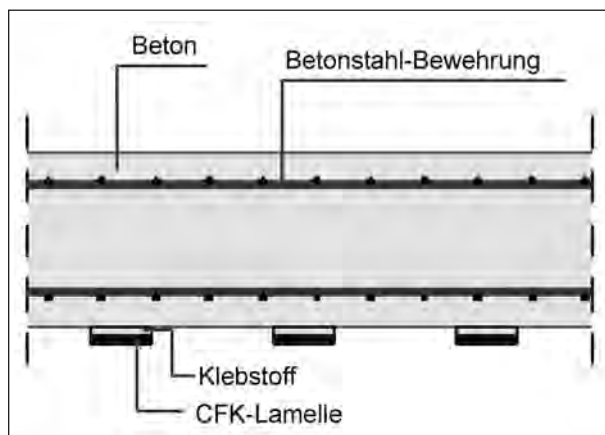


Bild 19: Darstellung der aufgeklebten CFK-Lamellen (Blasch01)

können. CFK-Lamellen können beispielsweise mit Brandschutzplatten oder mit schäumenden Anstrichen vor dieser Beanspruchung geschützt werden. Die zulässigen Temperaturen für CFK-Lamellen-Applikationen sind den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der CFK-Lamellen zu entnehmen.

Zu beachten ist, dass die Verstärkung mit CFK-Lamellen nur von sachkundigen Firmen mit entsprechendem Eignungsnachweis ausgeführt werden darf.

Eingesetzt wurde dieses Verstärkungsverfahren bisher zur

- Nutzlasterhöhung bei größerer Verkehrsbelastung,
- Instandsetzung und Verstärkung von Koppelfugen,
- Querverstärkung von Brücken,
- nachträglichen Korrektur fehlerhafter Bemessung,
- Verstärkung hochbeanspruchter Lasteinleitungsbereiche,
- Instandsetzung nach Brandfällen oder Aufprallschäden von Fahrzeugen (Gusia06).

### 3.3.2.2 Anwendungsbereich

Nach den Anwendungsbereichen der derzeit gültigen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) dürfen Bauteile mit schlaff aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkt werden, wenn

- es sich bei dem zu verstärkenden Bauteil um ein Stahlbetonbauteil handelt,
- es sich bei dem Bauteil um ein Biegebauteil ohne Längskraft handelt,
- die erforderliche Biegetragfähigkeit des verstärkten Bauteils an keiner Stelle größer als das Zweifache des unverstärkten Bauteils ist,

$$\eta_B = \frac{M_{Ed,V}}{M_{Rd,0}} \leq 2$$

$\eta_B$  = Biegeverstärkungsgrad

$M_{Ed,V}$  = Bemessungswert des einwirkenden Moments im verstärkten Zustand

$M_{Rd,0}$  = Bemessungswert der Momententragfähigkeit im unverstärkten Zustand

- die Bauteiltemperaturen im Bereich der CFK-Lamellen nicht die in der Zulassung enthaltenen Temperaturwerte überschreiten,
- das Bauteil gemäß DIN 1055-100:2001-03, Abschnitt 3.1.2.5.1 ausschließlich vorwiegend ruhend beansprucht ist,
- das Bauteil aus Normalbeton der Festigkeiten C12/15 bis C45/55 hergestellt ist,
- die rechnerische Oberflächenzugfestigkeit  $f_{ctm,surf} \geq 1,5 \text{ N/mm}^2$  (mehr als  $3,0 \text{ N/mm}^2$  dürfen bei der Bemessung nicht angesetzt werden) beträgt,
- die Unebenheiten  $\leq 5 \text{ mm}$  sind,
- im Bereich der Klebefläche die Betondeckung mindestens  $10 \text{ mm}$  beträgt.

Ungeschützt dürfen die CFK-Lamellen nur für Expositionsklassen XC1 (hier nur für trockene Umgebungsbedingungen) und XC3 nach DIN 1045-1:2008-08, Tabelle 3 und bei geringer UV-Strahlung (keine direkte Sonneneinstrahlung und nicht bei möglicher indirekter Sonneneinstrahlung) verwendet werden. Andernfalls ist ein geeigneter Schutzanstrich aufzubringen. Bei der Anwendung unter der Expositionsklasse XC4 nach DIN 1045-1:2008-08, Tabelle 3, ist durch das Aufbringen geeigneter Schutzschichten sicherzustellen, dass das Bauteil im Bereich der aufgeklebten CFK-Lamellen nicht einer wechselnden oder dauernden Durchfeuchtung sowie nicht einem „schwachen“ chemischen Angriff nach DIN 4030-2:2008-06 ausgesetzt ist.

Bereits bei der Planung der Verstärkungsmaßnahme ist zu berücksichtigen, dass die Bauteile bis zur Aushärtung des Klebers zu fixieren sind. Gemäß abZ dürfen die Bauteile nach dem Fixieren keine Erschütterungen und Bewegungen erleiden.

Sofern gemäß Zulassung die CFK-Lamellen durch Querkraftbügel zu umschließen sind, müssen diese aus Stahl der Sorten S 235 J2 und S 235 JR nach DIN EN 100025-2 bestehen. Bei Verstärkung mit Schublaschen ist eine Unterstützung für die Dauer der Aushärtung erforderlich.

Die Belastung der Konstruktion darf bei einer mittleren Bauwerkstemperatur von  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  frühestens zwei Tage nach Beendigung der Klebearbeiten erfolgen.

Bei niedrigeren Temperaturen oder Unsicherheiten über die Aushärtung des Klebstoffes sind die Erhärtungsnachweise gemäß Zulassung maßgebend.

Die zu verklebende Betonoberfläche muss für die Verklebung vorbereitet werden, bis der Grobzuschlag ( $> 8 \text{ mm}$ ) sichtbar wird. Dies kann beispielsweise durch Druckluftstrahlen mit festem Stahlmittel, Kugelstrahlen, Druckwasserstrahlen, mit Nadelpistole oder Stockgerät (inkl. Nacharbeitung) erfolgen. Gemäß Zulassung muss die zu verklebende Betonoberfläche staubfrei sowie frei von losen Teilen sein. Weiterhin muss die Betonoberfläche trocken sein. Unebenheiten sind zu vermeiden, um eine senkrechte Belastung der Klebefuge infolge sich einstellender Umlenkkräfte zu verhindern. Daher ist der Untergrund evtl. entsprechend vor zu behandeln. Unebenheiten können im Extremfall zum Lösen des Klebeverbunds führen. Die Unebenheiten der Betonoberfläche müssen kleiner als  $4 \text{ mm}$  gemessen an einer  $2 \text{ m}$  Latte (entspricht  $1/500$ ), bzw.  $1 \text{ mm}$  gemessen auf einer Bezugslänge von  $30 \text{ cm}$  sein (entspricht  $1/300$ ). Entsprechende Versuche von NIEDERMEIER (Niederm01) haben gezeigt, dass die vom Klebeverbund maximal aufnehmbare Verbundbruchkraft infolge lokaler Unebenheiten der Betonoberfläche (z. B. durch eine durchgebogene Schalung) um bis zu  $20 \%$  geringer ausfällt als bei einer ebenen Verbundfläche (Berg05).

Nach älteren abZs war es zulässig, Spannbetonbauteile durch aufgeklebte CFK-Lamellen zu verstärken. Ebenfalls möglich war die Verstärkung von Bauteilen, die durch nicht vorwiegend ruhende Verkehrslasten beansprucht sind. Die Einschränkungen auf Stahlbetonbauteile, die vorwiegend ruhend beansprucht sind, erfolgte 2008 durch die Änderungsbescheide zu den gültigen Zulassungen. Ab 2008 neu beantragte Zulassungen enthielten oben genannte Einschränkungen.

Eine Begrenzung des Anwendungsbereichs auf Normalbeton bis zu einer Festigkeitsklasse von C45/55 ist in den älteren Zulassungen nicht enthalten. In ihnen wird lediglich die Mindestbetonfestigkeitsklasse B15 gefordert. Es dürfen gemäß den seit 2008 neu beantragten Zulassungen nur Bauteile aus Normalbeton mittels CFK-Lamellen verstärkt werden.

### 3.3.2.3 Bemessung

Die Bemessung der CFK-Lamellen erfolgt nach der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung.



### 3.3.2.4 Voruntersuchungen

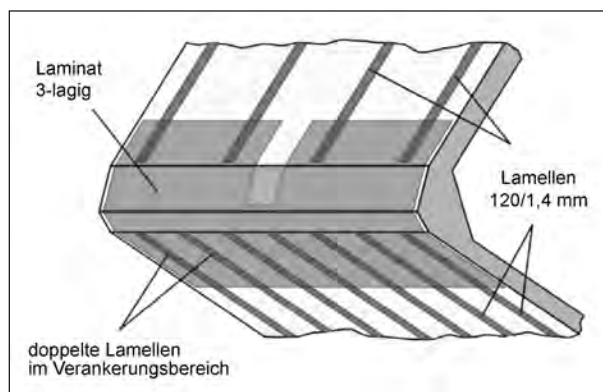
Es sind dieselben Voruntersuchungen wie für die Verstärkung mit aufgeklebten Stahllaschen durchzuführen (vgl. Kapitel 3.3.1.4).

### 3.3.2.5 Verstärkung von Spannbetonbauteilen mit schlaff aufgeklebten CFK-Lamellen

Die statischen Nachteile einer Verstärkung mit Stahllaschen sind bei einer Verstärkung mit CFK-Lamellen auf Grund ihrer höheren ausnutzbaren Dehnungen nicht gegeben: Nach den abZs des DIBt darf eine Grenzdehnung von 50 % des charakteristischen Wertes der Bruchdehnung ( $\epsilon_{Lu,k} = 1,2$  bis  $1,6$  %) angesetzt werden. Diese Begrenzung leitet sich u. a. aus Versuchen ab, bei denen mit CFK-Lamellen verstärkte Bauteile infolge von Entkoppelung der Klebebewehrung bei etwa 50 % der Lamellenzugfestigkeit versagten. Zudem soll hierdurch ein Fließen der einbetonierten Bewehrungselemente unter Gebrauchslasten verhindert werden. Wird für die Querschnittsergänzung eines ungerissenen Spannbetonträgers ein eher unterer Grenzwert ( $\epsilon_{Lu,C} = 0,6$  %; der Index C steht für CFK-Lamellen) angesetzt, ergeben sich mit den Annahmen gemäß Bild 15 in der inneren Bewehrung stets Dehnungen oberhalb der zu den jeweiligen Streckgrenzen gehörenden Dehnungen. Das gilt auch für die Verstärkung eines gerissenen Spannbetonbauteils (s. Bild 17), wengleich hierfür nach internationalen Empfehlungen nur eine Grenzdehnung von  $\epsilon_{Lu,C} = 0,4$  % angenommen werden sollte, falls Beeinträchtigungen des Erhaltungszustandes der einbetonierten Bewehrung (beispielsweise Korrosion, beschädigte Stähle) vorliegen, die Einzelrisse mit überproportionalen Rissbreiten auslösen können (SchnBu06).

### 3.3.2.6 Anwendungsbeispiele

Weltweit erstmals wurden CFK-Lamellen im Jahre 1991 anlässlich der Verstärkung der Ibachbrücke bei Luzern (Schweiz) eingesetzt (SchnBu08). Zahlreiche Anwendungen im gesamten Bereich des Hoch- und Ingenieurbaus folgten in der Zwischenzeit darauf. In Deutschland wurde beispielsweise das Zentralbauwerk im Darmstädter Kreuz (Kreuzungsbauwerk der Autobahnen A 5 und A 67) mit CFK-Lamellen verstärkt (Roh02). Bei der Brückenprüfung nach DIN 1076 wurden Risse an den Koppelfugen festgestellt. Der Durchführung statischer Untersuchungen folgte die Entscheidung, eine Verstärkung der Koppelfugen an der Un-



**Bild 20:** CFK-Verstärkung im unteren Eckbereich des Hohlkastens (OnBeNeu01)

terseite des Überbaus auszuführen. Es wurden CFK-Lamellen vorgesehen, die das Lichtraumprofil unter der Brücke nur sehr gering (max. 5 mm) einschränken.

Mittlerweile hat die Technik der geklebten CFK-Lamellen die der Stahllaschen weitgehend abgelöst.

Bei der West Gate Bridge im australischen Melbourne wurde 2001 erstmals im großen Umfang die Verstärkung mit CFK-Lamellen und CF-Laminaten zur Vergrößerung der Torsions- und Schubtragfähigkeit eines Spannbeton-Hohlkastenquerschnitts eingesetzt. Für die Torsionsverstärkung wurden quer zur Spannrichtung des Überbaus CFK-Lamellen angeordnet, die im Übergangsbereich vom Steg zur Bodenplatte kraftschlüssig verbunden werden mussten. Zur Weiterleitung der Lamellenkraft sowie zur Verstärkung des Eckbereiches wurden zusätzlich unidirektionale CF-Laminat e eingesetzt (OnBeNeu02).

### 3.3.3 Schublaschen/Schublamellen aus Stahl/CFK

#### 3.3.3.1 Allgemeine Beschreibung

Schubwinkel aus Stahl oder aus Kohlenstoffaserverbundwerkstoffen (CFK) sind L-förmige vorgefertigte Formteile. Die Vorfertigung ist erforderlich, um die Herstellqualität sicherzustellen. CFK-Werkstoffe dürfen auf der Baustelle weder gebogen noch abgeknickt werden. Zumeist werden die Formteile mit einem Winkel von  $90^\circ$  hergestellt. Durch Zusammensetzen zweier Winkel ergibt sich die, das Bauteil umschließende, äußere Bewehrung. Es ist darauf zu achten, dass die Übergangsbereiche der Winkel eine ausreichende Länge aufweisen und durch einen zusätzlichen

Winkel geschlossen werden. Dies ist erforderlich, um die Kraftübertragung sicherzustellen und um ein Ablösen voneinander zu verhindern.

In einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung geregelt sind in Deutschland bislang nur Schubwinkel aus Stahl (Zulassung für schubfeste Klebeverbindungen zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen). Schubwinkel aus CFK-Werkstoffen wurden bisher nur mit Zustimmung im Einzelfall eingesetzt. Dies gilt sowohl für den Hochbau als auch für den Ingenieurbau. Ein Vorteil der Stahllasche ist der geringere Aufwand bzgl. der Verankerung und der Verbundsicherung im Vergleich zur CFK-Schublamelle. International werden sowohl Schubwinkel aus Stahl als auch aus CFK-Werkstoffen eingesetzt.

### 3.3.3.2 Anwendungsbereich

Die Schublaschen aus Stahl sind in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Stahllaschen geregelt. Daher gilt für sie der gleiche Anwendungsbereich (vgl. Kapitel 3.3.1.2).

### 3.3.3.3 Bemessung

Die Bemessung der Stahllaschenverstärkung erfolgt nach den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen.

### 3.3.3.4 Voruntersuchungen

Es gelten die gleichen Voruntersuchungen wie für die Verstärkung mit aufgeklebten Stahllaschen (vgl. Kapitel 3.3.1.4).



**Bild 21:** Verstärkung mit Stahl-Schubwinkeln (Kmi07)

### 3.3.3.5 Anwendungsbeispiel

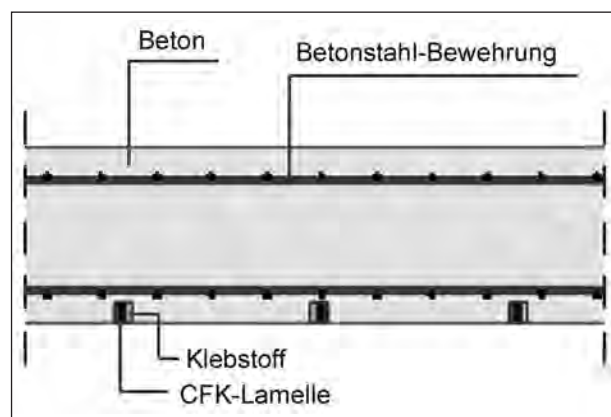
Das Überführungsbauwerk der B 26 über die A 67 wurde 1965 gemäß DIN 4227 für die Brückenklasse BK 60 bemessen (Kmi07). Aus Nachrechnungen nach DIN Fachbericht 101 und 102 ging hervor, dass die vorhandene Schubbewehrung nicht ausreicht. 2005/2006 wurde das Bauwerk mittels extern angebrachter Stahlbügel verstärkt. Die Verstärkung erfolgte unter Berücksichtigung der seinerzeit gültigen Zulassungen.

## 3.3.4 In Schlitze eingelassene CFK-Lamellen

### 3.3.4.1 Allgemeine Beschreibung

In Schlitze eingelassene CFK-Lamellen eignen sich zur Biegeverstärkung von Betonbauteilen. Die Vorteile der in Schlitze eingeklebten CFK-Lamellen liegen vor allem im verbesserten Verbundverhalten gegenüber aufgeklebten Lamellen. Bei oberflächlich aufgeklebten Lamellen erfolgt die Kraftübertragung lediglich über einseitigen Klebeverbund zwischen Lamelle und Untergrund. Die in Schlitze eingeklebte CFK-Lamelle ist komplett in das Bauteil integriert (s. Bild 22), wodurch Kräfte ähnlich wie bei innerer Stahlbewehrung zusätzlich zu den Adhäsionskräften durch Reibungskräfte abgetragen werden können. Daraus folgt, dass die maximale Verbundtragfähigkeit bei ausreichend vorhandenen Verbundlängen der maximal aufnehmbaren Lamellenzugkraft entsprechen kann (Knöf06). Dies ist für den Endverankerungsnachweis von Vorteil.

Eine Begrenzung des Biegeverstärkungsgrads auf  $\eta_B \leq 2,0$ , wie sie für aufgeklebte Stahllaschen und CFK-Lamellen gilt (vgl. Kapitel 3.3.1.2 und 3.3.2.2), ist für in Schlitze geklebte CFK-Lamellen nicht vorgeschrieben.



**Bild 22:** Darstellung der in Schlitze eingeklebten CFK-Lamellen (Blasch01)

Ein weiteres Anwendungsgebiet für die in Schlitze eingelassenen CFK-Lamellen ist die Ergänzung der rissbreitenbeschränkenden Bewehrung. Wie in (KraKlei06) beschrieben, zeigen Versuche, dass sich mit geringerem Lamellenabstand kleinere Rissabstände und deutlich geringere Rissweiten einstellen.

### 3.3.4.2 Anwendungsbereich

Nach den Anwendungsbereichen der derzeit gültigen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) dürfen Bauteile mit in Schlitze eingeklebten CFK-Lamellen verstärkt werden, wenn

- es sich bei dem zu verstärkenden Bauteil um ein Stahlbetonbauteil handelt,
- wenn die Lamellen (sofern erforderlich – in Abhängigkeit von der Größe der Querkraftbeanspruchung) zusätzlich durch Schubwinkel aus Stahl oder durch schubfest aufgeklebte Kohlenstofffaserlamine nach einer abZ umschlossen werden,
- das Bauteil aus Normalbeton der Festigkeiten C20/25 ( $f_{ctm} \geq 2,2 \text{ MPa}$  und  $f_{cm} \geq 28 \text{ MPa}$ ) bis C45/55 hergestellt ist,
- das Stahlbetonbauteil vorwiegend ruhend und nicht vorwiegend ruhend gemäß DIN 1055-100:2001-03, Abschnitt 3.1.2.4.2 und 3.1.2.5.1 beansprucht ist (für nicht vorwiegend ruhende Belastung muss innere Längszugbewehrung aus Betonstahl vorhanden sein. Falls zusätzliche äußere Schubbewehrung erforderlich ist, dürfen nur in der Druckzone verankerte Laschenbügel ohne geklebte Übergreifungsstöße verwendet werden),
- die Bauteiltemperaturen im Bereich der Verstärkung nicht die in der Zulassung enthaltenen Temperaturwerte überschreiten,
- eine ausreichende Betondeckung vorhanden ist, um die Schlitze ohne Beschädigung der Bewehrung herstellen zu können (die Tiefe des Schlitzes ist so auszulegen, dass die Lamelle unter Berücksichtigung des Ausgleichs von Unebenheiten vollständig im Schlitz eingebettet werden kann. Die größte zulässige Schlittiefe ist gemäß Zulassung begrenzt).

Ungeschützt dürfen die in Schlitze eingeklebten CFK-Lamellen für die Expositionsklassen X0, XC1 (hier nur für trockene Umgebungsbedingungen)

und XC3 nach DIN 1045-1:2008-08, Tabelle 3 verwendet werden. Im Bereich der Lamellen darf das verstärkte Bauteil keiner direkten Sonneneinstrahlung und keiner wechselnden oder dauernden Durchfeuchtung ausgesetzt sein. Andernfalls sind gemäß Zulassung geeignete Oberflächenschutzsysteme oder andere geeignete Schutzschichten vorzusehen. Bei der Anwendung unter der Expositionsklasse XC4 nach DIN 1045-1:2008-08, Tabelle 3 ist durch das Aufbringen geeigneter Schutzschichten sicherzustellen, dass das Bauteil im Bereich der Verstärkung keiner wechselnden oder dauernden Durchfeuchtung und keinem „schwachen“ chemischen Angriff nach DIN 4030-2:2008-06 ausgesetzt ist.

Das Bauteil ist durch Schlitze, die senkrecht zur Bauteiloberfläche geschnitten werden, vorzubereiten. Die Schlitze müssen staubfrei und frei von losen Teilen sein. Minderfeste, nicht tragfähige Schichten auf den Schnittflächen sind zu entfernen. Das Bauteil muss im Bereich der Schlitze im Sinne der DAfStb-Richtlinie „Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen“, Teil 2, Abschnitt 2.3.5 „trocken“ sein.

Die Belastung der Konstruktion darf bei einer mittleren Bauwerkstemperatur von 20 °C frühestens zwei Tage nach Beendigung der Klebearbeiten erfolgen. Bei niedrigeren Temperaturen oder Unsicherheiten über die Aushärtung des Klebstoffes sind die Erhärtungsnachweise gemäß Zulassung maßgebend.

Nach älteren abZs war es zulässig, Spannbetonbauteile durch in Schlitze eingeklebte CFK-Lamellen zu verstärken. Die Einschränkung auf Stahlbetonbauteile erfolgte in den ab 2008 neu beantragten Zulassungen.

### 3.3.4.3 Bemessung

Die Bemessung der in Schlitze eingelassenen CFK-Lamellen erfolgt nach der jeweiligen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung.

### 3.3.4.4 Voruntersuchungen

Folgende Untersuchungen sind vor dem Aufbringen der Verstärkung durchzuführen:

- Bestimmung der Betonfestigkeitsklasse,
- Bestimmung der Haftzugfestigkeit neben den Schlitzen,

- Bestimmung der Stahllage, Lage und des Erhaltungszustands der Bewehrung,
- Bestimmung der Betondeckung,
- Bestimmung der Karbonisierungstiefe und ggf. Schadstoffgehalte, wie z. B. Chloride,
- Untersuchung und Aufnahme des Risszustands des Bauwerks.

### 3.3.4.5 Anwendungsbeispiele

Zur Brückenverstärkung wurden die in Schlitze eingelassenen CFK-Lamellen beispielsweise bei der Röslautalbrücke bei Schirnding eingesetzt (WeEn05). Die Anwendung dieses Verfahrens erfolgte mit Erteilung einer Zustimmung im Einzelfall. Die Röslautalbrücke wurde in den Jahren 1992 bis 1995 im Taktschiebverfahren errichtet und durch Vorspannung mit nachträglichem Verbund in Längsrichtung beschränkt vorgespannt. Erforderlich wurde die Verstärkung der Hohlkastenbrücke, da infolge des steigenden Verkehrsaufkommens eine zusätzliche Fahrspur aufgenommen werden sollte. 2003 erfolgte die Verstärkung durch externe Vorspannung in Längsrichtung und durch in Schlitze eingeklebte CFK-Lamellen in Querrichtung. Angeordnet wurden die mit Epoxidharz verklebten CFK-Lamellen an der Oberseite der Kragarme direkt un-

terhalb der Fahrbahnabdichtung. Da die in Schlitze eingelassenen CFK-Lamellen im Brückenbau zuvor noch nicht zum Einsatz kamen, wurde die Querverstärkung nach dem Einbau über einen längeren Zeitraum messtechnisch begleitet. Untersucht wurden die Kragarmverformung mittels Tachymetermessung und die Temperatur auf Höhe der CFK-Lamelle durch flächige und punktuelle Temperaturmessung. Letztere dient auch der Ermittlung der Temperaturverteilung im Kragarmquerschnitt. Die Messungen ergaben, dass die Verformungen des Kragarms auf die tages- und jahreszeitlichen Temperaturschwankungen zurückzuführen sind. Die Temperatur auf Höhe der CFK-Lamellen betrug im beobachteten Zeitraum maximal 32 °C. Dies zeigt,



Bild 24: Einkleben der CFK-Lamellen (WeEn05)

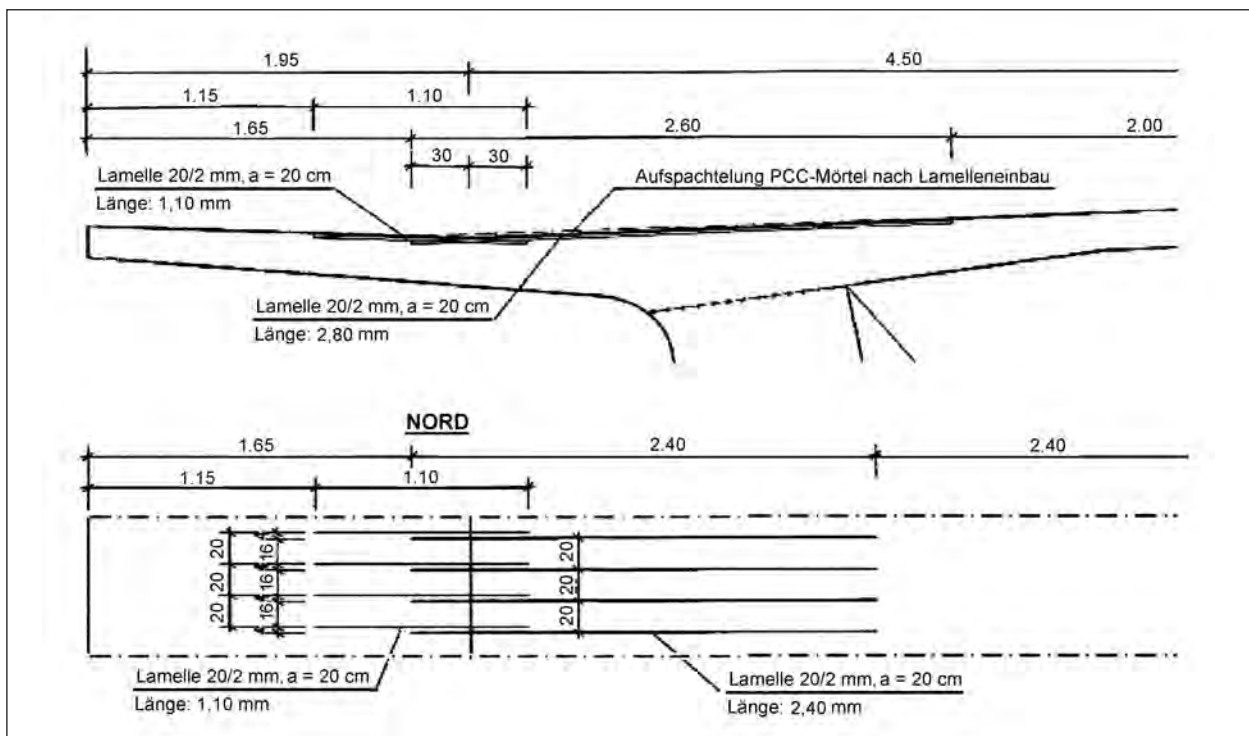


Bild 23: Übergreifungsstoß im Bereich des Knickes der Fahrbahnplatte (WeEn05)



dass die für den Einsatz des Epoxidharzes maximal zulässige Temperatur nicht überschritten wird.

### 3.3.5 Vorgespannte CFK-Lamellen

#### 3.3.5.1 Allgemeine Beschreibung

Der Einsatz der vorgespannten CFK-Lamellen zur Verstärkung erfordert derzeit immer noch die Zustimmung im Einzelfall. Diese ist bereits vereinzelt bei Verstärkungsmaßnahmen an Brückenbauwerken erteilt worden. Eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung ist bislang noch für kein System erteilt worden.

Bei dieser Verstärkungsmethode erfolgt die Verstärkung durch das Vorspannen der CFK-Lamelle. Die Vorspannkraft wird über die Endverankerung und ggf. über die Verklebung mit dem Bauteil in dieses eingeleitet. Den möglichen Aufbau dieser Verstärkungsmethode zeigt Bild 25.

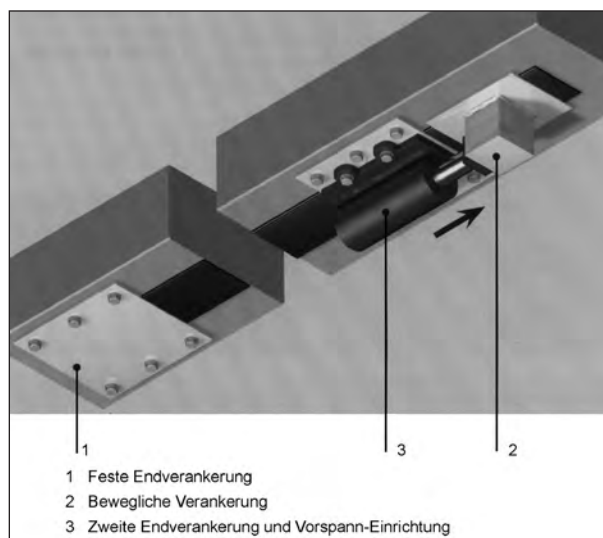
Vorgespannte CFK-Lamellen besitzen gegenüber oberflächlich schlaff aufgeklebten CFK-Lamellen einige Vorteile. Beispielsweise verringert sich die Gefahr des Abscherens infolge eines Schubbruchs in der Zugzone. Dehnungen in der Stahlbewehrung können verringert und die Durchbiegung sowie die maximalen Rissbreiten reduziert werden (Meh07). Diese Verstärkungsart eignet sich zum Verstärken von Koppelfugen.

#### 3.3.5.2 Anwendungsbereich

Vorraussetzung für die Verstärkung von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken ist eine ausreichende Betonqualität des Tragwerks. Dies ist in der Regel erfüllt, wenn die Karbonisierungstiefe innerhalb der Betondeckung liegt und ein ausreichend dichtes und vorwiegend ungerissenes Betongefüge vorliegt. Die Haftzugfestigkeit muss  $> 1,5 \text{ N/mm}^2$  betragen (AnMaFi06).

Wie bei den schlaff aufgeklebten Lamellen sind auch die vorgespannten CFK-Lamellen vor mechanischer Beschädigung, vor UV-Strahlung und vor Brandeinwirkung zu schützen. Es sind die Anwendungsbereiche von schlaff aufgeklebten CFK-Lamellen (Kapitel 3.3.2.2) zu beachten.

Wird externe Vorspannung zur Verstärkung im Bestand eingesetzt, müssen der Verlauf und die Wirkung der eingeleiteten Vorspannkraft genau verfolgt werden. Die Kräfteinleitung ist so vorzusehen, dass in keinem Bereich schädigende Zugkräfte entstehen (OnBeGru05).



**Bild 25:** Schematische Darstellung des Sto S&P Vorspann-Systems (Sto)



**Bild 26:** Vorgespannte CFK-Lamellen mit Lamellenverankerung – System Sika LEOBA CarboDur SLC II (Sika)

#### 3.3.5.3 Voruntersuchungen

In Anlehnung an die aufgeklebten CFK-Lamellen sind die Voruntersuchungen für CFK-Lamellen zu beachten (vgl. Kapitel 3.3.2.4).

### 3.3.5.4 Anwendungsbeispiele

Angewendet wurde die Verstärkung mit vorgespannten CFK-Lamellen bei der Körschtalbrücke bei Stuttgart und Neckertalbrücke bei Neckarsulm. Beide Bauwerke mussten infolge Koppelfugenproblematik verstärkt werden.

## 3.4 Verstärken mit externen Spanngliedern

### 3.4.1 Allgemeines

Eine zusätzliche externe Vorspannung eignet sich besonders für die globale Ertüchtigung eines Bauwerks (Verstärkung größerer Tragwerksabschnitte). Das Verfahren hat sich national wie auch international als geeignete Methode zur Erhaltung der bestehenden Brückensubstanz bewährt.

Eingesetzt wird die externe Vorspannung beispielsweise bei der

- Verstärkung im Koppelfugenbereich,
- Traglasterhöhung,
- Reduzierung der Durchbiegung,
- Verringerung der Rissbreiten vorhandener Risse.

### 3.4.2 Vorspanntart

Die Wirkung einer zusätzlichen Vorspannung, mit und ohne Verbund, zeigt Bild 27 durch Gegenüberstellung der Momenten-Spannstahlspannungs ( $M-\sigma_p$ -)Linien des ursprünglichen und des verstärkten Querschnitts. Durch zusätzliche Vorspannung wird die Grenze des ungerissenen Zustandes günstig verändert und das Dekompressionsmoment des Querschnitts heraufgesetzt. Die im Verbund liegende Vorspannung wirkt sich im gerissenen Zustand zusätzlich durch einen steileren Ast des betreffenden Abschnitts der  $M-\sigma_p$ -Linie aus, woraus geringere Spannstahlspannungsänderungen unter definierten Lasten folgen. Dieser i. d. R. geringe statische Vorteil wird jedoch durch die vergleichsweise kostspielige Verwirklichung des Verbundes – die Spannglieder sind auf voller Länge mit dem Überbauquerschnitt kraftschlüssig zu verbinden – mehr als kompensiert. Man wird daher bis auf wenige Ausnahmen die ausführungstechnisch einfachere und auch wirtschaftlichere Lösung der Vorspannung ohne Verbund wählen.

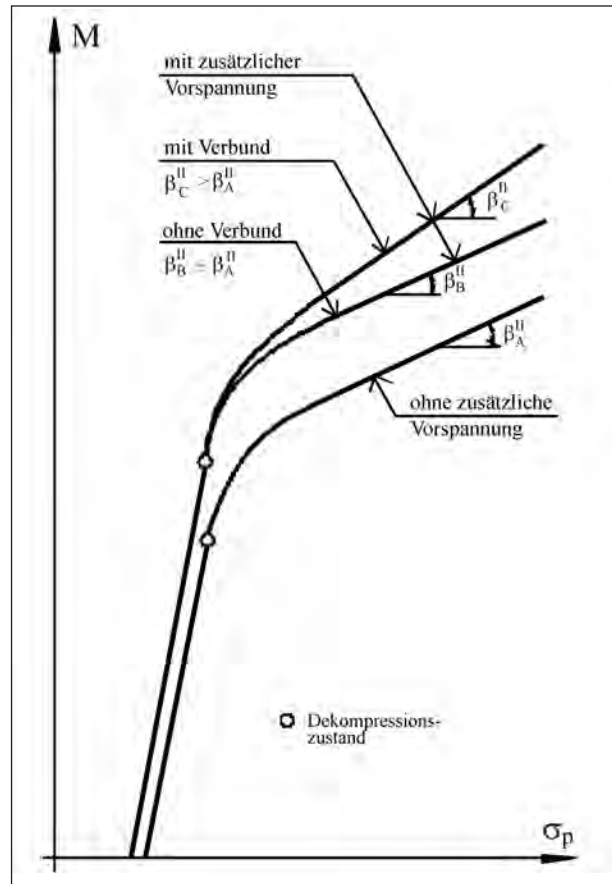


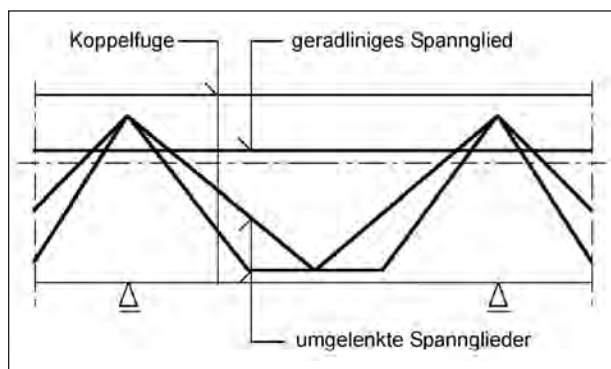
Bild 27: Wirkung einer zusätzlichen Vorspannung (SchnBu08)

### 3.4.3 Spanngliedführung

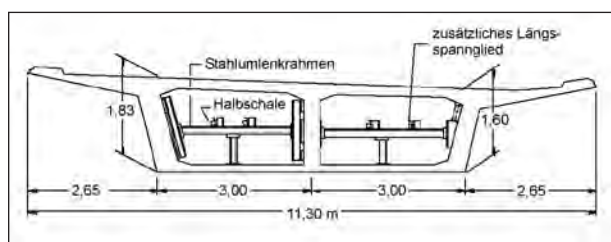
Der Verwirklichung einer optimalen Spanngliedführung, d. h. Erzeugung möglichst hoher günstig wirkender Vorspannmomente im zu verstärkenden Bereich durch starke Umlenkung der Spannglieder (Bild 28), steht entgegen, dass sich größere Umlenkungen bei höherem Vorspannkraftbedarf nachträglich konstruktiv nur schwierig ausbilden lassen. Die Spanngliedführung wird deshalb bevorzugt geradlinig sein. In diesem Fall heben sich statisch bestimmte und unbestimmte Vorspannmomente ungefähr auf, die verbleibende zentrische Vorspannung bewirkt ausschließlich eine Vergrößerung des Dekompressionsmomentes. Diesem statischen Nachteil stehen jedoch eine einfache Konstruktion, eine einfache Ausführung und eine einfache Kontrollierbarkeit der Maßnahmen gegenüber, was letztlich auch eine wirtschaftliche Lösung darstellt. Umlenksättel sind dann nur für planmäßige horizontale Umlenkungen erforderlich (Beispiel s. Bild 29).

### 3.4.4 Spannglieder

Als Spannglieder eignen sich alle dauerkorrosionsgeschützten Systeme, die die besonderen Bedin-



**Bild 28:** Spanngliederführungen (SchnBu08)



**Bild 29:** Horizontale Umlenkung, Ausführungsbeispiel (SchnBu08)

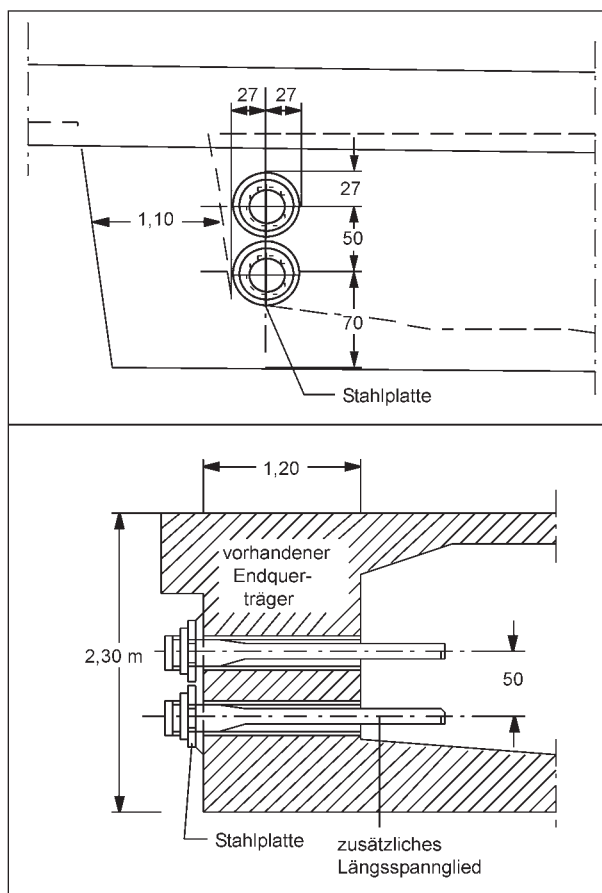
gungen eines extern geführten Spanngliedes hinlänglich berücksichtigen. Bei der Wahl des Systems sollte auch berücksichtigt werden, dass die Spannglieder einfach einbaubar, kontrollierbar, nachspannbar und ohne besonderen Aufwand auswechselbar sind. Diese Anforderungen werden von den derzeit in Deutschland zugelassenen Spanngliedern erfüllt.

### 3.4.5 Verankerung der Spannglieder

Für die Verankerung der zusätzlichen Längsspannglieder am vorhandenen Brückenüberbau stehen unterschiedliche Systeme zur Verfügung. Es kommen in erster Linie die Querträger-Verankerung (QTV) sowie die Verankerung in Stahlbeton-Ankerblöcken (SAB) zur Anwendung.

#### 3.4.5.1 QTV-Verankerung

Die zusätzlichen Längsspannglieder werden direkt an vorhandenen (End-)Querträgern verankert, die ggf. durch Quervorspannung oder zusätzliche Bewehrung zu verstärken sind, für ein Ausführungsbeispiel siehe Bild 30. Die QTV-Verankerung kann mit den vorhandenen Rechenmethoden, evtl. begleitet durch Probenahmen zur Beurteilung der tatsächlichen Festigkeitseigenschaften des Bauwerkbetons, zuverlässig bemessen werden.



**Bild 30:** QTV-Verankerung, Ausführungsbeispiel (SchnBu08)

Bei der Durchführung der Spannglieder durch vorhandene Querträger ist darauf zu achten, dass die wichtige Querträgerbewehrung (u. a. Spannglieder, Bewehrung für Kräfteinleitung der Lager) nicht durch die erforderlichen Kernbohrungen beschädigt wird. Erfahrungsgemäß sollte zu diesen Elementen ein Sicherheitsabstand von mindestens 10 cm eingehalten werden (Hav00).

Bei der Verankerung im Querträger wird die Anwendbarkeit durch die vorherrschenden Platzverhältnisse bestimmt. Hinter dem Endquerträger muss ausreichend Platz vorhanden sein, um Anker-elemente und Presse unterbringen zu können. Die Querträger müssen eine ausreichende Dicke und Betonfestigkeit aufweisen, um die eingeleiteten Kräfte aufnehmen zu können. Die Ankerplatten sind so zu dimensionieren, dass die zulässigen Betondruckspannungen eingehalten werden.

#### 3.4.5.2 SAB-Verankerung

Die Verankerung der zusätzlichen Längsspannglieder erfolgt über nachträglich anbetonierte Stahlbeton-Ankerblöcke, die mit Quervorspannung schub-

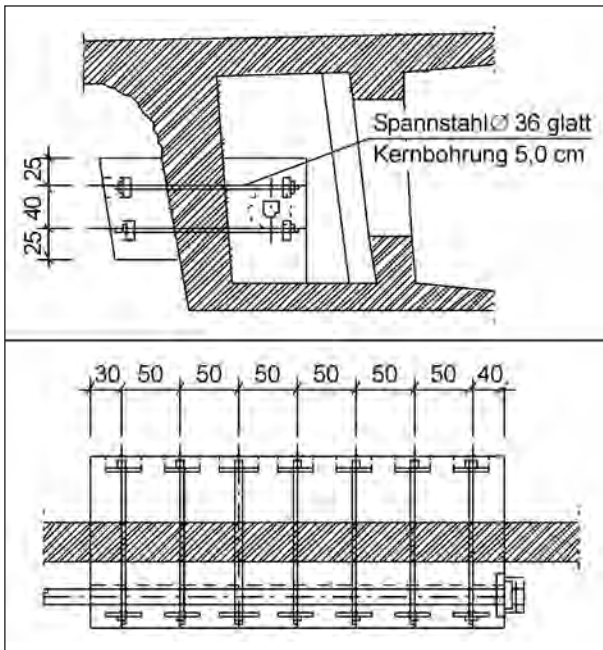


Bild 31: SAB-Verankerung, Ausführungsbeispiel

fest an den bestehenden Überbau anzuschließen sind. Ein Vorteil der SAB-Verankerung gegenüber der QTV-Verankerung besteht darin, dass sämtliche Arbeiten unter fließendem Verkehr durchgeführt werden können. Am Ankerblock werden die Kräfte aus dem zusätzlichen Längsspannglied möglichst stegnah auf Höhe der Schwerachse des Gesamtquerschnitts eingeleitet, um die Biegemomente infolge der zusätzlichen Vorspannkraft möglichst gering zu halten (Zech05). Bei vom IfM in der Entwurfs- bzw. Ausführungsphase betreuten Bauwerken mit SAB-Verankerungstechnik schwankte die Höhe der Quervorspannkraft je nach Modellvorstellung für die Bemessung zwischen dem 1,5- bis 3,7-fachen Wert der zu verankernden Längsvorspannkraft, verbunden mit zahlreichen Bohrungen in kritischen Bereichen der Bewehrungsführung; ein Ausführungsbeispiel ist in Bild 31 dargestellt.

Im Rahmen eines vom BMVBS, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), geförderten Forschungsvorhabens wurde am IfM ein Rechenmodell – einschließlich praktischer Rechenmethoden – bei realistischer Beschreibung der Kraftübertragung in der Kontaktfuge Alt-/Neubeton entwickelt, vor allem hinsichtlich der Bestimmung der für eine schubfeste Verbindung erforderlichen Quervorspannkraft. Die Festlegung der Gültigkeitsgrenzen des Bemessungskonzepts erfolgte an Versuchskörpern mit wirklichkeitsnahen Abmessungen (Bild 32) bei unterschiedlicher Qualität der Verbundflächen zwischen vorhandener Bausubstanz

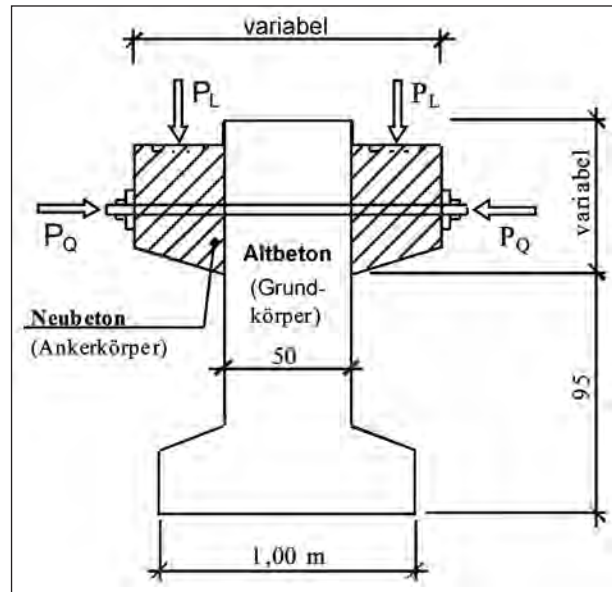


Bild 32: Versuchskörper, Schema

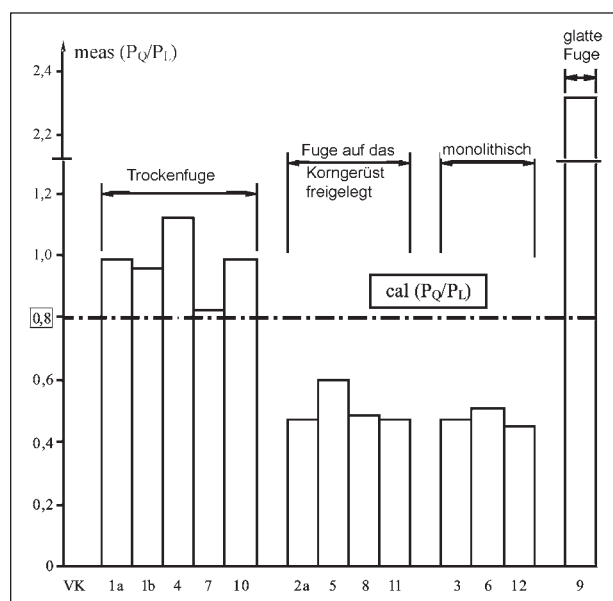
Versuchskörper VK	Querspannungsglieder ø 26,5 <sup>2)</sup>			Fugenausbildung Alt-/Neubau- beton
	Anzahl	cal P <sub>Q</sub> <sup>1)</sup> [kN]	Verbund	
1a	2	624	ohne	Trockenfuge (Beton/Beton)
1b	2	312	ohne	Trockenfuge (Beton/Beton)
2a	2	624	ohne	auf das Korngerüst freigelegt
2b	2	624	mit	auf das Korngerüst freigelegt
3	2	624	ohne	monolithisch
9	2	624	ohne	glatt (Stahl/Stahl)
4	4	1.248	ohne	Trockenfuge (Beton/Beton)
5	4	1.248	ohne	auf das Korngerüst freigelegt
6	4	1.248	ohne	monolithisch
7	6	936	ohne	Trockenfuge (Beton/Beton)
8	6	936	ohne	auf das Korngerüst freigelegt
10	8	1.248	ohne	Trockenfuge (Beton/Beton)
11	8	1.248	ohne	auf das Korngerüst freigelegt
12	8	1.248	ohne	monolithisch

<sup>1)</sup> Soll-Quervorspannkraft  
<sup>2)</sup> St 835/1030, Spannverfahren Dywidag

Tab. 9: Übersicht über die Versuche

und dem neu anbetonierten Ankerblock (Tabelle 9). Für alle Versuchskörper wurde für die Grund- wie





**Bild 33:** Vergleich zwischen Versuch und Berechnung (SchnBu08)

Ankerkörper die Festigkeitsklasse des Betons C40/50 vorgesehen, ihre Bewehrung gemäß DIN 1045-1 und dem Spannverfahren-Zulassungsbescheid ermittelt.

Unter der Voraussetzung, dass die Kontaktfuge auf das Korngerüst freigelegt wird, kann nach den Untersuchungsergebnissen von einer erforderlichen Quervorspannkraft von:

$$P_{Qmt} \geq 0,8 P_{Lm0}$$

ausgegangen werden ( $P_{Qmt}$ : Mittelwert der Quervorspannkraft zum Zeitpunkt  $t > t_0$ ,  $P_{Lm0}$ : Mittelwert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt  $t = t_0$  unmittelbar nach Absetzen der Pressenkraft auf den Anker). In Bild 33 sind die Versuchswerte dem Rechenwert gegenübergestellt. Für alle monolithisch hergestellten Versuchskörper sowie die Versuchskörper mit auf das Korngerüst freigelegter Fuge liegt der Rechenwert  $\text{cal}(P_Q/P_L) = 0,8$  stets über den Messwerten  $\text{meas}(P_Q/P_L)$ .

Die Anwendung obiger Beziehung setzt eine sorgfältige Freilegung der Anschlussfuge am Altbeton auf das Korngerüst (durch Sand- oder Hochdruckwasserstrahlen), konstruktive Durchbildung des nachträglich anbetonierten Stahlbeton-Ankerblocks (geometrische Abmessungen, Betonstahlbewehrung) und Beurteilung der in den bestehenden Überbauabschnitt zusätzlich eingetragenen Kräfte voraus. Die hierfür erforderlichen Berechnungen können an Stabwerkmodellen entsprechend dem Kraftfluss nach der E-Theorie durchgeführt werden.

Für Überbauten mit Plattenbalkenquerschnitt sind bei einer einseitig am Steg angeordneten Verankerung besondere Überlegungen erforderlich.

### 3.4.6 Baupraktische Anwendung

Der Regelfall bei dieser Verstärkungsart ist die Anordnung einer zentrischen externen Vorspannung. Die Spannglieder werden möglichst in der Schwerpunktlage des Querschnitts angeordnet. Bei Kastenquerschnitten erfolgt die Anordnung der zusätzlichen Spannglieder im Inneren des Querschnitts. Von Vorteil sind die Zugänglichkeit und die Kontrollierbarkeit der Spannglieder. Zudem können die Spannglieder, wie beim Plattenbalken, in den Querträgern umgelenkt und verankert werden (PoGrEi05).

### 3.4.7 Bemessung

Die Bemessung der zusätzlichen externen Vorspannung erfolgt nach den aktuellen Normenwerken DIN 1045-1 und DIN Fachbericht 102. Die schubfeste Verbindung zwischen den anbetonierten Ankerblöcken und dem vorhandenen Brückenüberbau ist dabei besonders zu untersuchen.

Bei der Verstärkung von Bauteilen mit Rissen im Bereich der Koppelfugen können für die Dimensionierung der Vorspannung die von HAVERESCH (Hav00) vorgeschlagenen Spannungsnachweise herangezogen werden. Gemäß der Handlungsanweisung (BAST98) ist die Verstärkungsvorspannung so zu dimensionieren, dass die Schwingbreite der vorhandenen Spannglieder auf die zulässigen Werte reduziert wird. Ebenfalls erforderlich für eine ausreichende Dauerhaftigkeit ist die Sicherstellung des Korrosionsschutzes der Bewehrung. Um die Wiederherstellung der Dauerfestigkeit und der Dauerhaftigkeit mittels zusätzlicher externer Vorspannung sicherzustellen, muss nachgewiesen werden, dass nach der erfolgten Verstärkung keine Betonzugspannungen aus Längskraft und Biegemoment im Überbau auftreten. Die maßgebende Lastfallkombination ist dabei so zu wählen, dass sie die ständigen und häufigen Einwirkungen umfasst (Hav00).

### 3.4.8 Durchführbarkeit

Durch die externe Vorspannung kann den zusätzlichen Beanspruchungen (z. B. aus erhöhtem Verkehrsaufkommen und unberücksichtigtem Temperatureinfluss) entgegengewirkt werden. So ist es möglich, nicht nur die Traglast zu erhöhen, sondern

auch die Rissbreiten der bestehenden Risse zu verringern bzw. die Risse komplett zu überdrücken (PoGrEi05). Ein Verpressen von vorhandenen Rissen vor der Verstärkung ist in der Regel nicht erforderlich. Nicht geschlossene Risse können nach dem Vorspannen verpresst werden. Durch die zusätzliche Vorspannung kann zudem die Schwingbreite der vorhandenen Spannglieder so weit reduziert werden, sodass die Gefahr eines Ermüdungsversagens minimiert wird.

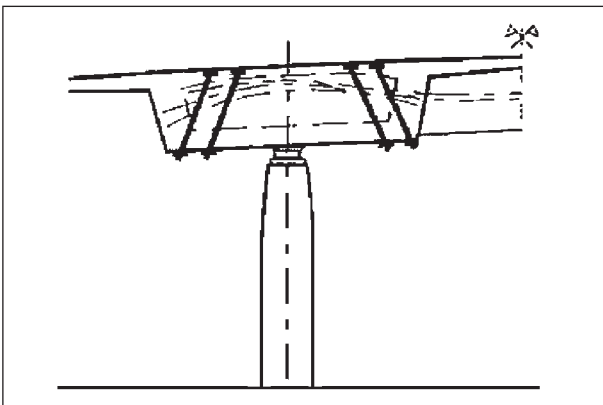
Die Verstärkung mit zusätzlicher externer Vorspannung ist somit als positiv zu bewerten, da sowohl die Tragfähigkeit, die Dauerhaftigkeit und das Ermüdungsverhalten günstig beeinflusst werden.

### 3.5 Schubnadeln

#### 3.5.1 Allgemeine Beschreibung

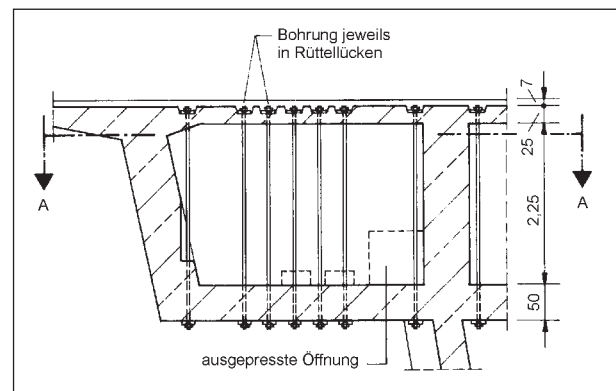
Um die Schubtragfähigkeit bestehender Brückenbauwerke zu verbessern, besteht die Möglichkeit, Stege mit Schubnadeln vertikal vorzuspannen. Auch bei fehlender oder zu geringer Aufhänge- und Spaltzugbewehrung kann diese Verstärkungsmaßnahme angewendet werden. Da sich diese Maßnahmen im Allgemeinen auf begrenzte Tragwerksabschnitte beschränken, können Schubnadeln den lokalen Verstärkungsverfahren zugeordnet werden. Die Schubnadeln bestehen in Allgemeinen aus Einzelstabspanngliedern, die mit Ankerplatten in der Fahrbahn- und Bodenplatte gesichert werden. Der Einbau der Schubnadeln erfolgt entweder unmittelbar neben den Haupt- oder Querträgerstegen oder direkt durch ein im Steg hergestelltes Bohrloch.

Jedoch kommt dieses Verfahren nur in Ausnahmefällen, wenn die Schubtragfähigkeit rechnerisch deutlich unterschritten wird, zum Einsatz.

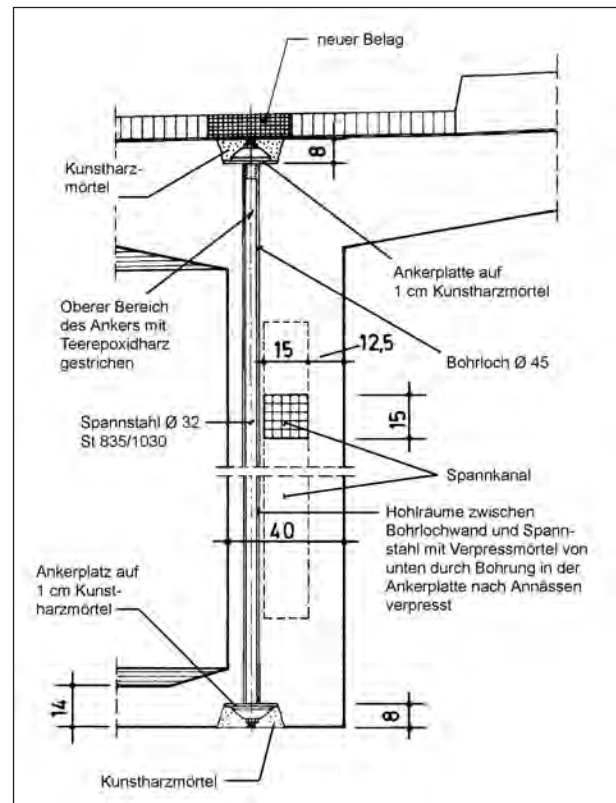


**Bild 34:** Schematische Darstellung einer Schubverstärkung mit Schubnadeln (HeBeKa07)

Der nachträgliche Einbau von vertikalen Spanngliedern (Schubnadeln) weist ausführungsbedingte Risiken auf. Um die Vorspannkraft in den Betonquerschnitt einzuleiten, müssen die Schubnadeln innerhalb des Betonquerschnitts (bzw. durch die Fahrbahn- oder Bodenplatte) eingebaut werden. Dabei entsteht die Notwendigkeit, Kernbohrungen in diesen Bereichen durchzuführen. Es besteht die Gefahr, wichtige Tragelemente (Spannstähle oder Betonstahl) durch die Bohrung zu beschädigen. Sollte eine Verstärkung mittels Schubnadeln durchgeführt werden, so ist in jedem Fall sicherzustellen,



**Bild 35:** Schubverstärkung mit Schubnadeln innerhalb eines Hohlkastenquerschnitts (BMV82)



**Bild 36:** Schubverstärkung mit Schubnadeln innerhalb eines Steges (BMV82)

dass keine Spannglieder und kein Bewehrungsstahl beschädigt werden. Außerdem besteht die Gefahr einer deutlichen Abnahme der Vorspannkraft in den Schubnadeln aufgrund von Kriechverformungen im Verankerungsbereich (BMV82).

### 3.6 Änderung des statischen Systems und Lastumverteilung

Weitere Möglichkeiten, die Tragfähigkeit bestehender Brücken zu erhöhen, sind eine gezielte Umverteilung der Beanspruchungen und/oder die Änderung des statischen Systems. Die nachfolgend aufgeführten Verstärkungsmethoden eignen sich insbesondere zur Erhöhung der Querkraftfähigkeit (HeBeKa07):

- Umordnung von Verkehrslasten,
- Verbinden oder Trennen von Überbauten,
- Einbau umgelenkter Spannglieder,
- Aufbetonschicht zur besseren Lastverteilung,
- Einbau zusätzlicher Stege,
- Änderung der Lagerbedingungen,
- Anordnung von Hilfsstützen,
- Änderung des Stützenrasters.

Die Umordnung von Verkehrslasten stellt eine Maßnahme zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Brückenbauwerken dar. Bei mehrstegigen Plattenbalken oder mehrzelligen Hohlkästen kann der Überbau zudem getrennt werden. Somit wirkt die Mehrbelastung nur auf eine Seite des Überbaus und der Verstärkungsbedarf wird reduziert (HeBeKa07).

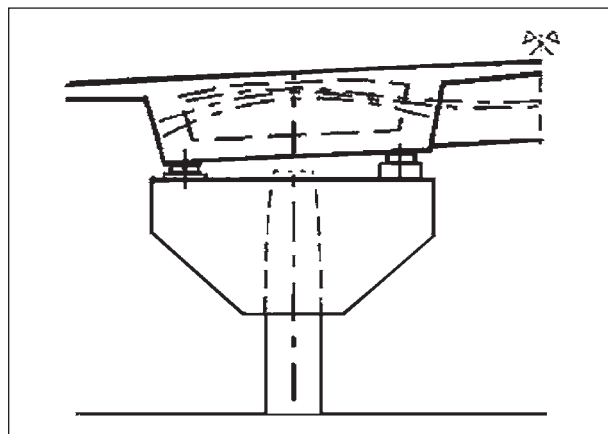


Bild 37: Stützensausbildung als Hammerkopf (HeBeKa07)

Bei zusätzlicher Anordnung externer Spannglieder kann der Spanngliedverlauf so gewählt werden, dass sich die Querkrafttragfähigkeit im Vergleich zu einer geraden Spanngliedführung erhöht. Polygonal oder parabelförmig geführte Spannglieder tragen Umlenkkräfte in das Bauwerk ein, die den Einwirkungen entgegenwirken und somit die Tragfähigkeit erhöhen können.

Eine Aufbetonschicht kann sich, insbesondere bei mehrstegigen Plattenbalken günstig auf die Querverteilung der Verkehrslasten auswirken, da sich die Lasten gleichmäßiger auf die Stege verteilen können.

Eine Erhöhung der Schubtragfähigkeit über den Stützen kann durch die Änderung der Lagerungsbedingungen erreicht werden. Eine torsionsweiche Lagerung, wie z. B. eine Stützung in der Mitte der Bodenplatte eines Hohlkastenquerschnitts kann durch eine torsionsstifere Lagerung ersetzt werden, um den hohen Torsionsanteil, den die Schubbewehrung aufnehmen muss, zu reduzieren. Mit Hilfe einer Hammerkopfkonstruktion der Stützen



Bild 38: Provisorische Hilfsstützen zur Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit (Kmi07)

werden die Stege des Hohlkastens direkt gestützt und der Torsionsanteil wird reduziert (HeBeKa07).

Auch der Einbau zusätzlicher Stützen kann die Tragfähigkeit von Brücken erhöhen. Um das statische System zu ändern und z. B. die Stützweiten der Brückenfelder zu reduzieren, kann eine Änderung des Stützenrasters durch Anordnung von Zusatzstützen dienen. Bei gravierenden Defiziten in der Schubtragfähigkeit können sog. Hilfsstützen als Sofortmaßnahme eingesetzt werden.

### 3.7 Vergleich der Verstärkungsmethoden

Zur nachträglichen Verstärkung von Stahlbetonbauwerken stehen unterschiedliche Verfahren zur Verfügung, die in den vorigen Kapiteln ausführlich

beschrieben sind. In Tabelle 10 werden die Methoden der Spritzbetonverstärkung, der externen Vorspannung und der Lamellenverstärkung aus Stahl und CFK tabellarisch gegenübergestellt.

## 4 Erfahrungsstand bezüglich der Verstärkungsmaßnahmen

### 4.1 Erfahrungsstand der Straßenbauverwaltungen – Länderbefragung

Durch eine von der Bundesanstalt für Straßenwesen durchgeführte und vom Institut für Massivbau begleitete Länderbefragung sollten anhand von Expertenmeinungen die verstärkungsrelevantesten Schadensfälle an Brückenbauwerken ermittelt werden. Die Länderbefragung sollte Aufschluss über

	<b>Spritzbeton</b>	<b>externe Vorspannung</b>	<b>Stahllaschen</b>	<b>CFK-Lamellen</b>
Vorbereitung	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Strahlen mit Strahlmittel</li> <li>• Hochdruckwasser Sandstrahlen</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aufrauen des alten Betons</li> <li>• Verankerung vorbereiten</li> </ul>	Beton: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Strahlen mit Strahlmittel</li> </ul> Lamelle: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sandstrahlen</li> <li>• Entfetten Primeranstrich</li> </ul>	Beton: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Strahlen mit Strahlmittel entstauben</li> </ul> Lamelle: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Reinigen</li> <li>• Entfetten</li> </ul>
Arbeitsaufwand	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bohren/Dübeln</li> <li>• Zusatzbewehrung</li> <li>• evtl. Haftmittel</li> </ul> Spritzarbeit: <ul style="list-style-type: none"> <li>• evt. mehrere Schichten</li> <li>• Abstand der Spritzdüse 0,5 – 1,5 m</li> </ul> Nachbehandlung: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Feuchtigkeit zuführen</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Spanngliedführung</li> <li>• Vorspannkraft einleiten</li> <li>• <math>\leq 3</math> MN möglichst geradlinige Spanngliedführung</li> <li>• Umlenkung</li> <li>• Bohrung der Mittelquerträger</li> <li>• Endverankerung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Kleber vermischen</li> <li>• Harz + Härter</li> <li>• Kleber auf den Stahl auftragen</li> <li>• Anpressen mit Anpressvorrichtung</li> <li>• Entfernen des überschüssigen Klebers</li> <li>• Reinigen</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Kleber vermischen</li> <li>• Auftragen des Klebstoffes</li> <li>• Anpressen mit einem Hartgummiroller</li> <li>• Entfernen des überschüssigen Klebers</li> <li>• Reinigen</li> </ul>
Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Oberfläche: Beton $\geq 1,5$		Oberfläche: Beton $\geq 1,5$  Kleber: 20 – 40  Stahl: 235 – 400	Oberfläche: Beton $\geq 1,5$  Kleber: 20 – 30  CFK: 1.000 – 3.000
Brandschutz	Zusatzmaßnahmen: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Begrenzung Druckspannungen</li> <li>• Isolierung des Betons</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Nachweis der Feuerwiderstandsdauer nach DIN 4102</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Nachweis der Standsicherheit unter Ausfall der Laschen</li> <li>• Brandschutzverkleidung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Nachweis der Standsicherheit unter Ausfall der Lamelle</li> <li>• Brandschutzverkleidung</li> </ul>
Korrosion	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mindestbetondeckung (DIN 1045-1)</li> <li>• Epoxidharz</li> <li>• Außenliegende Schutzschicht</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Epoxidharz</li> <li>• Zementmörtel</li> <li>• Verrohrung HDPE-Rohre, GFK-Rohre</li> <li>• PE-Ummantelung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Primeranstrich</li> <li>• Korrosionsschutzanstrich</li> <li>• Schutz vor Erwärmung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Schutz vor Erwärmung</li> </ul>

Tab. 10: Vergleich der Verstärkungsmaßnahmen



aktuell aufgetretene Schäden an Stahlbeton- und Spannbetonbrücken sowie über durchgeführte Verstärkungsverfahren geben. Darüber hinaus wurden in der Länderbefragung Forderungen an das Expertensystem I (Empfehlungen für Verstärkungsmaßnahmen in Abhängigkeit von typischen Schadensbildern unter Beachtung maßgebender Eingreifzeitpunkte ausgehend von objekt- und netzbezogenen Analysen: Expertensystem, Modul I) formuliert. Die im Folgenden zitierten Aussagen stellen wertvolle einzelne Expertenmeinungen dar und erlauben keine statistische Aussage. Befragt wurden 5 Straßenbauverwaltungen der Länder (Straßenbauverwaltung A-E).

#### 4.1.1 Straßenbauverwaltung A

Die Straßenbauverwaltung A berichtet über mehrfach durchgeführte Bauwerksverstärkungen und die dabei gewonnenen Erfahrungen. Diese basieren auf einer Abschätzung der wirtschaftlichen Instandsetzung im Vergleich zum Neubau nach RI-WI-BRÜ. Die Bauwerksprüfungen wurden mit zerstörungsfreien Methoden durchgeführt, z. B. Radarmessung oder Potenzialfeldmessung. Die durchgeführten Bauwerksprüfungen ergaben, dass in der Regel die üblichen Verschleißerscheinungen vorlagen. Diesbezüglich wurden Instandsetzungen nach ZTV-ING, Teil 3 durchgeführt. Dennoch reichen die Voruntersuchungen oft nicht aus. So wurde beispielsweise erst nach Entfernung der obersten Schichten festgestellt, dass es infolge einer schadhafte Entwässerung zu einem erhöhten Chlordintrag in den Beton kam.

Die Quervorspannungen einiger Bauwerke wiesen Schäden auf, insbesondere im Anschnitt des Kragarms.

Einige derzeit untersuchte Bauwerke zeigen eine Beeinträchtigung der Querkrafttragfähigkeit. Diese Brücken werden derzeit nachgerechnet. Schäden an Koppelfugen wurden erfolgreich mit externen Spanngliedern oder schlaff applizierten CFK-Lamellen behoben.

Infolge der vorliegenden Problemfälle kamen externe Vorspannung, Verstärkung mit zusätzlichen Betonbewehrungen teilweise in Nutzen, Stahllaschen und CFK-Lamellenverstärkungen als Verstärkungsverfahren zum Einsatz. Vorgespannte CFK-Lamellen wurden unter Erwirkung einer ZiE eingesetzt. Die Sanierung eines Bauwerks erforderte die Änderung des Tragsystems durch die Anordnung zu-

sätzlicher Unterstützungen. Die Erfahrungen der Straßenbauverwaltung A zeigen, dass für kleinere Brückenbauwerke die Verstärkung durch eine zusätzliche Aufbetonschicht zu positiven Ergebnissen führte.

Infolge der durchgeführten Maßnahmen sind Bauwerke der Brückenklasse 60 auf BK 60/30 verstärkt worden.

Die Befragung der Straßenbauverwaltung A ergab folgende Anforderungen an das Expertensystem:

- Gruppieren von Bauwerken (z. B. nach Tragwerkstypen, Bauarten, Baujahren; systematische Probleme),
- strukturierte Entscheidungsfindung, um nicht immer wieder offensichtliche, bekannte Festlegungen an jedem Objekt im Detail wiederholen zu müssen,
- Typisieren; Sammeln und Einbringen der gemachten Erfahrungen für künftige Objekte,
- möglichst wenige Voruntersuchungen,
- Herausarbeiten von K.O.-Kriterien für Verstärkungen, z. B. Sigma-Neptun-Spannstahl,
- Unterstützung durch das Expertensystem bei der Planung von Verstärkungsmaßnahmen,
- es sollten vorzugsweise zugelassene Systeme verwendet werden,
- spezielle Richtzeichnungen (RIZ-ING) für Verstärkungen,
- Verstärkungen und Mehrbreiten, die z. B. zusätzliche Fahrstreifen anstatt Standstreifen realisieren lassen,
- Strategien der Vorgehensweise bei der Vielzahl der zu verstärkenden Bauwerke, z. B. eine Priorisierung nach
  - der Bedeutung im Netz (Hauptverkehrsachsen, Magistralen),
  - dem Schwerverkehrsanteil,
  - den Bauwerksklassen,
  - den Stützweiten, z. B. zunächst über 100 m,
- die Planung sowie Ausführung (mit mehr Möglichkeiten) realitätsnäher abbilden; Standardver-

stärkungsverfahren sollen erarbeitet und aufgezeigt werden,

- Verstärkung für einteilige Überbauten ggf. unter Teilabbruch des Querschnitts, insbesondere während der Bauausführung und unter Verkehr (4 + 0),
- Strukturiertes Vorgehen, ähnlich MBÜ-ING.

#### 4.1.2 Straßenbauverwaltung B

Die Straßenbauverwaltung B berichtet über die Beurteilung durchzuführender Instandsetzungsmaßnahmen nach der RI-WI-BRÜ. Die zutreffende Einschätzung der Restnutzungsdauer der Bauwerke wird dabei als entscheidendes Kriterium angesehen. Im Rahmen des Gesprächs werden folgende Fragen hinsichtlich der Restnutzungsdauer der Bauwerke diskutiert:

- zutreffende Einschätzung der Restnutzungsdauer,
- Variation hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit: Minimierung des Instandsetzungsumfanges mit kurzer Restnutzungsdauer und frühzeitiger Erneuerung ↔ vollständige Instandsetzung und damit Anhebung der Restnutzungsdauer,
- Auswirkungen einzelner Verstärkungsvarianten auf die Restnutzungsdauer.

Im Zuständigkeitsbereich der Straßenbauverwaltung B wurden nachfolgend aufgeführte Verstärkungsmaßnahmen an Brücken vorgenommen:

- Verstärkung von Koppelfugen mit externer Vorspannung,
- Verstärkung mit Schubnadeln,
- Querschnittsergänzung mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung,
- Bewehrung in Nuten,
- schlaff aufgeklebte CFK-Lamellen,
- in Schlitze verklebte CFK-Lamellen,
- Stahllaschen.

Weiterhin werden folgende Anforderungen an das Expertensystem gestellt:

- Beurteilungskriterien für Wirtschaftlichkeit und Zweckmäßigkeit von Verstärkungsmaßnahmen

insbesondere im Hinblick auf die Restnutzungsdauer,

- Typisierung von Bauwerken und deren Problemstellung,
- Aufzeigen der aus alten Normen resultierenden Sicherheitsdefizite,
- Ergänzung des Sicherheitskonzeptes im Hinblick auf eine eingeschränkte Restnutzungsdauer,
- Umgang mit alten Bemessungsnormen unter Berücksichtigung des aktuellen Sicherheitskonzeptes und der aktuellen Lastbilder,
- Mischung von Normen alt/neu: ja – nein?,
- Klärung des Status: Empfehlung oder Richtlinie?,
- ergänzende bzw. modifizierte Gebrauchstauglichkeitsnachweise im Hinblick auf den tatsächlichen Bauwerkszustand und eine eingeschränkte Restnutzungsdauer,
- Festlegen der Anwenderzielgruppe (Adressatenanalyse), die mit dem Expertensystem arbeiten soll; System soll von Anwendern mit „Durchschnittswissen“ effektiv genutzt werden können,
- Gruppieren von Bauwerken (z. B. nach Tragwerkstypen, Bauarten, Baujahren; systematischen Problemen) und strukturierte Entscheidungsfindung, um sich wiederholende Arbeitsabläufe zu vermeiden,
- Sammeln und Einbringen der gemachten Erfahrungen bei künftigen Objekten,
- Regel-Verstärkungen aufzeigen bzw. festlegen, um Zustimmungen im Einzelfall (ZiE) auf Grund des hohen Aufwandes nicht anwenden zu müssen oder um zumindest Vorlaufzeit und Kostenaufwand zu minimieren,
- Herausarbeiten von K.O.-Kriterien für Verstärkungen bzw. für den Ersatzneubau; Ziel: In einem frühen Planungsstadium sollen nicht realisierbare, unzuweckmäßige und unwirtschaftliche Alternativen ausgesondert werden,
- Störeinflüsse aus dem Verkehr aufzeigen bzw. zulässige Randbedingungen festlegen; Vorschlag geeigneter Verstärkungsverfahren unter objektspezifischen Bedingungen (bspw. Verstärkung unter Verkehr),

- Strategien der Vorgehensweise bei der Vielzahl der zu verstärkenden Bauwerke, z. B. eine Priorisierung nach
  - Bedeutung im Netz (zunächst nur Autobahnen),
  - Bauwerksklassen,
- Bemessungsmodelle der Vergangenheit, soweit erforderlich, übernehmen, modifizieren und dem aktuellen Sicherheitskonzept anpassen,
- direkter Zugriff des Expertensystems auf die Datenbank SIB-Bauwerke,
- Hilfestellung bei Entscheidung Verstärken/Neubau.

#### 4.1.3 Straßenbauverwaltung C

Im Zuständigkeitsbereich der Straßenbauverwaltung C wurden mehrere Großbrücken rechnerisch überprüft, um die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit zu bestimmen. Grundlage dieser Nachrechnung war die Brückenklasse 60/30 der DIN 1072 (12/1985) und die DIN 4227, Teil 1 (7/1988). An einigen Bauwerken ließen sich signifikante Defizite der Tragfähigkeit nachweisen. Die Ergebnisse der Überprüfung zeigen, dass Verstärkungen der Brücken auf die Brückenklasse LM 1 wirtschaftlich nicht möglich sind. Die maximal erreichbare Brückenklasse ist BK 60/30 (ohne Defizite in der Tragsicherheit). Durch Einsatz externer Vorspannung erfolgt die Verstärkung der Bauwerke. Einzelne Bauwerke weisen zudem Defizite in Querrichtung (Biegung) oder eine unzureichende Schubtragfähigkeit auf. Die Verstärkungsmaßnahmen werden bei diesen Brücken für eine Restnutzungsdauer von neun Jahren geplant.

Einzelne Hohlkastenbrücken weisen besonders dünne Bodenplatten, Profilverformung oder die Ansammlung von Chloriden infolge schadhafter Entwässerung auf. Im Zusammenhang mit einer Verstärkungsmaßnahme wird auf den möglichen Brandfall in Hohlkästen hingewiesen.

Die Chloriduntersuchung sollte bei Mittelpfeilern grundsätzlich bei Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 durchgeführt werden. Es wurde festgehalten, dass Feuchtsalz mit einem höheren Magnesiumsalz-Anteil größere Schäden an den Bauwerken verursacht als andere Taumittel.

Entsprechend der Bauzeit und dem seinerzeit bekannten Kenntnisstand hinsichtlich Planung und

Normung können Schäden am Tragwerk auf Grund von

- fehlerhaft ermittelten mitwirkenden Plattenbreiten,
- unberücksichtigten Temperaturlastfällen,
- unberücksichtigten Setzungen,
- unberücksichtigten Grundrisskrümmungen, etc.

aufzutreten. Zu gering dimensionierte Anschlussbewehrung kann ebenfalls zu Schäden führen. Die innere Geometrie der Bauwerke ist genau zu erfassen; beispielsweise liegen verwendete Hohlkörper häufig nicht an den geplanten, definierten Stellen.

Die Gesamtzustandsnote ermöglicht keine schnelle Aussage über die Standsicherheit, bzw. Tragsicherheit eines Bauwerks. Die Tragsicherheit sollte bei der Notengebung stärkeren Einfluss haben (wie in Änderung zu RI-EBW-PRÜF beabsichtigt).

Aus der Erfahrung wird deutlich herausgestellt, dass Bauwerke, die älter als 50 Jahre sind, vorzugsweise ersetzt werden sollten, da diese bezüglich der ursprünglich angesetzten Lastannahmen und der Betontechnologie nicht mehr dem Stand der Technik entsprechen. Die Erfahrung zeigt, dass sich kleinere Brücken in einem schlechteren Zustand als Großbrücken befinden, insbesondere im Bereich des Kragarmanschnittes.

Die frühere Verwendung des Neptun-Spannstahls führt zu besonderen Problemen. Bauwerke, die unter Verwendung dieses Spannstahls hergestellt wurden, sollten durch einen Neubau ersetzt werden. Es wurde angeregt, dieses als „K.O.-Kriterium“ im Sinne des Expertensystems anzusehen.

Ein Brückenbauwerk ist an der Unterseite mit Fertigteilen bis zum Abbruch notverstärkt worden.

Im Zuständigkeitsbereich der Straßenbauverwaltung C sind überwiegend Verstärkungen durch Aufbringen externer Vorspannung ausgeführt worden.

An das Expertensystem stellte die Straßenbauverwaltung C folgende Anforderungen:

- eindeutige Vorgaben zur Erhaltungsstrategie, z. B. durch ein Handbuch zur Verstärkung,
- Priorisierung Neubau/Erhaltung,
- Anforderungsprofil für SIB-Bauwerke festlegen,
- Abstimmung der Verstärkung auf den Baustoff (Erhaltungszustand), Statik, Entwurf und Vergabe,

- Keine Teil-Instandsetzungen, immer Regelinstandsetzungen ausführen,
- Mitberücksichtigung der Brückenkappen,
- Einführung von Filterkriterien; z. B. Schwerlastverkehr; nur Spannbetonbauwerke vom Schubproblem betroffen,
- Erstellung einer Handlungsanweisung, die bei bestimmten Konstruktionstypen, Baujahren, Situationen des Schwingbreitennachweises, voller Dekompressionszustand, möglichst eine schnelle Lösung anbietet,
- Einarbeitung Handlungsanweisung Querkraft,
- Berücksichtigung von Mehrbreiten (4 + 0), die Verkehr auch bei der Instandsetzung oder Verstärkung ermöglichen,
- Vorgeschlagene Verstärkungsmaßnahme sollte minimale Beeinträchtigungen des laufenden Verkehrs berücksichtigen,
- Vorschlag, wie ein Schaden „im Kern der Substanz“ zu beurteilen ist, dies kann dazu führen, dass für 30-35 Jahre alte Brücken eine Verstärkung nicht wirtschaftlich ist),
- Aufnahme von Chloriduntersuchungen an Mittelpfeilern in die Bauwerksprüfungen nach DIN 1076,
- Neptun-Spannstahl sollte als Ausschlusskriterium für Verstärkungsmaßnahmen angesehen werden, Ersatzneubau ist anzustreben,
- Bauwerkszustände sollen schneller erfassbar sein,
- Zusammenfassung aller Verstärkungsmaßnahmen.

#### 4.1.4 Straßenbauverwaltung D

Straßenbauverwaltung D verwendet die RI-WI-BRÜ als Hilfsmittel zur Beurteilung einer wirtschaftlichen Instandsetzung von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, insbesondere bei der Variantenuntersuchungen – Instandsetzung oder Ersatzbauwerk. Der Bauwerkszustand (Gesamtzustandsnote) und die Bedeutung des Bauwerks stellen die Kriterien für infrage kommende Verstärkungen dar.

Schäden an Brücken wurden u. a. hervorgerufen durch

- Fehler in der Statik; beispielsweise nicht berücksichtigte Quer-Auskragung über Brückenpfeilern,
- falsche Ermittlung der Beanspruchungsgrößen,
- Nichtverfolgung der Temperaturänderung,
- Profilverformung,
- zu dünne Bodenplatten.

Erfahrungen der Straßenbauverwaltung D zeigen, dass die Brücken-Unterbauten oft in einem schlechteren Zustand sind als die Überbauten. Die Brückenunterbauten weisen oft erhebliche Alkali-Kieselsäure-Reaktionsschäden (AKR) auf. Eine wirtschaftliche Verstärkung ist in einem solchen Fall nicht mehr möglich. In Bezug auf das einzuführende Expertensystem wird angeregt, AKR-Schäden an einem Bauwerk als Ausschlusskriterium für eine Verstärkung zu formulieren.

Als Verstärkungsmaßnahmen zur Wiederherstellung der geplanten Tragfähigkeit kamen zum Einsatz:

- externe Vorspannung (zur Tragsicherheitserhöhung),
- Stahllaschen (an Koppelfugen und Bodenplatte),
- Schubnadeln.

Über eine Arbeitsfugenverstärkung mit CFK-Lamellen wurde berichtet.

Die ausgeführten Verstärkungen wurden in SIB-Bauwerke erfasst.

Es werden folgende Anforderungen an das Expertensystem gestellt:

- Gruppieren von Bauwerken in Form von Tabellen (z. B. Baujahr, kritische Spannverfahren, Hersteller der Spannverfahren einschließlich Verpresszustand),
- Zusammenstellung verwendeter Spannverfahren mit deren Besonderheiten,
- Kriterien für die Bauwerksuntersuchung festlegen,
- Nachweisprobleme insbesondere beim Schubnachweis (Ankündigungsverhalten),
- die Erforderlichkeit der Nachrechnungs-Richtlinie wird unterstrichen, um bei Auslegungszwei-

fehlende Eindeutigkeit herzustellen (DIN 1072 ist nicht zurückgezogen),

- Herausarbeiten von Entscheidungskriterien, beispielsweise orientiert an dem Alter des Bauwerks und seinem Schädigungsgrad bzw. Schädigungsarten,
- Formulierung eines Ausschlusskriteriums bei AKR-Schäden,
- objektspezifische Variation der Lastannahmen auf Grundlage von Verkehrszählungen.

#### 4.1.5 Straßenbauverwaltung E

Die Beurteilung der Verstärkung unter wirtschaftlichen Aspekten erfolgt anhand der RI-WI-BRÜ. Für Hohlkastenquerschnitte werden im Hinblick auf die Profilverformung Grenzen gesehen.

In den meisten Fällen stellt sich der Bauwerkszustand im Zuge der Instandsetzung viel schlechter dar, als ursprünglich angenommen. Dies hat zur Folge, dass zum Teil sogar Umplanungen während der Instandsetzung erforderlich werden. Daher ist es unabdingbar, dass Spezialfirmen mit der Verstärkung beauftragt werden, um eine entsprechende Qualität der durchgeführten Arbeiten sicherzustellen. Es hat sich herausgestellt, dass genauere Nachweisverfahren außerhalb der genormten Verfahren bei der Bauwerksverstärkung öfter genutzt werden sollten.

Es wird berichtet, dass häufig die eingelegte Bewehrung nicht mit den Bewehrungsplänen übereinstimmt. Ebenso wird bemängelt, dass das Ankündigungsverhalten bei Schubversagen nicht hinreichend genug erforscht ist.

Nachfolgend aufgeführte systematische Fehler haben sich in der Vergangenheit gezeigt:

- Spannungsrissskorrosion,
- nicht ausreichende Bewehrung,
- nicht berücksichtigte Einwirkungen aus Temperaturunterschieden,
- Profilverformung Hohlkästen,
- unzureichende Querbewehrung/Lage der Querbewehrung,
- nicht ausreichende Betondeckung der Querbewehrung bei zu dünn ausgeführten Platten,

- falsche Lage der Verdrängungskörper,
- unberücksichtigte Gradienten.

Die dabei zum Einsatz gekommenen Verstärkungsverfahren bestanden überwiegend aus dem Aufbringen von externer Vorspannung, dem Anbringen von Zusatzbewehrung und dem Einsatz von schlaff aufgeklebten CFK-Lamellen. Auch in Schlitze verklebte CFK-Lamellen wurden eingesetzt. Es ist geplant, bei zukünftigen Verstärkungsmaßnahmen auch vorgespannte CFK-Lamellen zu verwenden.

Mit den aufgeführten Verstärkungsmaßnahmen ging auch eine angestrebte Verstärkung von BK 60 auf BK 60/30 einher.

Die Verstärkung von Koppelfugen erfolgte überwiegend durch das Aufbringen einer externen Vorspannung. Hier liegen gute Erfahrungen für das gesamte Tragwerk vor (mess- und kontrollierbar, nachstellbar, Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit, Reduzierung der Verformung). Vereinzelt wurden Koppelfugen durch zusätzliche in Nuten eingelassene Bewehrung sowie durch die Applikation von CFK-Lamellen und Stahllaschen verstärkt. In einzelnen Fällen wurden bei späteren Bauwerksuntersuchungen bereits Ablöseerscheinungen der aufgeklebten Stahllaschen-Verstärkung beobachtet, welche daraufhin teilweise mittels externer Vorspannung saniert wurden. Dies zeigt, dass eine ausreichende Bauüberwachung auch nach der Verstärkungsmaßnahme sichergestellt sein muss.

An das Expertensystem werden folgende Anforderungen gestellt:

- Gruppierung/Klassifizierung von Bauwerken (nach Tragwerkstypen, Bauarten, Baujahren, systematischen Problemen),
- Hilfen zur strukturierten Entscheidungsfindung (Typisieren; Sammeln und Einbringen gemachter Erfahrungen bei künftigen Objekten),
- Entwicklungsgeschichte/zeitliche Einordnung der Bauwerke hinsichtlich Normen und Richtlinien,
- möglichst wenige Untersuchungsvarianten,
- Herausarbeiten von K.O.-Kriterien für Verstärkungen,
- zukunftsfähige Verstärkungen, z. B. Mehrbreiten, die später zusätzliche Fahrstreifen anstatt Standstreifen realisieren lassen,



- Vermeidung bzw. Reduzierung von Eingriffen in den Verkehr,
- frühzeitige Festlegungen bei der Fortschreibung der Last- sowie Bemessungs-Regelwerke, die die perspektivisch langen Planfeststellungszeiten berücksichtigen und somit für diese eine hinreichende Planungssicherheit bieten,
- Entwicklung von Strategien der Vorgehensweise bei der Vielzahl der zu verstärkenden Bauwerke, z. B. eine Priorisierung nach
  - der Bedeutung im Netz (Hauptverkehrsachsen, Magistralen),
  - dem Schwerverkehrsanteil,
  - den Bauwerksklassen,
  - den Stützweiten, z. B. zunächst über 100 m,
- die Planung sowie Ausführung (mit mehr Möglichkeiten) realitätsnäher abbilden
- mehrere Maßnahmen zusammenfassen, z. B.:
  - Instandsetzung und Verstärkung bündeln, um somit den Verkehr wenig häufig in seinem Ablauf zu stören,
  - Verschleißteile einer Brücke, z. B. Fahrbahnübergänge, Lager etc., nach bestimmten Perioden unabhängig vom Erhaltungszustand auswechseln (industriemäßiges Vorgehen),
- alternative Bemessungsmodelle,
- Verstärkungslösungen für einteilige Überbauten ggf. unter Teilabbruch des Querschnitts insbesondere während der Bauausführung und unter Verkehr (4 + 0),
- Musterinstandsetzungen integrieren,
- Erstellen einer Fallbasis.

**4.1.6 Zusammenfassung der Länderbefragung**

Im Folgenden wird ein Überblick der Gesprächsergebnisse in grafischer Form gegeben. Hierbei handelt es sich, aufgrund der geringen Anzahl der befragten Stellen, nicht um eine statistische Auswertung, sondern um die Zusammenstellung ausgewählter Expertenmeinungen.

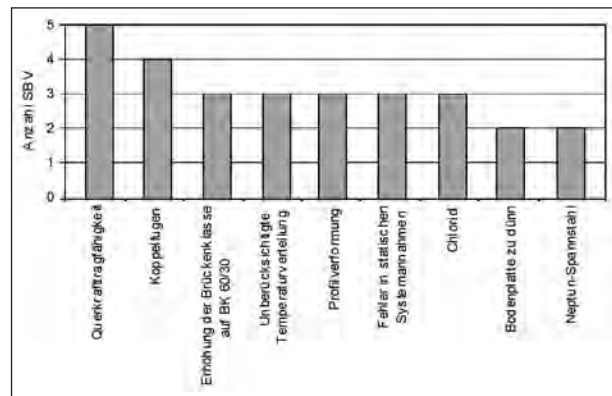
Die Länderbefragung zeigt, dass die Straßenbauverwaltungen umfangreiche Erfahrungen bei der

Durchführung von Verstärkungsmaßnahmen aufweisen. Den durchgeführten Verstärkungsmaßnahmen ging in der Regel eine Überprüfung der Wirtschaftlichkeit nach RI-WI-BRÜ voraus. Bild 39-1 und Bild 39-2 zeigen die benannten Schadensursachen.

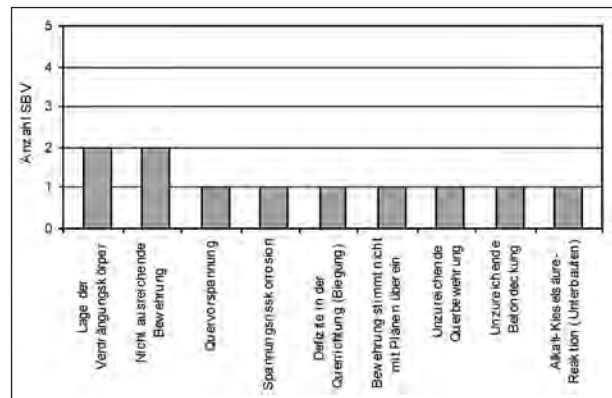
Zu den hauptsächlich genannten Anwendungsfällen für Verstärkungen gehören die Koppelfugenproblematik, mangelnde Schubtragfähigkeit, Chlorideintrag im Beton, Erhöhung der Brückenklasse auf BK 60/30, unberücksichtigte Temperaturverteilung und Fehler in der Planung.

Alle in Bild 39-1 und Bild 39-2 genannten Schäden führten zwangsläufig zu einer Verstärkung der Stahlbeton- oder Spannbetonbrücke. Die in der Länderbefragung genannten Verstärkungsverfahren sind in Bild 40 aufgeführt.

Im Rahmen der Länderbefragung zeigte sich, dass als Verstärkungsmaßnahme überwiegend die externe Vorspannung, aufgeklebte CFK-Lamellen bzw. Stahllaschen und in Nuten eingelassene Bewehrung zur Anwendung kamen.



**Bild 39-1:** Aufgetretene Schäden an Brückenbauwerken laut Länderbefragung



**Bild 39-2:** Aufgetretene Schäden an Brückenbauwerken laut Länderbefragung



In Schlitz verklebte CFK-Lamellen wurden ebenfalls eingesetzt.

Bild 41-1 und Bild 41-2 zeigen zusammengefasst die wesentlichen Anforderungen an das Expertensystem, die von den Straßenbauverwaltungen der Länder formuliert wurden.

Ziel des Expertensystems soll die Entwicklung eines systematischen Vorgehens sein. Das System soll den Planer beginnend bei der Bauwerksprüfung bis zur Durchführung der Verstärkung unterstützen. So sollen beispielsweise K.O.-Kriterien für mögliche Verstärkungsverfahren entwickelt, Kate-

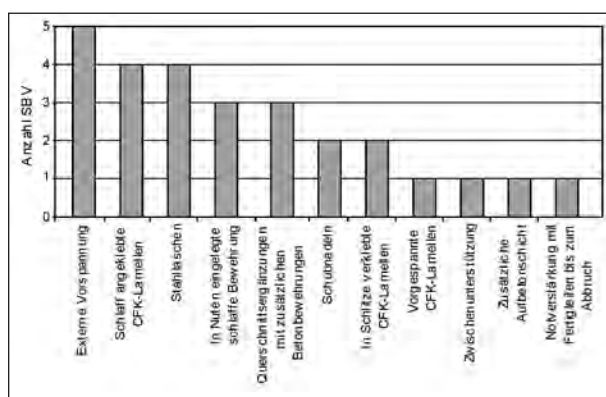


Bild 40: Angewandte Verstärkungsverfahren

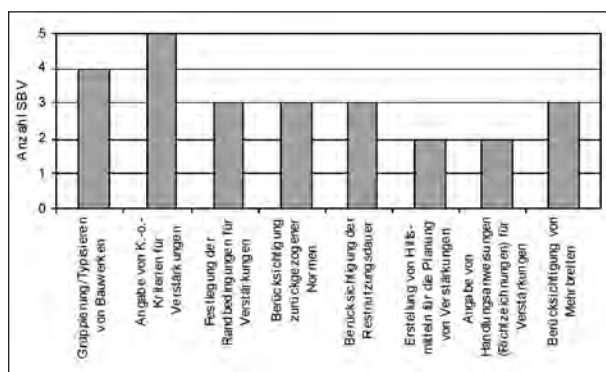


Bild 41-1: Anforderungen an das Expertensystem

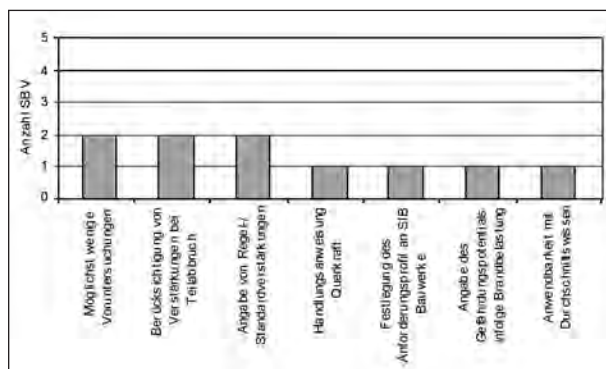


Bild 41-2: Anforderungen an das Expertensystem

gorien für schadhafte Bauwerke aufgestellt und Randbedingungen für Verstärkungen festgelegt werden.

## 4.2 Weiterführende Länderbefragung

In einer weiterführenden Länderbefragung, die vom Institut für Massivbau der Universität Duisburg-Essen durchgeführt wurde, sollten die Zusammenhänge zwischen aufgetretenem Schaden und möglichem Verstärkungsverfahren genauer herausgearbeitet werden.

Es stellte sich zunächst heraus, dass sich der Verstärkungsbedarf im Verwaltungsbereich der befragten Straßenbauverwaltung hauptsächlich auf Bauwerke mit Rissen im Bereich der Koppelfugen konzentriert. Verstärkt wurden diese Bauwerke vorzugsweise mit externer Vorspannung. Dimensioniert wurden diese Verstärkungsmaßnahmen so, dass sie höheren Anforderungen als denen des DIN-Fachberichts 101 standhalten. Der Verlauf der Spanngliederführung wie auch die Verankerung der Spannglieder folgeneiner Einzelfallentscheidung und werden dem Bauwerk angepasst. Bei Hohlkastenbrücken erfolgt die Anbringung der Spannglieder im Inneren des Hohlkastens, bei Plattenbalkenquerschnitten zwischen den Stegen. Die Spannglieder werden nach Möglichkeit in den Endquertägern verankert.

Ein Bauwerk musste lediglich im Bereich einer Koppelfuge verstärkt werden. Dieses wurde entsprechend der Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonbrücken (BAST98) lokal verstärkt. Die lokale Verstärkung erfolgte mittels in Nuten eingelassener Zusatzbewehrung. Hergestellt wurden die Nuten durch Höchstdruckwasserstrahlen. Beim Einfädeln der Zusatzbewehrung mussten jeweils drei Bügel durchtrennt werden. Diese wurden nachher durch Verschweißen geschlossen. Die Nuten wurden abschließend mit Spritzbeton verfüllt.

Lediglich ein Bauwerk (Einfeldbrücke, Querschnittsart: Platte mit Hohlkörpern) musste infolge zu schwacher Querbewehrung verstärkt werden. Verstärkt wurde dieses Bauwerk mit schlaff aufgeklebten CFK-Lamellen.

Im Weiteren wurde von Bauwerken berichtet, die durch Ortbetonergänzung verstärkt wurden. Diese Verstärkungsvariante kam nur vereinzelt zum Ein-

satz. Grund für eine solche Verstärkung war nicht die Behebung von Schäden am Bauwerk, sondern straßenbauplanerische Gründe, wie die Veränderung der Gradienten. Um eine ausreichende Schubkraftübertragung in der Fuge sicherzustellen, wurde in allen Fällen der Untergrund so weit aufgeraut, dass eine waschbetonähnliche Struktur entstand. Zur Sicherstellung der Zugkraftübertragung über die Fuge wurden zusätzlich vereinzelt Dübel eingesetzt.

Als kritisch bei der Beurteilung bestehender Bauwerke wird die Einhaltung des Querkraftnachweises gesehen. So kann es bei der Nachrechnung zum Überschreiten der zulässigen Querkrafttragfähigkeit kommen. Schäden bzw. Risse am Bauwerk sind bislang noch nicht aufgetreten. Der Querkraftnachweis nach deutschem Regelwerk wird als recht konservativ angesehen. In anderen europäischen Ländern (beispielsweise Frankreich) werden die Bauwerke unter Ansatz deutlich höherer Querkraftwiderstände nachgewiesen. Bezüglich der Einhaltung dieser Nachweisführung sieht die befragte Straßenbauverwaltung noch Handlungsbedarf für die Forschung.

Ob letztlich ein Bauwerk zu verstärken ist, richtet sich nicht nach der Zustandsnote. Diese gibt keinen Aufschluss über den Verstärkungsbedarf des Bauwerks. Die meisten der verstärkten Bauwerke bekamen zuvor Zustandsnoten im Zweierbereich.

### 4.3 Fallunterscheidung/Schadensfälle

Im weiteren Verlauf der Arbeiten wurden 26 Spannbetonbrücken genauer betrachtet und miteinander verglichen. 14 Bauwerke wurden aus den Dokumentationen des Bundesministeriums für Verkehr (BMV82) und (BMV94), sechs Bauwerke aus dem Archiv einer Straßenbauverwaltung und weitere sechs Brücken aus verschiedenen Literaturquellen analysiert. Ziel dieser Untersuchungen war die Aufstellung von Klassifizierungs- und Beurteilungskriterien für die bestehenden Bauwerke. Es wurden folgende Klassifizierungsmerkmale betrachtet:

- Schadensfall, der die Verstärkung erforderlich machte,
- Baujahr,
- Art des Querschnitts,
- Anzahl der Brückenfelder,
- Herstellverfahren,

- Art der Verstärkung.

Die Bauwerke wurden zunächst hinsichtlich des aufgetretenen Schadensfalls kategorisiert. Bei den betrachteten Brücken führte nicht immer nur ein Schadensfall zu einer Verstärkung. Es wurden auch unterschiedliche Schadensfälle an einem Bauwerk erkannt, die in Kombination zu einem Verstärkungsbedarf führten. Bei der Kategorisierung wurden somit diesen Brücken auch mehrere Schadensfälle zugeordnet.

11 der betrachteten Brücken mussten hinsichtlich Koppelfugenproblematik verstärkt werden. Bei sieben Brücken erforderten Schubrisse eine Verstärkung. Durchfeuchtungen bzw. eingetragene Chloride traten bei fünf Bauwerken auf, in den meisten Fällen jedoch in Kombination mit einem anderen Schaden. Bei jeweils drei Brücken mussten Verstärkungsmaßnahmen infolge von Biegerissen in Quer- bzw. Längsrichtung vorgenommen werden. Betonfehlstellen führten bei weiteren drei Bauwerken zu einem Verstärkungsbedarf.

### Baujahr

Nachfolgend wurden die Bauwerke anhand ihres Baujahrs in Zeitepochen eingeteilt und dann mit dem aufgetretenen Schadensfall verglichen. Dies führte zu dem in Tabelle 11 dargestellten Ergebnis.

Die Bauwerke, die infolge Koppelfugenproblematik verstärkt werden mussten, sind zwischen 1959 und 1977 entstanden. Als Grund für diesen Schadens-

Baujahr	Anzahl der Bauwerke	Aufgetretener Schadensfall
1953-1960	3	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Schubrisse (zweimal Bj.:1955-1960)</li> <li>• Biegerisse (einmal Bj.:1955)</li> <li>• Koppelfugenproblematik (einmal Bj.:1959)</li> </ul>
1961-1966	10	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Schubrisse (fünfmal Bj.:1961-1966)</li> <li>• Koppelfugenproblematik (dreimal Bj.:1964-1965)</li> <li>• Biegerisse (zweimal Bj.:1964-1965)</li> <li>• Durchfeuchtung/Chloride (zweimal Bj.:1961)</li> </ul>
1967-1979	12	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Koppelfugenproblematik (siebenmal Bj.:1967-1977)</li> <li>• Betonfehlstellen (dreimal Bj.:1967-1975)</li> <li>• Durchfeuchtung/Chloride (dreimal Bj.:1967-1976)</li> <li>• Biegerisse (zweimal Bj.:1970-1977)</li> </ul>
ab 1980	1	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Biegerisse (einmal Bj.:1985)</li> </ul>

Tab. 11: Zusammenhang Baujahr – aufgetretener Schadensfall für die hier untersuchten Bauwerke

fall sind hauptsächlich die normbedingten Defizite bei der Bemessung zu sehen. Die Bauwerke, die infolge unzureichender Schubtragfähigkeit verstärkt werden mussten, sind zwischen 1964 und 1966 errichtet worden. Auch dies leitet sich vorwiegend anhand der Defizite in den seinerzeit gültigen Bemessungsnormen ab. Defizite in den damaligen Normen stellen auch eine Ursache von Biegerissen dar. Jedoch führten auch Fehler in der Tragwerksplanung und der Bauausführung zu Biegerissen, sodass eine zeitliche Abgrenzung schwierig ist. Bei Durchfeuchtungen/Chloriden und Betonfehlstellen liegt die Schadensursache zumeist in einer fehlerhaften Bauausführung oder Tragwerksplanung. Da diese Unzulänglichkeiten unabhängig vom Baujahr der Brücke auftreten können, ist die Einordnung dieser Schadensfälle in eine bestimmte Zeitperiode nicht möglich.

### Querschnittsart

Die weiteren Untersuchungen sollten zeigen, ob einer der Schadensfälle nur bei einer bestimmten Querschnittsart des Bauwerks auftritt.

Tabelle 12 zeigt, dass eine Beurteilung des Schadensfalls über die Querschnittsart des Bauwerks aufgrund zu geringer Datenmenge nicht zu treffen ist. Zwar tritt die Koppelfugenproblematik häufig bei Hohlkastenquerschnitten auf, doch ist sie ebenfalls bei Plattenbalkenquerschnitten zu finden. Zudem treten bei Hohlkastenquerschnitten, wie auch bei Plattenbalkenquerschnitten weitere Schadensfälle auf. Den Brückenquerschnitt als Ausschlusskrite-

Aufgetretener Schadensfall	Brückensystem	Anzahl der Bauwerke	Anzahl geschädigter Bauwerke
Koppelfugenproblematik	Hohlkasten	14	8 (57 %)
	Plattenbalken	9	3 (33 %)
Schubrisse	Hohlkasten	14	5 (36 %)
	Plattenbalken	11	2 (18 %)
Durchfeuchtung/Chloride	Hohlkasten	14	2 (14 %)
	Plattenbalken	11	3 (27 %)
Biegerisse	Hohlkasten	14	1 (7 %)
	Plattenbalken	11	4 (36 %)
	Platte	1	1 (100 %)
Betonfehlstellen	Hohlkasten	14	1 (7 %)
	Plattenbalken	11	2 (18 %)

Tab. 12: Zusammenhang aufgetretener Schadensfall – Brückenquerschnitt für die hier untersuchten Bauwerke

rium für einen aufgetretenen Schadensfall heranzuziehen ist nicht möglich.

### Anzahl der Brückenfelder

Ein Bezug zwischen der Anzahl der Brückenfelder und dem aufgetretenen Schaden kann nur bedingt hergestellt werden. Eine genaue Beurteilung ist auch im Hinblick auf den Anteil der Einfeldbrücken schwierig. Bei den 26 hier betrachteten Brücken liegen lediglich 3 Einfeldbrücken vor.

Gerissene Koppelfugen können nur bei Mehrfeldbrücken auftreten, da Einfeldbrücken herstellungsbedingt keine Koppelfugen aufweisen.

Schubrisse traten nur bei Mehrfeldbrücken auf. Jedoch ist diese Feststellung nicht grundsätzlich auf alle Brückenbauwerke übertragbar, da eine zu geringe Datenmenge vorliegt.

Chlorideintrag und Durchfeuchtung treten unabhängig von der Anzahl der Brückenfelder auf.

Die weiteren Schadensfälle traten sowohl bei Mehrfeldbrücken als auch bei Einfeldbrücken auf. Biegerisse oder Betonfehlstellen traten unabhängig von der Anzahl der Brückenfelder auf.

### Herstellverfahren

Anhand der untersuchten Bauwerke zeigt sich, dass alle Schäden unabhängig vom Herstellverfahren

Aufgetretener Schadensfall	Brückensystem	Anzahl der Bauwerke	Anzahl geschädigter Bauwerke
Koppelfugenproblematik	Mehrfeldbrücke	21	11 (52 %)
	Einfeldbrücke	3	0 (0 %)
Schubrisse	Mehrfeldbrücke	23	7 (30 %)
	Einfeldbrücke	3	0 (0 %)
Durchfeuchtung/Chloride	Mehrfeldbrücke	23	3 (13 %)
	Einfeldbrücke	3	0 (0 %)
Biegerisse	Mehrfeldbrücke	23	4 (17 %)
	Einfeldbrücke	3	2 (67 %)
Betonfehlstellen	Mehrfeldbrücke	23	2 (9 %)
	Einfeldbrücke	3	1 (33 %)

Tab. 13: Zusammenhang aufgetretener Schadensfall – Brückensystem für die hier untersuchten Bauwerke

ren auftreten. Das Herstellverfahren kann daher, auf Basis der vorliegenden Daten, nicht als Beurteilungskriterium herangezogen werden.

**Art der Verstärkung**

Die Möglichkeiten, Bauwerke zu verstärken, sind vielfältig. Anhand der durchgeführten Verstärkungsmaßnahmen wird untersucht, ob es Verstärkungsverfahren gibt, die sich für einen Schadensfall bewährt haben.

- Koppelfugenproblematik

In der Vergangenheit sind schadhafte Koppelfugen durch kraftschlüssiges Schließen der Risse instand gesetzt worden. Diese Form der Verstärkung erwies sich als ungeeignet. Die folgenden Brückenprüfungen ergaben, dass sich bei diesen Bauwerken neue Risse im Bereich der Koppelfugen bildeten. Diese Bauwerke mussten erneut verstärkt werden.

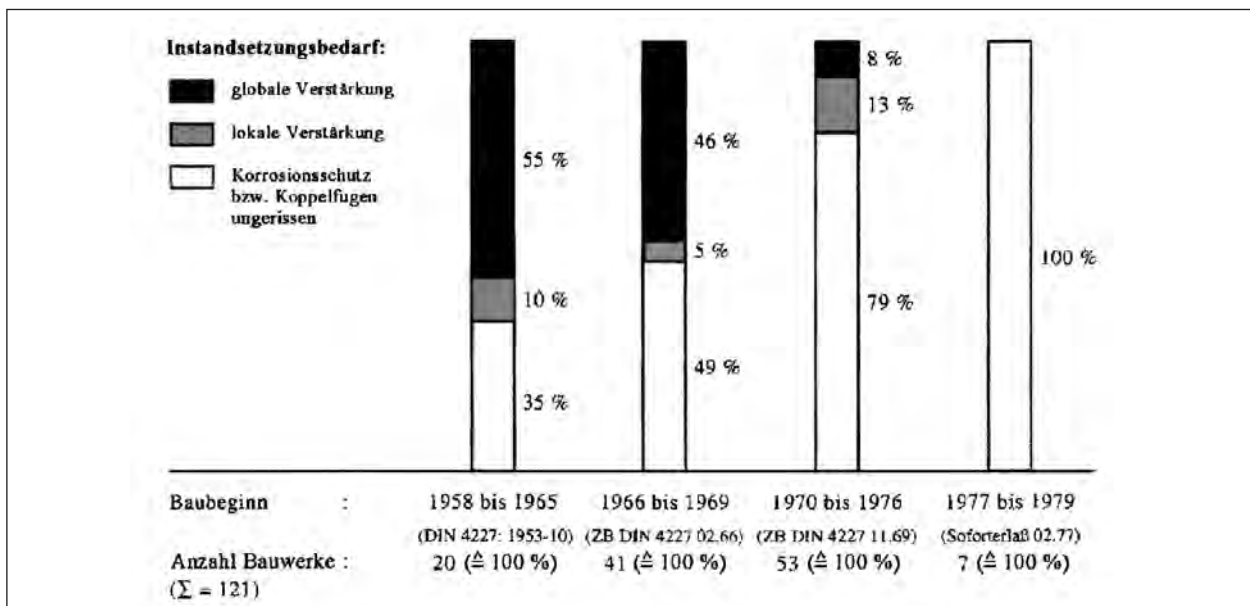
Das Aufbringen einer zusätzlichen externen Vorspannung für die Verstärkung gerissener Koppelfugen hat sich hingegen bewährt. Von den 11 untersuchten Spannbetonbrücken, die Schäden im Bereich der Koppelfugen aufwiesen, wurden acht Bauwerke mittels externer Vorspannung verstärkt. Die weiteren Bauwerke wurden mit vorgespannten CFK-Lamellen, aufgeklebten Stahllaschen und mit in Nuten eingelassener Bewehrung verstärkt. Diese Maßnahmen werden im Allgemeinen nur für lokale Verstärkungen von einzelnen Koppelfugen eingesetzt.

Am Institut für Massivbau wurden in vorangegangenen Untersuchungen 121 Brücken bzgl. der Koppelfugenproblematik untersucht. Von den untersuchten Brücken mit Baubeginn bis 1969, wurde etwa die Hälfte durch zusätzliche externe Vorspannung ertüchtigt. Wie schon in Kapitel 2.2.3 beschrieben, weisen diese Bauwerke den höchsten Verstärkungsbedarf auf. Die betrachteten Brücken mit Baubeginn von 1970 bis 1976 waren zu 10 % betroffen. Brücken, die nach der Einführung des Soforterrlasses 02.77 (DIBT77) fertig gestellt wurden, waren nicht mehr ermüdungsgefährdet und somit auch nicht verstärkungsbedürftig (BuSchnSa05).

Bild 42 zeigt den Verstärkungsbedarf in Abhängigkeit zum Baujahr.

Bild 42 verdeutlicht, dass die Verstärkung mit externer Vorspannung (globale Verstärkung) die am häufigsten eingesetzte Verstärkungsvariante bei der Verstärkung schadhafter Koppelfugen ist. Die lokalen Verstärkungen sind von untergeordneter Bedeutung. Bzgl. der globalen und lokalen Verstärkung unterscheidet die Handlungsanweisung der Bundesanstalt für Straßenwesen die zwei folgenden Fälle:

1. Sind nur vereinzelte Fugen überbeansprucht, so sind diese Fugen örtlich zu verstärken (z. B. eingelegte Zusatzbewehrung aus Betonstahl, Laschen, ggf. externe Vorspannung usw.).
2. Sind mehr als etwa ein Drittel der Koppelfugen überbeansprucht oder ist bei vereinzelten Fugen eine örtliche Verstärkung nicht möglich, ist eine



**Bild 42:** Instandsetzungsbedarf in Abhängigkeit vom Baubeginn (BuSchnSa05)



externe Vorspannung über die erforderliche Bauwerkslänge einzubauen“ (BASt98).

Die Mehrzahl der untersuchten Brücken mit Baubeginn vor 1979 weist aufgrund der normbedingten Defizite Risse im Bereich der Koppelfugen auf. Dies führt dazu, dass der Anteil global verstärkter Koppelfugen deutlich über dem der lokal verstärkten Koppelfugen liegt.

#### – Schubrisse

Bei den betrachteten Bauwerken wurden in vier Fällen Schubnadeln zur Erhöhung der Schubtragfähigkeit eingesetzt. Jedoch haben sich sowohl beim Einbringen der vertikalen Spannglieder als auch bei späteren Bauwerksprüfungen Defizite dieser Maßnahme gezeigt. Da die Spannglieder im Querschnitt verankert werden müssen, besteht die Gefahr, dass vorhandene Bewehrungselemente beschädigt werden. Außerdem zeigten sich bei späteren Brückenprüfungen neue oder wieder geöffnete Schubrisse, die auf den Verlust der Vorspannkraft in den Spanngliedern aufgrund der Kriechverformungen des Lasteinleitungsbereichs zurückgeführt wurden.

Bei einer anderen Brücke wurde die Verstärkung mit extern angebrachten Stahlbügeln durchgeführt. Nachrechnungen nach DIN Fachbericht hatten zuvor ergeben, dass die erforderliche Schubbewehrung nur mit knapp 50 % durch die vorhandene Bewehrung abgedeckt war. Bei einem weiteren Bauwerk traten horizontal verlaufende Risse an den Außenflächen der Längsträger auf. Die Nachrechnung nach DIN Fachbericht bestätigte Defizite in der Schubbewehrung (Kmi07). Bei diesem Bauwerk wurde als Sofortmaßnahme bis zum Ersatzneubau eine Hilfsabstützung eingebaut, die maximale Geschwindigkeit auf 40 km/h beschränkt und eine Sperrung für Fahrzeuge mit einem tatsächlichen Gewicht über 44 t vorgeschrieben (Kmi07).

Die Auswertung der Unterlagen zeigt, dass eine Querkraftverstärkung sehr aufwändig und zum Teil nicht ohne Risiko für bestehende Bewehrungselemente auszuführen ist. Daher wird im Allgemeinen versucht, die rechnerische Querkrafttragfähigkeit durch angepasste Nachweise (in Anlehnung an den DIN FB 102) zu erhöhen.

Als Maßnahme für die rechnerischen Nachweise können beispielsweise folgende Überlegungen in Betracht kommen:

Es ist denkbar, den Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten unter der Voraussetzung einer genauen

Ermittlung des Brückenvolumens zu senken. Des Weiteren können die vorhandene Vorspannkraft und die zusätzliche Kraft aus einer externen Vorspannung bei Verstärkungsmaßnahmen auf die Betondruckspannungen angerechnet werden (eine externe Vorspannung erhöht im Allgemeinen sowohl die Biegetragfähigkeit als auch die Schubtragfähigkeit). Die Reduzierung des Druckstrebenneigungswinkels in Anlehnung an die DIN 1045-1:2008 auf  $18,4^\circ$  ( $\theta = 3,0$ ) ist eine weitere mögliche Maßnahme. Um die tatsächliche Verkehrssituation zu beurteilen, kann eine Verkehrszählung vorgenommen werden. Aus den daraus gewonnenen DTV-Zahlen kann das Lastmodell für den Lastfall Verkehr nach DIN FB 101 angepasst werden. Auf der Grundlage von Festigkeitsuntersuchungen kann auch der Teilsicherheitsbeiwert für den Beton analog zu dem Beiwert von Betonfertigteilen verringert werden.

Mit dem eigenständigen Nachweiskonzept der erweiterten technischen Biegelehre (ETB) (HenSte06) steht eine weitere Möglichkeit zur Verfügung, um die Schubtragfähigkeit des Bauteils nachzuweisen.

Wird der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit trotz dieser Maßnahmen nicht erfüllt, kann die Änderung des statischen Systems und der Beanspruchungen (Einbau umgelenkter Spannglieder, Einbau zusätzlicher Stege oder Änderungen der Lagerbedingungen oder Änderung des Stützenrasters) zielführend sein. Um die Querkrafttragfähigkeit auf das heutige Bemessungsniveau zu erhöhen, besteht die Möglichkeit, das Bauteil mit extern aufgeklebten Stahlbügeln zu umschließen.

#### – Durchfeuchtung/Chloride

An insgesamt fünf Brücken wurden Schäden durch Durchfeuchtungen und Chloridbelastung festgestellt. Die chloridbelasteten Brücken wurden gemäß den entsprechenden Vorschriften durch Austausch des chloridbelasteten Betons instand gesetzt. Im Allgemeinen wird der belastete Beton entfernt, die möglicherweise korrodierte Bewehrung ausgetauscht und der Querschnitt durch eine neue Betonschicht wieder geschlossen oder ergänzt. Ebenso wird die fehlerhafte oder unzureichende Abdichtung instand gesetzt oder erneuert.

#### – Betonfehlstellen

Bei zwei Brücken wurden im Zuge der Brückenhauptprüfung Fehlstellen im Beton lokalisiert. Zur Schadensbehebung wurden die lockeren Betonstellen entfernt und der entstandene Hohlraum mit



Schadensfall	Ursachen	Verstärkungsmaßnahmen
Koppelfugen-problematik	<ul style="list-style-type: none"> <li>normbedingte Defizite</li> <li>Fehler in der Tragwerksplanung (fehlerhafte Bemessung)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>zusätzliche Längsvorspannung</li> <li>Rissverpressung</li> <li>Stahllaschen</li> <li>Zusatzbewehrung in Nuten</li> <li>CFK-Lamellen</li> </ul>
Schubrisse	<ul style="list-style-type: none"> <li>normbedingte Defizite</li> <li>Fehler in der Tragwerksplanung (falsche Lastannahmen, fehlerhafte Bemessung)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Rissverpressung</li> <li>Schubnadeln</li> <li>externe Stahlbügel</li> </ul>
Durchfeuchtung/ Chloride	<ul style="list-style-type: none"> <li>Fehler in der Planung (fehlende Abdichtung, mangelhafte Fahrbahnübergänge)</li> <li>Fehler in der Bauausführung</li> <li>normbedingte Defizite</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Erneuerung der Abdichtung</li> <li>Betonaustausch</li> </ul>
Betonfehlstellen	<ul style="list-style-type: none"> <li>Fehler in der Bauausführung (unzureichende Verdichtung, mangelhaftes Verpressen der Hüllrohre)</li> <li>Fehler in der Tragwerksplanung (geringe Bauteilabmessungen, hoher Bewehrungsgehalt)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Füllen der Fehlstellen mit Ortbeton</li> <li>Verpressen der Hohlstellen</li> </ul>
Biegerisse in Längs- und Querrichtung	<ul style="list-style-type: none"> <li>Fehler in der Tragwerksplanung (falsche Lastannahmen, ungeeignete Spanngliedführung, geringe Querbewehrung)</li> <li>normbedingte Defizite</li> <li>Fehler in der Bauausführung (fehlende Spannglieder)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>zusätzliche Vorspannung in Längs- und Querrichtung</li> <li>Rissverpressung</li> <li>CFK-Lamellen</li> <li>zusätzliche Querträger</li> </ul>

Tab. 14: Zusammenhang zwischen Schadensfall, Ursachen und Verstärkungsmaßnahmen der hier untersuchten Bauwerke

Ortbeton verfüllt. Bei einer der betrachteten Brücken kam es zum Betoneinbruch über den Stegen infolge unzureichend verdichteten Betons und erheblicher Hohlstellen im Hüllrohr. Bei der Instandsetzung wurden die Hüllrohre nachverpresst und anschließend eine neue Betonschicht aufgebracht.

#### – Biegerisse

Bei den untersuchten Brücken traten Biegerisse sowohl in Brückenlängsrichtung als auch in Brückenquerrichtung auf.

Zwei Bauwerke wiesen erhebliche Biegerisse in Längsrichtung aufgrund ungeeigneter Spanngliedführung auf. Bei einer weiteren Brücke zeigten sich Biegerisse in Längsrichtung an allen Hauptträgern. Als Verstärkungsmaßnahmen wurden bei allen drei Brücken zunächst die Risse kraftschlüssig verpresst und anschließend wurde der Querschnitt durch zusätzliche externe Spannglieder in Längsrichtung verstärkt.

Biegerisse in Querrichtung wurden bei drei der untersuchten Brücken festgestellt. Eine Brücke wies regelmäßig über den Querschnitt verteilte Querrisse in der Fahrbahnplatte auf. Zur Schadensbeseitigung wurden die Risse kraftschlüssig mit Epoxydharz verpresst. Eine weitere Brücke, die infolge unzureichender Querbewehrung verstärkt werden musste, ist mit schlaff aufgeklebten CFK-Lamellen

verstärkt worden. Da es sich bei diesem Bauwerk um einen Plattenquerschnitt mit Hohlkörpern handelt, erwiesen sich die schlaff aufgebrachten CFK-Lamellen als vorteilhaft. Bei der dritten Brücke ergab die Nachrechnung eine erhebliche Unterschreitung der Querbewehrung. Die Hohlkastenbrücke wurde daraufhin mit zusätzlichen Spanngliedern in Querrichtung vorgespannt.

Tabelle 14 gibt abschließend einen Überblick der untersuchten Brücken in Hinblick auf den Schadensfall, dessen Ursachen und die durchgeführten Verstärkungsmaßnahmen. Die Reihenfolge der aufgeführten Ursachen und Verstärkungsmaßnahmen spiegelt dabei die Häufigkeit des Auftretens bei den untersuchten Brücken wider.

## 5 Grundsätzliche Anwendungskriterien für die Verstärkungsmaßnahmen

### 5.1 Zusätzliche Druckzone

Die Verstärkung durch Aufbringen einer zusätzlichen Druckzone ist möglich, wenn

- die Tragfähigkeit unter Berücksichtigung des durch den Aufbeton erhöhten Eigengewichts nachweisbar ist,

- der Verbund zwischen Alt- und Neubeton sichergestellt werden kann,
- die zusätzliche Druckzone in Ortbetonbauweise hergestellt wird.

## 5.2 Querschnittsergänzung durch Spritzbeton mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung

Dieses Verfahren ist anwendbar, wenn

- die Tragfähigkeit unter Berücksichtigung des verstärkungsbedingten erhöhten Eigengewichts nachweisbar ist,
- die verstärkungsbedingte Querschnittsvergrößerung an der Überbauunterseite nicht das erforderliche Lichtraumprofil der Brücke einschränkt.
- der Verbund zwischen Alt- und Neubeton sichergestellt werden kann,
- die vorhandene Druckzone eine ausreichende Tragreserve aufweist,
- eine ausreichende Nachbehandlung der zusätzlichen Betonschicht sichergestellt werden kann.

## 5.3 Zusatzbewehrung in Nuten

Der Einbau der Zusatzbewehrung in Nuten ist möglich, sofern

- sichergestellt werden kann, dass bei der Nutherstellung keine wesentlichen Bewehrungselemente beschädigt werden,
- die Nutherstellung mit Höchstdruckwasserstrahlen anwendungstechnisch möglich ist.

## 5.4 Schubfeste Klebeverbindungen von Stahlplatten

Derzeit sind schubfeste Klebeverbindungen von Stahlplatten nicht zugelassen für Spannbetonbauteile (Biegebauteile mit Längskraft) und für Bauwerke unter nicht vorwiegend ruhenden Verkehrslasten. Für diese Einsatzgebiete ist die Erteilung einer Zustimmung im Einzelfall erforderlich. Weitere Kriterien zur Anwendung sind:

- Die Tragfähigkeit des verstärkten Bauteils beträgt nicht mehr als das Zweifache des unverstärkten Bauteils.

- Das Bauteil besteht aus Normalbeton der Festigkeitsklassen C12/15 bis C45/55.
- Die aufgeklebten Stahllaschen werden gegen direkte und mögliche indirekte UV-Strahlung geschützt.
- Das Bauteil wird im Bereich der Verstärkung vor wechselnder oder dauerhafter Durchfeuchtung sowie vor einer dauernden relativen Luftfeuchtigkeit von über 80 % geschützt.
- Die Stahllaschen erhalten einen dauerhaften Anstrich gegen Korrosion.
- Im Bereich der Verstärkung werden die zulässigen Temperaturen gemäß Zulassung nicht überschritten.
- Die rechnerische Oberflächenzugfestigkeit der Betondeckung muss  $f_{ctm,surf} \geq 1,5 \text{ N/mm}^2$  betragen.
- Die Betondeckung beträgt im Bereich der Verstärkung mindestens 10 mm.
- Die störungsfreie Aushärtung des Klebers kann gewährleistet werden.
- Die Oberfläche des zu verstärkenden Bauteils ist entsprechend eben.

## 5.5 Schubfest aufgeklebte CFK-Lamellen

Derzeit sind schubfest aufgeklebte CFK-Lamellen nicht zugelassen für Spannbetonbauteile (Biegebauteile mit Längskraft) und für Bauwerke unter nicht vorwiegend ruhenden Verkehrslasten. Für diese Einsatzgebiete ist die Erteilung einer Zustimmung im Einzelfall erforderlich. Weitere Kriterien zur Anwendung sind:

- Die Tragfähigkeit des verstärkten Bauteils beträgt nicht mehr als das Zweifache des unverstärkten Bauteils.
- Das Bauteil besteht aus Normalbeton der Festigkeitsklassen C12/15 bis C45/55.
- Die CFK-Lamellen werden gegen direkte und mögliche indirekte UV-Strahlung geschützt.
- Das Bauteil wird im Bereich der Verstärkung vor wechselnder oder dauerhafter Durchfeuchtung geschützt.
- Das Bauteil wird im Bereich der Verstärkung keinem „schwachen“ chemischen Angriff nach DIN 4030-2 ausgesetzt.

- Im Bereich der Verstärkung werden die zulässigen Temperaturen gemäß Zulassung nicht überschritten.
- Die rechnerische Oberflächenzugfestigkeit der Betondeckung muss  $f_{ctm,surf} \geq 1,5 \text{ N/mm}^2$  betragen.
- Die Betondeckung beträgt im Bereich der Verstärkung mindestens 10 mm.
- Die störungsfreie Aushärtung des Klebers kann gewährleistet werden.
- Die Oberfläche des zu verstärkenden Bauteils ist entsprechend eben.

## 5.6 Schublaschen/Schublamellen

Derzeit sind Schublaschen/Schublamellen nicht zugelassen für Spannbetonbauteile (Biegebauteile mit Längskraft) und für Bauwerke unter nicht vorwiegend ruhenden Verkehrslasten. Für diese Einsatzgebiete ist die Erteilung einer Zustimmung im Einzelfall erforderlich. Weitere Kriterien zur Anwendung sind:

- Die Tragfähigkeit des verstärkten Bauteils beträgt nicht mehr als das Zweifache des unverstärkten Bauteils.
- Das Bauteil besteht aus Normalbeton der Festigkeitsklassen C12/15 bis C45/55.
- Die aufgeklebten Stahllaschen werden gegen direkte und mögliche indirekte UV-Strahlung geschützt.
- Das Bauteil wird im Bereich der Verstärkung vor wechselnder oder dauerhafter Durchfeuchtung sowie vor einer dauernden relativen Luftfeuchtigkeit von über 80 % geschützt.
- Die Stahllaschen erhalten einen dauerhaften Anstrich gegen Korrosion.
- Im Bereich der Verstärkung werden die zulässigen Temperaturen gemäß Zulassung nicht überschritten.
- Die rechnerische Oberflächenzugfestigkeit der Betondeckung muss  $f_{ctm,surf} \geq 1,5 \text{ N/mm}^2$  betragen.
- Die Betondeckung beträgt im Bereich der Verstärkung mindestens 10 mm.
- Die störungsfreie Aushärtung des Klebers kann gewährleistet werden.

- Die Oberfläche des zu verstärkenden Bauteils ist entsprechend eben.

## 5.7 In Schlitze eingelassene CFK-Lamellen

Derzeit sind in Schlitze eingelassene CFK-Lamellen nicht zugelassen für Spannbetonbauteile (Biegebauteile mit Längskraft). Für dieses Einsatzgebiet ist die Erteilung einer Zustimmung im Einzelfall erforderlich. Weitere Kriterien zur Anwendung sind:

- Im Bereich der Verstärkung werden die zulässigen Temperaturen gemäß Zulassung nicht überschritten.
- In Bauteilen, die nicht vorwiegend ruhend beansprucht sind, ist Längszugbewehrung aus Betonstahl vorhanden.
- Das Bauteil ist aus Normalbeton der Festigkeitsklassen C20/25 ( $f_{ctm} \geq 2,2 \text{ N/mm}^2$  und  $f_{cm} \geq 28 \text{ N/mm}^2$ ) bis C45/55 hergestellt.
- Das Bauteil kann im Bereich der Verstärkung gegen direkte und mögliche indirekte UV-Strahlung geschützt werden.
- Das Bauteil wird im Bereich der Verstärkung vor wechselnder oder dauerhafter Durchfeuchtung geschützt.
- Das Bauteil wird im Bereich der Verstärkung keinem „schwachen“ chemischen Angriff nach DIN 4030-2 ausgesetzt.
- Die störungsfreie Aushärtung des Klebers kann gewährleistet werden.
- Die erforderliche Schlitttiefe kann in die Betondeckung eingelassen werden, ohne vorhandene Bewehrung zu beschädigen.

## 5.8 Vorgespannte CFK-Lamellen

Vorgespannte CFK-Lamellen sind bislang nicht bauaufsichtlich zugelassen.

## 5.9 Zusätzliche Vorspannung

Die zusätzliche externe Vorspannung kann zur Verstärkung eingesetzt werden, wenn

- die Spannglieder entsprechend verankert werden können,

- das erforderliche Lichtraumprofil der Brücke durch die Spanngliedführung nicht eingeschränkt wird.

## 5.10 Schubnadeln

Schubnadeln werden im Allgemeinen nur eingesetzt, wenn die rechnerische Schubtragfähigkeit deutlich unterschritten ist oder eine erforderliche Aufhänge- oder Spaltzugbewehrung ergänzt werden muss. Aufgrund der notwendigen Verankerung der Schubnadeln werden im Allgemeinen Kernbohrungen erforderlich. Es ist zu beachten, dass die

vorhandenen Bewehrungselemente durch die Bohrungen nicht beschädigt werden. Besonders bei Bohrungen durch den kompletten Steg besteht die Gefahr, Spannglieder oder schlaife Bewehrungselemente zu schädigen.

## 6 Verfahrensmuster für Verstärkungsmaßnahmen

Eine pauschale Bewertung zu verstärkender Stahlbeton- und Spannbetonbrücken ist nur eingeschränkt möglich. Wie in Kapitel 2.1.1 beschrie-

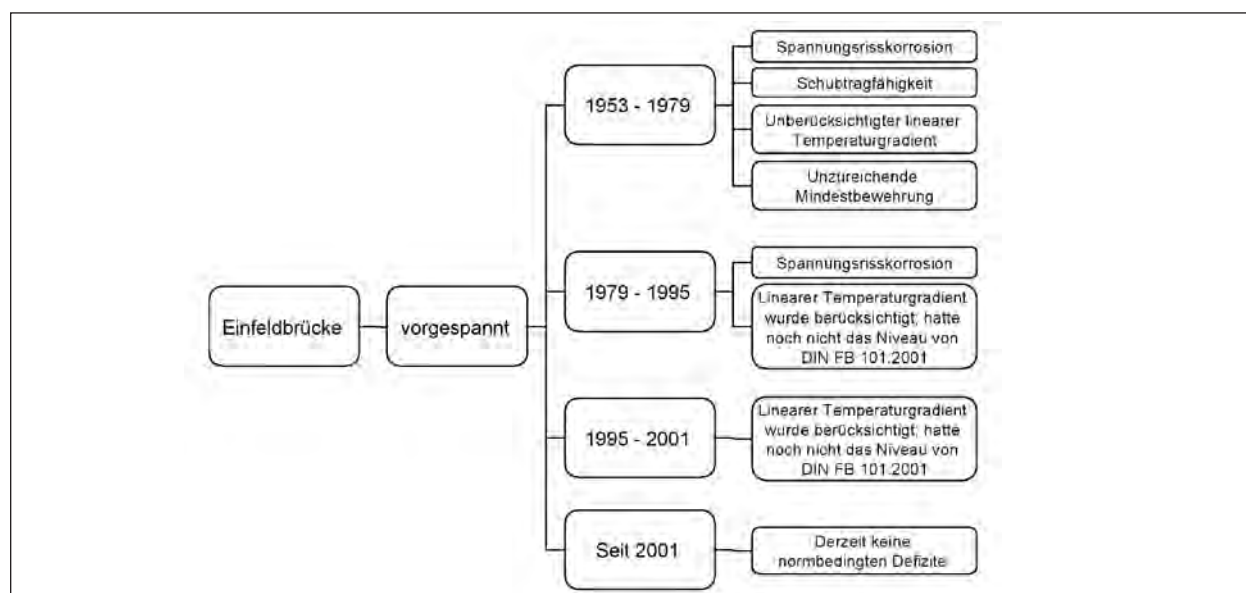


Bild 43: Mögliche Schadensfälle für vorgespannte Einfeldbrücken in Abhängigkeit des Baujahrs

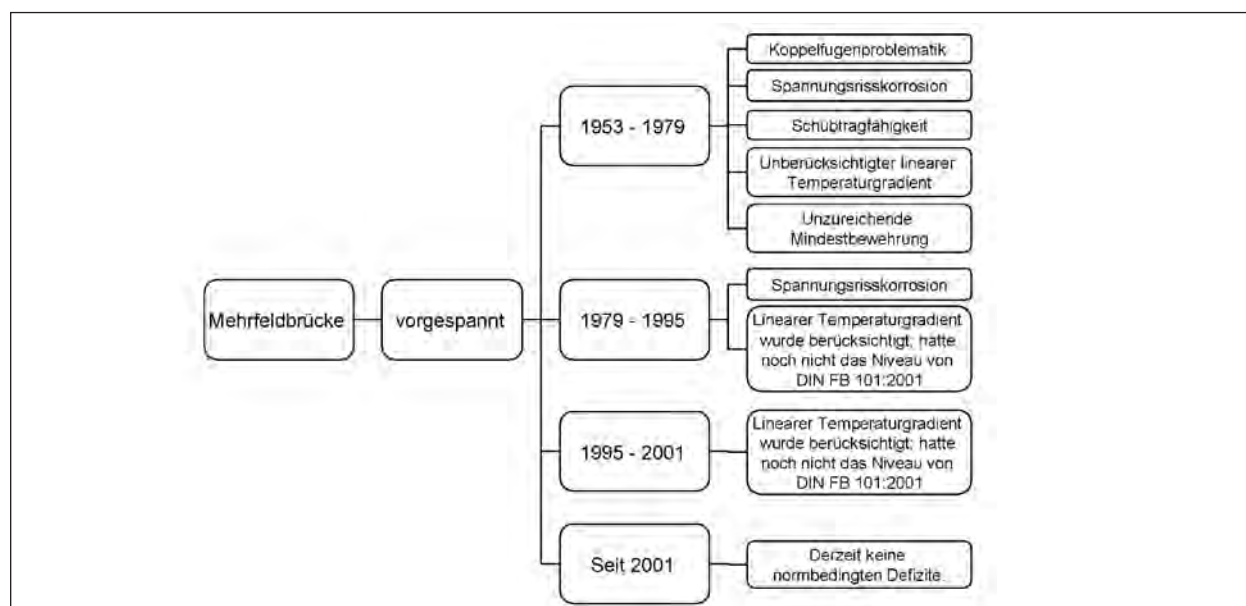


Bild 44: Mögliche Schadensfälle für vorgespannte Mehrfeldbrücken in Abhängigkeit des Baujahrs

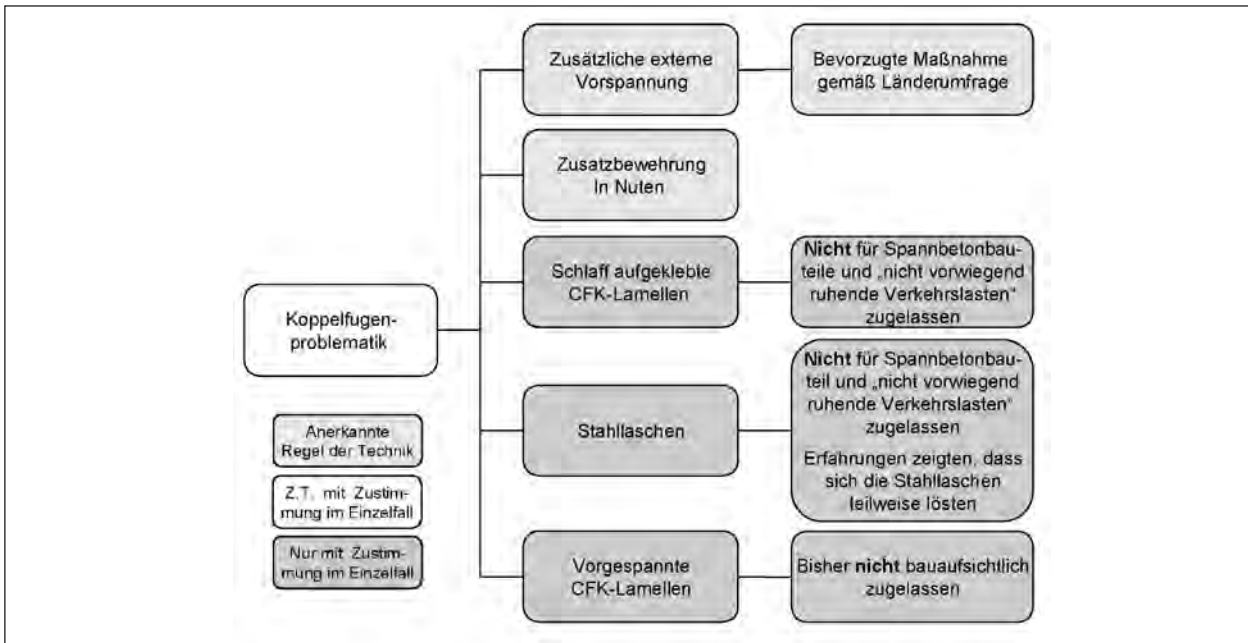


Bild 45: Mögliche Verstärkungsverfahren für Koppelfugenproblematik

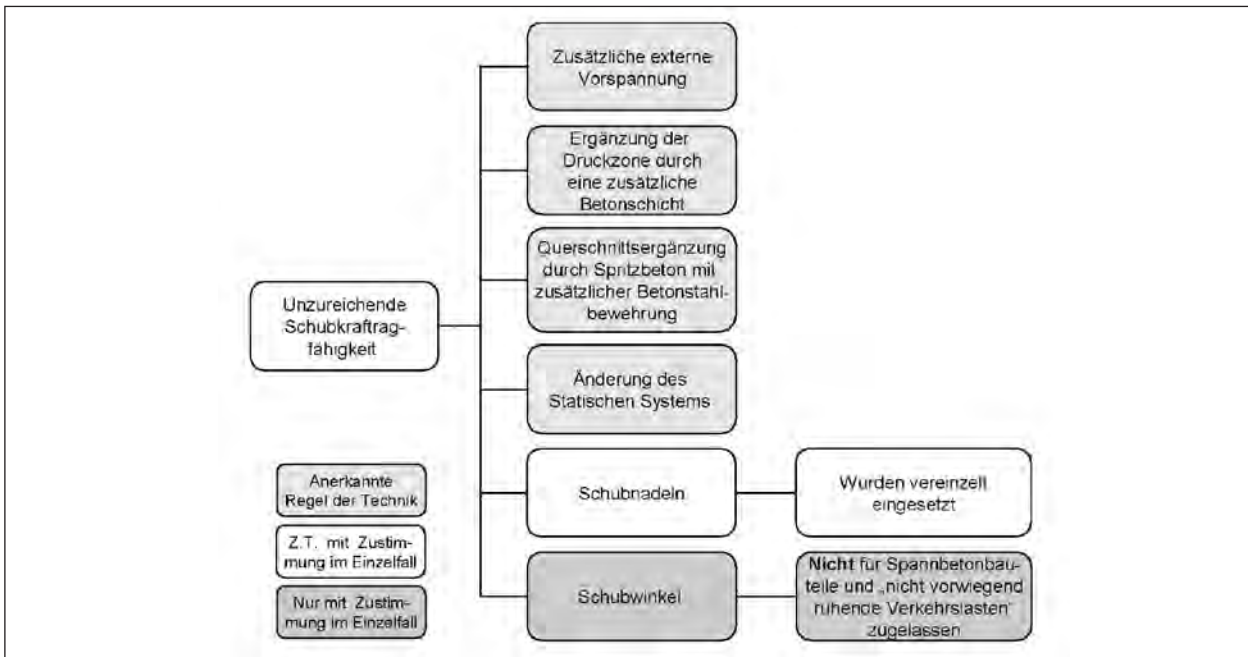


Bild 46: Mögliche Verstärkungsverfahren zur Erhöhung der Schubkrafttragfähigkeit

ben, liegt bei der Schadensbeurteilung eines Brückenbauwerks im Allgemeinen ein Einzelfall vor. Dabei ist es wichtig, die zur Bauzeit gültigen Regelwerke zu kennen. In den letzten fünfzig Jahren haben sich die Bemessungsvorschriften für Stahlbeton- und Spannbetonbrücken entsprechend dem Stand der Technik sukzessive verändert. Brücken können somit unter Berücksichtigung normbedingter Defizite nach ihrem Baujahr katalogisiert werden. Anhand eines Ablaufschemas können die Beurteilung eines Schadens

sowie die erste Abschätzung der Notwendigkeit einer Verstärkungsmaßnahme erfolgen.

Bei der Einschätzung der Defizite eines Bauwerks können die Diagramme zur Beurteilung herangezogen werden.

Die Wahl eines geeigneten Verstärkungsverfahrens kann anhand der Diagramme in Bild 43 bis 48 erfolgen.



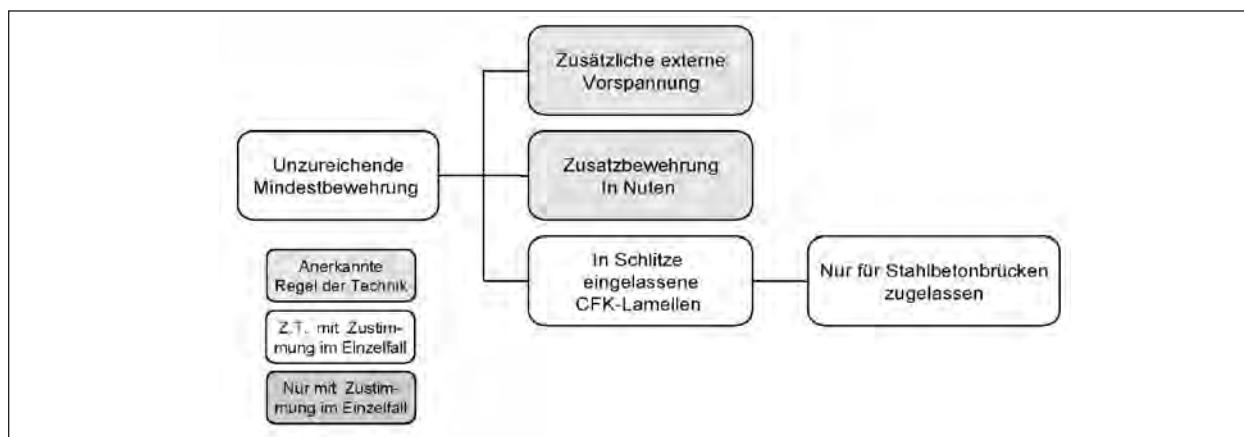


Bild 47: Mögliche Verstärkungsverfahren bei aus heutiger Sicht nicht hinreichender Mindestbewehrung

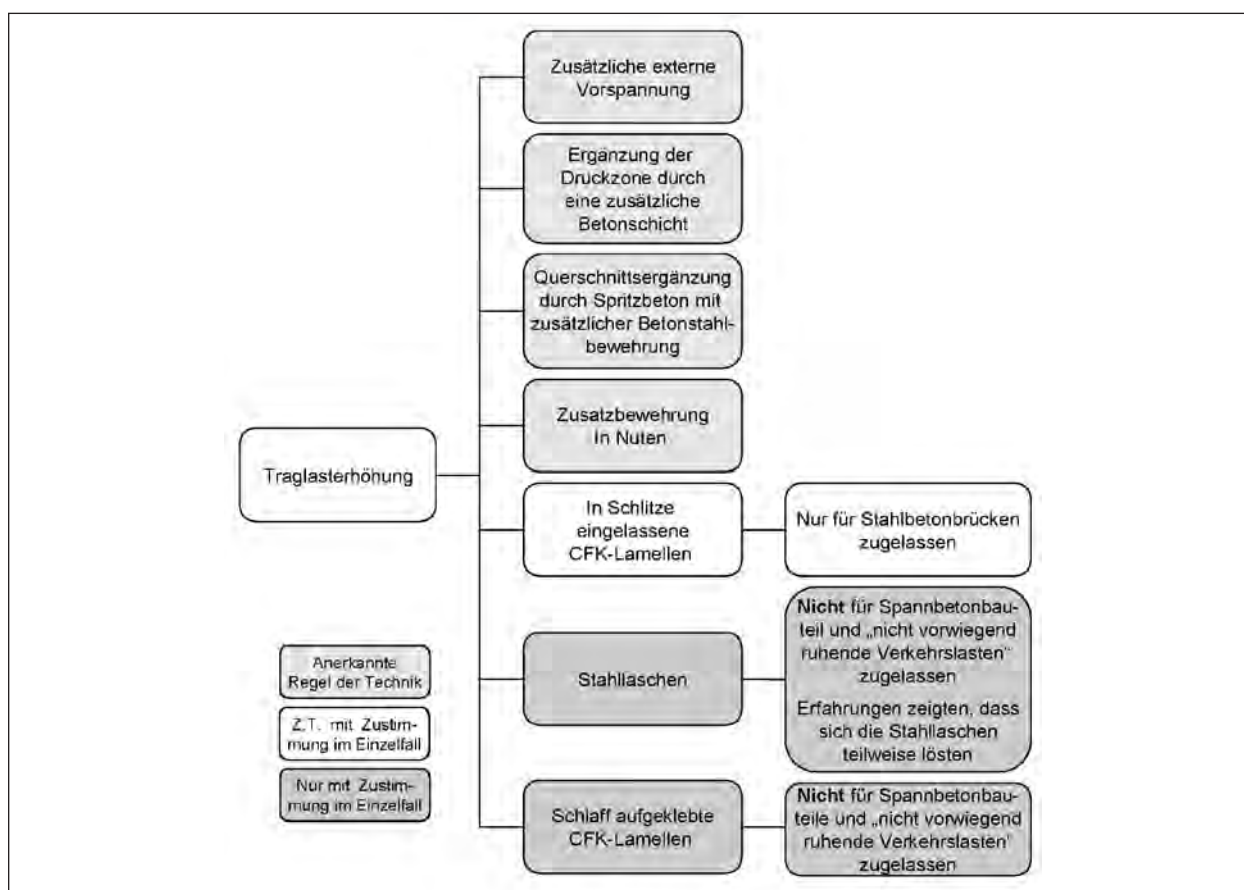


Bild 48: Mögliche Verstärkungsverfahren bei Traglasterrhöhung

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Der vorliegende Bericht gibt Aufschluss über die Verstärkung von Betonbrücken im Bestand. Einleitend wird auf die derzeitige und die zu erwartende Verkehrsbelastung auf den Bundesfernstraßen eingegangen und die Altersstruktur der Brücken im Netz der Bundesfernstraßen betrachtet. Es zeigt sich, dass ein Großteil der bestehen-

den Brückenfläche in den Jahren 1955 bis 1984 entstanden ist. Vor diesem Hintergrund wird auf normbedingte Defizite eingegangen, die Stahlbeton- und Spannbetonbrücken nach heutigem Stand der Technik aufweisen. Die aus den normbedingten Defiziten resultierenden Schäden machen teilweise die Verstärkung von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken erforderlich. Im Weiteren werden daher die gebräuchlichen Verstärkungsverfahren dargestellt. Auf mögliche Einschränkungen

gen bei der Anwendbarkeit der Verfahren wird eingegangen.

Der Bericht gibt ebenfalls Aufschluss über den Erfahrungsstand der Straßenbauverwaltungen der Länder bzgl. durchgeführter Verstärkungsmaßnahmen. Es wird dargestellt, welche Schadensfälle hauptsächlich eine Verstärkung erforderlich machen. Darüber hinaus wird gezeigt, welche Verstärkungsverfahren von den Straßenbauverwaltungen angewendet werden.

Anhand betrachteter Spannbetonbrücken werden Klassifizierungs- und Beurteilungskriterien aufgestellt und auf ihre Anwendbarkeit geprüft. Ziel ist die Zuordnung der Schadensfälle zu bestimmten Bauwerkseigenschaften. Es stellt sich heraus, dass eine Zuordnung anhand des Baujahrs der Brücke möglich ist.

Abschließend werden Verfahrensmuster für mögliche Verstärkungsverfahren dargestellt. Anhand grafischer Darstellungen können dem Bauwerk in Abhängigkeit des Baujahrs mögliche Schadensfälle zugeordnet werden. Weitere Diagramme zeigen mögliche/geeignete Verstärkungsverfahren in Abhängigkeit des Schadensfalls.

Die Erweiterung der Klassifizierungs- und Beurteilungskriterien ist unter Einbeziehung weiteren Datenmaterials möglich. Durch Einsichtnahme in die Datenbank SIB-Bauwerke sowie durch eine detaillierte Befragung der Straßenbauverwaltungen sind weiterführende Erkenntnisse zu erwarten. Für eine ausführliche Befragung kann der in der Anlage angeführte Entwurf eines Fragenkatalogs herangezogen werden. Eine umfassende Auswertung des Fragenkatalogs für verschiedenste Brückenbauwerke soll weiterführende Erkenntnisse bzgl. speziell durchgeführter Verstärkungsmaßnahmen liefern.

Erkenntnisse aus der Datenbank, Länderbefragung und Auswertung des Fragenkatalogs können Aufschluss über die Wirksamkeit durchgeführter Verstärkungsmaßnahmen geben. Eine Spezifizierung der Verfahrensmuster für mögliche Verstärkungen ist vorstellbar. Gleichzeitig wären Angaben zu Kosten möglich.

## 8 Literatur

- AIBr09 ALBERTIN-HUMMEL, U., BRANDT, B.: Instandsetzungskonzept für einen chloridbelasteten Brückenüberbau zur Sicherung der Dauerhaftigkeit, Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009)
- AnMaFi06 ANDRÄ, H.-P., MAIER, M., FISCHER, M.: Brückenverstärkung und -instandsetzung durch externe Carbon-Vorspannung. Berichtsband, TAW-Symposium, Bochum 2006
- BASSt85 Bundesanstalt für Straßenwesen: Risse in Spannbetonüberbauten, Auswertung der Erfassung, Bergisch Gladbach, 1985
- BASSt98 Bundesanstalt für Straßenwesen: Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten, Bergisch Gladbach 1998
- BASSt06 Bundesanstalt für Straßenwesen: Auswirkungen von neuen Fahrzeugkonzepten auf die Infrastruktur des Bundesfernstraßennetzes. Schlussbericht Bergisch Gladbach November 2006
- Berg05 BERGMEISTER, K.: Verstärkung mit Kohlenstofffasern – Teil 1: Verstärkung von Biegeträgern, Beton- und Stahlbetonbau Spezial 2005
- Blasch01 BLASCHKO, M.: Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit in Schlitze eingeklebten CFK-Lamellen. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, TU-München, 2001
- BMV82 Bundesministerium für Verkehr – Abteilung Straßenbau: Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken, Dokumentation 1982, Dortmund 1982
- BMV94 Bundesministerium für Verkehr – Abteilung Straßenbau: Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken, Dokumentation 1994, Dortmund 1994
- BMV95 Bundesministerium für Verkehr: Brücken der Bundesfernstraßen 1995, Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund 1995

BMVBS07	BMVBS: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfung nach DIN 1076. Berlin November 2007		sungsgegenstand: Verstärkung von Stahlbetonbauteilen durch mit dem Baukleber „StoPox SK 41“ schubfest aufgeklebte Kohlenfaserlamellen „Sto S&P CFK Lamellen“ nach DIN 1045-1:2008-08, ausgestellt vom Deutschen Institut für Bautechnik, Berlin Oktober 2008
Bra06	BRANDAUER, F.: Entwicklungen zur bewehrungslosen Verbundfuge für Verstärkungsbetone, Beton 12 (2006) S. 570-573		
Bu98	BUSCHMEYER, W.: Neuere Aspekte im Betonbau – Theorie und Praxis, Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen, Heft 79, Essen 1998	DIBt6-08	Zulassung Z-36.12-63: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, Zulassungsgegenstand: Verstärken von Betonbauteilen durch schubfest aufgeklebte Kohlefaserlamellen MC-DUR, Ausgestellt vom Deutschen Institut für Bautechnik, Berlin Juni 2008
BuLu06	BUSCHMEYER, W., LUBASCH, P.: Temperaturbeanspruchung von Straßenbrücken aus Beton, Bauingenieur 81 (2006)		
BuRoHaGu09	BUSCHMEYER, W., RODER, Ch., HAARDT, P., GUSIA, P. J.: Zum Verstärken von Betonbrücken der Bundesfernstraßen, Bauingenieur 84, April 2009	DIN EN 1991-1-5:2004-07	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen)
BuSchnLu07	BUSCHMEYER, SCHNELLENBACH-HELD, LUBASCH: Schwerlastverkehr auf Bundesfernstraßen – Erfassung, Erhaltungsbedarf für Brücken. Schlussbericht BAST FE 15.0388/ 2003/GRB, Essen 2007	DIN FB 101:2003	DIN Fachbericht 101 „Einwirkungen auf Brücken“, Ausgabe März 2003, Beuth Verlag, Berlin 2003
BuSchnSa05	BUSCHMEYER, SCHNELLENBACH-HELD, SAMOL: Zur Erhaltung von abschnittsweise hergestellten Spannbetonbrücken. Bauingenieur 80 (2005) S. 541-545	EmSeHe09	EMPELMANN, M., SENDER, Ch., HENKE, V.: Verstärkung von Biegebauteilen durch eine nachträglich aufgebraute Aufbetonschicht, Sachstandsbericht, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart 2009
DAfStb72	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DAfStb-Richtlinie: Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen unter Berücksichtigung von DIN 1045:1972-01, Berlin, 1972	GeSo05	GEHLEN, SODEIKAT: Alternative Schutz- und Instandsetzungsmethoden für Stahlbetonbauteile, Beton- und Stahlbetonbau Spezial 2005
DIBt77	Geänderte Fassung der Zulassungsbescheide vom 8.2.1977 für Spannverfahren (Soforterrlass 02.77). Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik 2/1977, S. 37-38	Gru09	GRUNEWALD, D.: Verstärken von Brückenbauwerken mit Faserverbundwerkstoffen. Berichtsband TAW-Symposium, Bochum 2009
DIBt08	Zulassung Z-36.12-70: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, Zulassungsgegenstand: Verstärkung von Stahlbetonbauteilen durch mit dem Baukleber „StoPox SK 41“ schubfest aufgeklebte Kohlenfaserlamellen „Sto S&P CFK Lamellen“ nach DIN 1045-1:2008-08, ausgestellt vom Deutschen Institut für Bautechnik, Berlin Oktober 2008	Gusia06	GUSIA: Verstärken von Betonbrücken mit CFK-Lamellen. Berichtsband, TAW-Symposium, S. 1-8, Bochum 2006
		Hank00	HANKERS: Möglichkeiten zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen, Beton- und Stahlbeton 95 (2000)

Hav00	HAVERESCH, K.-H.: Verstärkung älterer Spannbetonbrücken mit Koppelfugenrissen, Beton- und Stahlbetonbau 95, Heft 8, 2000	Leo80	band, TAW-Symposium. Bochum 2006
HeKaPeSc09	HEGGER, J., KARAKAS, A., PELKE, E., SCHÖLCH, U.: Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken, Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 11, 2009	MauBä07	LEONHARDT, F.: Vorlesungen über Massivbau – Teil 5: Spannbeton, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York 1980
HeBeKa07	HEGGER, J., BEUTEL, R., KARAKAS, A.: Querkraftverstärkung von Brücken im Bestand, Tagungsband Instandsetzung massiver Brücken, VSVI, Friedberg 2007	Meh07	MAURER, BÄÄTJER: Sicherheit von Spannbetonbrücken – Entwicklung von Konstruktions- und Bemessungsgrundsätzen in Deutschland, Bauingenieur 82 (2007)
HenSte06	HENNING, C., STEFFEN, S.: Erweiterte Technische Biegelehre zur besseren Ausnutzung der Tragreserven bei bestehenden Brückenbauwerken, ETR 55, Heft 7/8, Juli/August, 2006	Nau09	MEHLHORN, G.: Handbuch Brücken, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 2007
Hi06 Hilti:	Technisches Datenblatt B 2.5 Grundlagen, Ausgabe 11/2006	OnBeGru05	NAUMANN: Brücken und Schwerkverkehr – eine Bestandsaufnahme. Berichtsband, 19. Dresdener Brückenbausymposium. Dresden 2009
IvBu01	IVÁNYI, G., BUSCHMEYER, W.: Arbeitsfugen mit Spanngliedkoppungen – Teil 1: Beurteilung des Erhaltungszustandes, Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen, Heft 90, Essen 2001	OnBeNeu02	ONKEN, P., vom BERG, W., GRUNEWALD, D.: Verstärkung mit vorgespannten S&P CFK-Lamellen, Beton- und Stahlbetonbau Spezial, 2005
IvBu02	IVÁNYI, G., BUSCHMEYER, W.: Arbeitsfugen mit Spanngliedkoppungen – Teil 2: Objektbezogene Schadenanalyse, Instandsetzungsbedarf, Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen, Heft 92, Essen 2002	PoGrEi05	ONKEN, P., vom BERG, W., NEUBAUER, U.: Verstärkung der West Gate Bridge, Melbourne, Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 2/2002
Kmi07	KMITTA, N.: Instandsetzung von mindertragfähigen Brücken bei Schub, Tagungsband Instandsetzung massiver Brücken, VSVI, Friedberg 2007	ProgTrans07	PONZEL, U., GREBE, B., EISLER, R.: Verstärken von Spannbetonbrücken mit externen Spanngliedern, Beton- und Stahlbetonbau Spezial, 2005
Knöf06	KNÖFEL, R.: Alternative: In Schlitze geklebte CFK-Lamellen. Berichtsband, TAW-Symposium. Bochum 2006	RaMüWi05	Prog Trans: Abschätzung der langfristigen Entwicklung des Güterverkehrs in Deutschland bis 2050. Schlussbericht FE 26.0185/2006 (BMVBS), 31. Mai 2007
KraKlei06	KRAMS, KLEIST: Instandsetzen und Verstärken mit in Schlitzen eingelegten CFK-Lamellen. Berichts-	Roh02	RANDL, N., MÜNGER, F., WICKE, M.: Verstärkung von Brückentragwerken durch Aufbeton, Bauingenieur 80, April 2005
			ROHLEDER, G.: Tragwerksverstärkung mit CFK-Lamellen, Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau, Nr. 7/8, 2002

- Schäfer96 SCHÄFER et. al.: Verstärken von Betonbauteilen – Sachstandsbericht. DAfStb-Heft 467, Berlin 1996
- SchnBu06 SCHNELLENBACH-HELD, M., BUSCHMEYER, W.: Verbund-sicherung bei klebarmierten Spannbetonbauteilen, Forschungsbericht gefördert durch das DIBt, Universität Duisburg-Essen, November 2006
- SchnBu08 SCHNELLENBACH-HELD, M., BUSCHMEYER, W.: Verstärken von biegebeanspruchten Betonbauteilen des Hoch- und Ingenieurbaus, Berichtsband, TAW-Symposium. S. 1-19, Bochum 2008
- Schn99 SCHNELLENBACH-HELD, M.: Verstärkung von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung, Darmstadt, 1999
- Sei07 SEIM, W.: Bewertung und Verstärkung von Stahlbetontragwerken, Ernst & Sohn, Berlin 2007
- Sika Sika Deutschland GmbH: Beanspruchte Tragwerke brauchen nachhaltige Verstärkung – Innovative Systemlösungen mit CFK-Verbundwerkstoffen
- Sto StoCretec: Tragwerksverstärkung – Höhere Belastbarkeit für Stahlbetontragwerke, Produktübersicht
- TiGro04 TIMM, G., GROßMANN, F.: Einwirkungen auf Brücken. In: Beton-Kalender 2004, BK 1, S. 97-176, Ernst & Sohn, Berlin 2004
- WeEn05 WEBER, J., ENDRES, B.: Einsatz von eingeschlitzten CFK-Lamellen an der Röslautalbrücke bei Schirnding. In: Massivbau in ganzer Breite, Springer, Berlin, Heidelberg 2005
- Zech05 ZECH, M.: Brückenüberbauten mit zusätzlicher externer Vorspannung – Krafteinleitung über nachträglich anbetonierte Ankerblöcke, Dissertation, Universität Duisburg-Essen, 2005
- Zich07 ZICHNER, T.: Instandsetzung der Koppelfugen von Spannbetonbrücken. In: Sanierung und Verstärkung von Massivbauten, S. 69-84, Bauwerk, Berlin 2007
- ZiWeiGlä06 K. ZILCH, H. WEHLER, Ch. GLÄSER, T. WUNDERLICH, T. SCHÄFER: Verstärken einer Spannbetonbrücke mit externer Vorspannung, SVB und eingeschlitzten CFK-Lamellen – Langzeitüberwachung einer innovativen Baumaßnahme mit Hilfe eines objektorientierten Monitoringkonzepts, DGZfP-Berichtsband 100-CD, Fachtagung Bauwerksdiagnose, Praktische Anwendungen zerstörungsfreier Prüfungen, Berlin 2006
- ZTV-ING07 Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund 2007



## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

### 1997

- B 11: **Fahrbahnbeläge auf Sohlen von Trogbauwerken**  
Wruck € 12,00
- B 12: **Temperaturmessungen bei der Verbreiterung der Rodenkirchener Brücke**  
Goebel € 15,50
- B 13: **Strukturanalyse von Beton**  
Gatz, Gusia € 11,00

### 1998

- B 14: **Verhalten von Fahrbahnübergängen aus Asphalt infolge Horizontallasten**  
Krieger, Rath € 16,00
- B 15: **Temperaturbeanspruchung im Beton und Betonersatz beim Einbau von Abdichtungen**  
Großmann, Budnik, Maaß € 14,50
- B 16: **Seilverfüllmittel – Mechanische Randbedingungen für Brückenseile**  
Eilers, Hemmert-Halswick € 27,50
- B 17: **Bohrverfahren zur Bestimmung der Karbonatisierungstiefe und des Chloridgehaltes von Beton**  
Gatz, Gusia, Kuhl € 14,00

### 1999

- B 18: **Erprobung und Bewertung zerstörungsfreier Prüfmethode für Betonbrücken**  
Krieger, Krause, Wiggenhauser € 16,50
- B 19: **Untersuchung von unbelasteten und künstlich belasteten Beschichtungen**  
Schröder € 11,00
- B 20: **Reaktionsharzgebundene Dünnbeläge auf Stahl**  
Eilers, Ritter € 12,50
- B 21: **Windlasten für Brücken nach ENV 1991-3**  
Krieger € 10,50

### 2000

- B 22: **Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken**  
Haardt € 11,50
- B 23: **Bewertung und Oberflächenvorbereitung schwieriger Untergründe**  
Schröder, Sczyslo € 11,00
- B 24: **Erarbeitung einer ZTV für reaktionsharzgebundene Dünnbeläge auf Stahl**  
Eilers, Stoll € 11,00
- B 25: **Konzeption eines Managementsystems zur Erhaltung von Brücken- und Ingenieurbauwerken**  
Haardt € 12,50
- B 26: **Einsatzmöglichkeiten von Kletterrobotern bei der Bauwerksprüfung**  
Krieger, Rath, Berthold € 10,50
- B 27: **Dynamische Untersuchungen an reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen**  
Eilers, Ritter, Stoll € 11,00

### 2001

- B 28: **Erfassung und Bewertung von reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen auf Stahl**  
Eilers € 11,00
- B 29: **Ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung der Karbonatisierungstiefe und des Chloridgehaltes von Beton**  
Gatz, Quaas € 12,00
- B 30: **Materialkonzepte, Herstellungs- und Prüfverfahren für elutionsarme Spritzbetone**  
Heimbecher € 11,00
- B 31: **Verträglichkeit von reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen mit Abdichtungssystemen nach den ZTV-BEL-ST**  
Eilers, Stoll € 10,50
- B 32: **Das Programm ISOCORRAG: Ermittlung von Korrosivitätskategorien aus Massenverlusten**  
Schröder € 11,50
- B 33: **Bewährung von Belägen auf Stahlbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten**  
Eilers, Sczyslo € 17,00
- B 34: **Neue reaktionsharzgebundene Dünnbeläge als Fahrbahnbeläge auf einem D-Brücken-Gerät**  
Eilers, Ritter € 13,00

### 2002

- B 35: **Bewährung von Brückenbelägen auf Betonbauwerken**  
Wruck € 11,50
- B 36: **Fahrbahnübergänge aus Asphalt**  
Wruck € 11,00
- B 37: **Messung der Hydrophobierungsqualität**  
Hörner, von Witzhausen, Gatz € 11,00
- B 38: **Materialtechnische Untersuchungen beim Abbruch der Talbrücke Haiger**  
Krause, Wiggenhauser, Krieger € 17,00
- B 39: **Bewegungen von Randfugen auf Brücken**  
Eilers, Wruck, Quaas € 13,00

### 2003

- B 40: **Schutzmaßnahmen gegen Graffiti von Weschpfennig** € 11,50
- B 41: **Temperaturmessung an der Unterseite orthotroper Fahrbahnplatten beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht**  
Eilers, Kuchler, Quaas € 12,50
- B 42: **Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes im Tunnelbau**  
Städig, Krocker € 12,00
- B 43: **Entwicklung eines Bauwerks Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz – Stufen 1 und 2**  
Haardt € 13,50
- B 44: **Untersuchungen an Fahrbahnübergängen zur Lärminderung**  
Hemmert-Halswick, Ullrich € 12,50
- B 45: **Erfahrungssammlungen:**  
Stahlbrücken – Schäden – wetterfeste Stähle  
Seile  
Teil 1: Dokumentation über Schäden an Stahlbrücken  
Teil 2: Dokumentation und Erfahrungssammlung mit Brücken aus wetterfesten Stählen  
Teil 3: Erfahrungssammlung über die Dauerhaftigkeit von Brückenseilen und -kabeln  
Hemmert-Halswick € 13,00

### 2004

- B 46: **Einsatzbereiche endgültiger Spritzbetonkonstruktionen im Tunnelbau**  
Heimbecher, Decker, Faust € 12,50

---

## 2005

B 47: Gussasphaltbeläge auf Stahlbrücken  
Steinauer, Scharnigg € 13,50

## 2006

B 48: Scannende Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung von Brückenbauwerken  
Holst, Streicher, Gardei, Kohl, Wöstmann, Wiggerhauser € 15,00

B 49: Einfluss der Betonoberflächenvorbereitung auf die Haftung von Epoxidharz  
Raupach, Rößler € 13,50

B 50: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz, Stufe 3  
Holst € 13,50

B 51: Hydrophobierungsqualität von flüssigen und pastösen Hydrophobierungsmitteln  
Panzer, Hörner, Kropf € 12,50

B 52: Brückenseile mit Galfan-Überzug – Untersuchung der Haftfestigkeit von Grundbeschichtungen  
Friedrich, Staack € 14,50

B 53: Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen  
Tauscher € 14,50

B 54: Nachweis des Erfolges von Injektionsmaßnahmen zur Mängelbeseitigung bei Minderdicken von Tunnelinnenschalen  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Rath, Berthold, Lähner € 12,50

## 2007

B 55: Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination mit magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von Brückenfahrbahnplatten aus Beton mit Belagsaufbau  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Krause, Rath, Sawade, Dumat € 14,50

B 56: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Expositions-kategorie XF2  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Setzer, Keck, Palecki, Schießl, Brandes € 19,50

B 57: Brandversuche in Straßentunneln – Vereinheitlichung der Durchführung und Auswertung  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Steinauer, Mayer, Kündig € 26,50

B 58: Quantitative Risikoanalysen für Straßentunnel  
Sistenich € 14,50

## 2008

B 59: Bandverzinkte Schutzplankenholme  
Schröder € 12,50

B 60: Instandhaltung des Korrosionsschutzes durch Teilerneuerung - Bewehrung  
Schröder € 13,50

B 61: Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutzplankenpfosten  
Schröder, Staack € 13,00

B 62: Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unterfüllstoff  
Eilers € 12,00

B 63: Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint € 17,50

B 64: Tiefenabhängige Feuchte- und Temperaturmessung an einer Brückenkappe der Expositions-kategorie XF4  
Brameshuber, Spörel, Warkus € 12,50

## 2009

B 65: Zerstörungsfreie Untersuchungen am Brückenbauwerk A1 Hagen/Schwerte  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Friese, Taffe, Wöstmann, Zoega € 14,50

B 66: Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln  
Zulauf, Locher, Steinauer, Mayer, Zimmermann, Baltzer, Riepe, Kündig € 14,00

B 67: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln  
Blosfeld € 17,50

B 68: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler € 29,50

B 69: Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln  
Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger € 18,50

B 70: Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen  
Tauscher € 14,50

## 2010

B 71: Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßentunnelbau  
Kuhlmann, Euler € 22,50

B 72: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen  
Weschpfennig, Kropf, von Witzzenhausen € 13,50

B 73: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König € 21,00

B 74: Verwendung von Anti-Graffiti-Systemen auf Mauerwerk  
Müller € 14,00

B 75: Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand  
Schnellenbach-Held, Peeters, Scherbaum € 15,50

---

Alle Berichte sind zu beziehen beim:

Wirtschaftsverlag NW  
Verlag für neue Wissenschaft GmbH  
Postfach 10 11 10  
D-27511 Bremerhaven  
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0  
Telefax: (04 71) 9 45 44 77  
Email: [vertrieb@nw-verlag.de](mailto:vertrieb@nw-verlag.de)  
Internet: [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de)

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.