

Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos,
Johann-Dietrich Wörner (Hrsg.)

Beton-Kalender 2023

Schwerpunkte: Wasserundurchlässiger Beton; Brückenbau

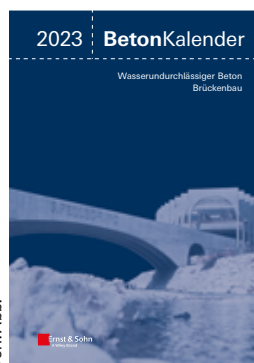
- das aktuelle Regelwerk für die Planung und Herstellung wasserundurchlässiger Betonbauwerke
- Entwurf, Bemessung, Konstruktion und Monitoring von Betonbrücken nach den Regeln des Eurocode 2 in Deutschland
- Autor:innen aus Praxis, Normung und Forschung

Der Beton-Kalender 2023 thematisiert die Herstellung wasserundurchlässiger Betonbauwerke auf der Grundlage der aktuellen ÖBV-Richtlinien und der WU-Richtlinie des DAfStb. Im zweiten Teil widmet er sich dem Entwurf und der Konstruktion von Brücken – einschließlich Fragestellungen der Bauwerksdiagnostik und des Schwingungsschutzes.

BESTELLEN

+49 (0)30 470 31-236
marketing@ernst-und-sohn.de
www.ernst-und-sohn.de/3375

* Der €-Preis gilt ausschließlich für Deutschland, inkl. MwSt.



vorl.-Abb.

Teile 1 + 2, 11 / 2022 · ca. 988 Seiten ·
ca. 909 Abbildungen · ca. 185 Tabellen

Hardcover
ISBN 978-3-433-03375-3 ca. € 184*

Fortsetzungspreis ca. € 164*

eBundle (Print + ePDF)
ISBN 978-3-433-03376-0 ca. € 234*

Fortsetzungspreis eBundle ca. € 194*

Bereits vorbestellbar.

ÜBER DAS BUCH

Der Beton-Kalender 2023 widmet sich ausführlich dem aktuellen Regelwerk für die Planung und Herstellung wasserundurchlässiger Betonbauwerke. Den Einstieg in das Thema bilden ein Kommentar mit Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie über wasserundurchlässige Betonbauwerke sowie zwei Erläuterungsbeiträge zu den ÖBV-Richtlinien zur Planung und Herstellung von Weißen Wannens und bentonitgeschützten Bauwerken (Braunen Wannens). Weitere Beiträge widmen sich dem Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen sowie der Abdichtung von Fugen und Durchdringungen bei wasserundurchlässigen Bauwerken. Die Beiträge zu Betonstahl und Spannstahl sowie zu Verankerungen und Bewehrungstechnik wurden von den jeweiligen Autorentams auf den neuesten Stand gebracht. Abgerundet wird der erste Schwerpunkt im Band 1 durch einen Beitrag über Regelungen zur Abdichtung erdberührter Bauteile sowie dem vollständigen Abdruck der WU-Richtlinie des DAfStb vom Dezember 2017.

Den weiteren Schwerpunkt im Band 2 bilden der

Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken nach den Regeln des Eurocode 2 in Deutschland. Neben einem Grundlagenbeitrag werden die besonderen Herausforderungen beim Großbrückenbau und beim Entwurf von Fußgänger- und Radwegbrücken in eigenständigen Kapiteln vertieft. Weitere Beiträge widmen sich dem Schallemissionsmonitoring zur Spanndrahtbruchdetektion bei Bestandsbauwerken sowie dem Erdbeben- und Schwingungsschutz beim Brückenneubau. Abgerundet wird der Band 2 mit einer aktuellen Einschätzung zu klimaverträglichen bzw. ökologisierten Betonen auf der Basis eines neuen Grenzzustandes der Klimaverträglichkeit und dem Kapitel „Normen und Regelwerke“.

BESTELLUNG

Anzahl	ISBN /	Titel	Preis
	978-3-433-03375-3	Beton-Kalender 2023	ca. € 184*
		Fortsetzungspreis	ca. € 164*
	978-3-433-03345-6	Beton-Kalender 2023 (eBundle)	ca. € 234*
		Fortsetzungspreis eBundle	ca. € 194*

	Privat	Geschäftlich	
Bitte richten Sie Ihre Bestellung an:	Firma, Abteilung		UST-ID Nr.
Tel. +49 (0)30 47031-236	Name, Vorname		Telefon
Fax +49 (0)30 47031-240	Straße, Nr.		Fax
marketing@ernst-und-sohn.de	PLZ/Ort/Land		E-Mail
	Datum/Unterschrift		

www.ernst-und-sohn.de/3375

Vorwort

Der Beton-Kalender 2023 behandelt im Teil 1 den Themenschwerpunkt „Wasserundurchlässige Betonbauwerke“, in dem sämtliche Formen der Abdichtung wissenschaftlich und baupraktisch beschrieben sowie verschiedene Konstruktions- und Baumethoden zur Gestaltung abgedichteter Betonbauwerke erörtert werden. Themenschwerpunkt im Teil 2 ist der „Brückenbau“ mit wichtigen Beiträgen für die Ingenieurarbeit und zum Grundlagenwissen für weiterführende Forschung.

Den Auftakt im ersten Teil bilden Erläuterungen und Hinweise zu den Richtlinien für wasserundurchlässige Betonbauwerke, für Österreich erarbeitet durch Fachgruppen der Österreichischen Bautechnik Vereinigung (ÖBV) und geschrieben von Alfred Hüngsberg, Schirin Vanas und Rainer Hausenberger, sowie für Deutschland vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), verfasst von Christoph Alfes, Frank Fingerloos und Claus Flohrer.

Allgemein finden Weiße Wannen für Infrastrukturbauwerke und wasserundurchlässige Gründungsbauwerke sowie im Bereich von Kellergeschossen oder Tiefgaragen Anwendung. Bei wasserundurchlässigen Betonbauwerken kommt es neben der Betontechnologie und der Beherrschung von Trennrissen vor allem auf die Minimierung von Arbeitsfugen und die zweckmäßige Fugenausbildung an. In den Richtlinien werden die Themen der Rissbreiten, der Temperaturgradienten genauso angeschnitten wie die Bauausführung und die Instandsetzungsmaßnahmen.

Im ÖBV-Beitrag wird ein besonderes Bemessungsmodell „Weiße Wanne optimiert“ erläutert, welches die Gebrauchstauglichkeit bei überwiegender Zwangsbeanspruchung durch Rissvermeidung zum Ziel hat. Dieses Bemessungsmodell „Weiße Wanne optimiert“ erfordert spezielle Voruntersuchungen des Betons, deren Ergebnisse der Bemessung zugrunde gelegt werden. Dazu wird auch ein neu entwickelter Betonstandard BS 1 PLUS mit einem höheren Anteil von aufbereiteten, hydraulisch wirksamen Zusatzstoffen – AHWZ vorgestellt, welcher eine deutlich bessere CO₂-Bilanz aufweist. Eine Besonderheit dieser Richtlinie besteht in der Anwendung eines optimierten Verfahrens, bei dem mittels rechnerischen Nachweises der Rissvermeidung signifikante Einsparungen in der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite infolge von Zwang erzielt werden können.

In der DAfStb-Richtlinie wird u. a. das Trennrissvermeidungskonzept angeführt. Dabei handelt es sich um zahlreiche Vorsorgemaßnahmen, welche eine gute Abstimmung zwischen allen Beteiligten sowie ausreichenden Planungsvorlauf, frühzeitige betontechnische Vorbereitungen und einen koordinierten Bauablauf erfordern. Auf der sicheren Seite liegend muss nachgewiesen werden, dass die charakteristische 5%-Fraktile der Betonzugfestigkeit zu keinem Zeitpunkt durch auftre-

tende, überwiegend zentrische Zugspannungen überschritten wird. Hierfür ist eine planmäßige Vermeidung oder Verminderung von Zwang durch betontechnische, konstruktive und ausführungstechnische Maßnahmen erforderlich.

Für die baupraktische WU-Konstruktion gibt das Kapitel „Fugen und Durchdringungen bei wasserundurchlässigen Bauwerken aus Beton“ von Rainer Hohmann wertvolle Hinweise. Im zweiten Abschnitt werden die verschiedenen Fugenarten erklärt und im dritten Abschnitt Hinweise zur Planung und Bauausführung von Fugen und deren Abdichtungen gegeben. Die Systeme zur Fugenabdichtung, wie Fugenbänder, beschichtete und unbeschichtete Fugenbleche sowie Kombi-Arbeitsfugenbänder und verpresste Injektions-schlauchsysteme, quellfähige Fugeneinlagen, vollflächig aufgeklebte Fugenabdichtungsbänder, Dichtrohre, Sollrissfugenschienen und Klemmkonstruktionen werden anschaulich mit Zeichnungen dargestellt. Um den Wasserdurchtritt bei Rohrdurchdringungen zu verhindern, sind spezielle Schalungsanker und Dichtungssysteme für Rohr- und Leitungsdurchführungen vorzusehen.

Die „Planung und Anwendung von Frischbetonverbundsystemen bei wasserundurchlässigen Baukonstruktionen aus Beton“ werden von Thomas Freimann und Ulli Heinlein erläutert und wertvolle Hinweise gegeben. FBV-Systeme bestehen in der Regel aus einer dehnfähigen polymeren oder bituminösen Dichtschicht und einer betonseitigen Verbundschicht, welche einen mechanischen oder adhäsiven Verbund zum Frischbeton hin erzeugt. Durch diesen Verbund mit der Betonrandzone entsteht bei fachgerechtem Einbau des Systems und des Betons eine vollflächige Hinterlauf-sicherheit. Selbst bei einer lokalen Beschädigung der Dichtschicht dringt das Wasser nur am Schadensort ein. Die Frischbetonverbundtechnologie sollte grundsätzlich als zusätzliche Maßnahme bei WU-Bauteilen Anwendung finden. FBV-Systeme können horizontal bei Bodenplatten und vertikal bei Wänden angeordnet werden. Die Autoren stellen im zweiten Abschnitt die aktuelle Regelwerkssituation in Deutschland und im dritten Abschnitt die Wirkungsmechanismen der FBV-Systeme dar. Ein wichtiges Thema sind die Funktionsprüfungen des Systems, welche im vierten Abschnitt ausführlich behandelt werden. Spezielle Hinweise zur Planung und zur Bauausführung für die Verarbeitung auf der Baustelle fehlen nicht. Die im Markt befindlichen FBV-Systeme unterscheiden sich in ihren Wirkungsmechanismen und Materialeigenschaften. Daher empfehlen die Autoren eine zusätzliche baubegleitende Kontrolle und vorher geplante qualitätssichernde Maßnahmen.

Jan Wörner und Hans-Werner Nordhues vermitteln aktualisiertes Wissen zum „Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen“. Im Beitrag werden

zuerst die wesentlichen Inhalte der DAFStb-Richtlinie aus dem Jahre 2011 beschrieben. Wertvoll sind die im dritten Abschnitt ausgearbeiteten Anwendungsthemen, die beispielhaft an einer unbeschattet im Freien auf einer viskosen Gleitschicht liegenden Bodenplatte demonstriert werden. Dabei zeigt sich, dass bei einer nur 18 cm dicken besonnten Betonplatte aus C30/37 aufgrund der Temperaturgradienten keine weiteren Lasten mehr aufgenommen werden können. Die Autoren stellen dann den mehrschichtigen Aufbau mit Tragschicht, Gleitschicht, Dichtschicht vor und geben wichtige Planungs- und baupraktische Hinweise im vierten Abschnitt. Mit Ausführungsbeispielen im fünften Abschnitt wird darauf hingewiesen, dass alle möglichen Leckpfade betrachtet und Leckagen zuverlässig verhindert werden müssen.

Eine „Braune Wanne“ ist eine erdberührte Stahlbetonkonstruktion, bei der an der erdberührten Seite Bentonitmatten aufgebracht werden. Die lastabtragende Funktion übernimmt ausschließlich die Stahlbetonkonstruktion, die abdichtende Funktion wird von den Bentonitmatten in Kombination mit der Stahlbetonkonstruktion übernommen. Zu diesem Thema haben Paul Brünner und Peter Brandweiner die entsprechende ÖBV-Richtlinie von 2019 erläutert und wertvolle baupraktische Erkenntnisse ausgeführt. Die Autoren geben im vierten Abschnitt Hinweise zur Auswahl der Bauweise, nämlich zwischen der Schwarzen, der Braunen und der Weißen Wanne, und erklären anhand von Praxisbeispielen die Anwendbarkeit der Braunen Wanne.

Die „Abdichtungen von Dächern und auf Bodenplatten“ von Matthias Zöller ergänzen die Themenfolge zu den wasserundurchlässigen Betonbauwerken. Aufgrund der zunehmenden Diversifizierung der Anforderungen an Abdichtungen wurde die Normenreihe DIN 18531, DIN 18532-2 und DIN 18533-3 geschaffen, die sich mit den getrennten Aufgabenbereichen beschäftigt. Im zweiten Abschnitt werden spezifisch die Flachdachabdichtungen und die konstruktiven Details herausgearbeitet, während im dritten Abschnitt die Abdichtungen auf Bodenplatten mit den Vorgängen der Flüssigkeitstransporte und Diffusionsvorgänge beschrieben werden. Zusammenfassend wird festgehalten, dass Bodenplatten entweder nach der Abdichtungsnorm abgedichtet oder als wasserundurchlässige Betonkonstruktionen ausgeführt werden.

Gerade die Zwangbeanspruchungen, hervorgerufen während der Erhärtungszeit des Betons, sind in der Ingenieurpraxis ein sehr anspruchsvolles Thema. Zur Verifizierung haben Dirk Schlicke, Nguyen Viet Tue, Christina Krenn und Eva Maria Dorfmann aktuelles Wissen zum verformungsbasierten Bemessen bei der „Beurteilung der Rissgefahr infolge erhärtungsbedingter Zwangbeanspruchung“ erarbeitet und im zweiten Abschnitt die aktuellen Modelle aus der Literatur beschrieben. Aufgrund der sehr geringen Zugbruchdehnung des Betons würden bei vollem Zwang (vollständige Verformungsbehinderung) und rein elas-

tischer Betrachtung bereits bei einer Temperaturdifferenz von 10 °C bis 15 °C Risse auftreten. In der Praxis tritt jedoch aufgrund von Nachgiebigkeiten selten voller Zwang auf und die zwangkraftabbauende Wirkung des Kriechens verzögert die Rissbildung. Trotzdem ist die Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite infolge einer Zwangbeanspruchung insbesondere bei massigen Bauteilen sehr wichtig. In bestimmten Fällen kann es jedoch zielführend sein, die Rissbildung durch betontechnologische und konstruktive Maßnahmen zu vermeiden. Voraussetzung für eine erfolgreiche Anwendung der Methode „Rissvermeidung“ ist jedoch, dass auch die Lastbeanspruchung in der betroffenen Richtung gering ist. Im Beitrag werden experimentelle Untersuchungen und 3D-FE-Simulationen mit speziellen Materialmodellen vorgestellt, welche die Entwicklung der Hydratationswärme sowie der mechanischen Betoneigenschaften und der Kriechverformungen ermöglichen. Die Autoren zeigen ferner die analytische Berechnung zur Bewertung der Rissgefahr anhand eines Beispiels.

Das Thema „Betonstahl und Spannstahl“ von Jörg Moersch und Sven Junge wurde schon im Beton-Kalender 2020 behandelt. Trotzdem ist auch nach weiteren Jahren europäischer Normungsarbeit bis dato keine harmonisierte europäische Bauproduktnorm für Betonstähle und Spannstähle zur Anwendung im Beton verfügbar. In Bezug auf den verzinkten Betonstahl liegt seit April 2020 die prEN 10348 „Stahl für die Bewehrung von Beton – Verzinkte Bewehrungsstahlerzeugnisse“ vor und es soll nach einer Überarbeitung die Norm prEN 10370 „Betonstahl aus rostfreiem Stahl“ genauso wie die Norm über die „verzinkten Bewehrungsstahlerzeugnisse“ in der zweiten Hälfte 2022 in die CEN-Umfrage gehen. Als Nachschlagewerk sind die Tabellen für Betonstahl mit den Verarbeitungs-kennzeichen wichtig und im zweiten Abschnitt wurden die bauaufsichtlich in Deutschland zugelassenen Spannstähle aktualisiert.

Neue Systeme und der aktuelle Status der zugelassenen „Verankerungs- und Bewehrungstechniken“ werden von Thomas Sippel zusammengestellt. Der bereits im Beton-Kalender 2020 erschienene Beitrag wurde wegen der Zunahme von Produkten und der nationalen sowie europäischen Zulassungen erweitert. Die Bemessung von Befestigungen in Beton ist im Teil 4 des Eurocodes 2 (DIN EN 1992-4) geregelt. Im zweiten Abschnitt stellt der Autor spezielle Bewehrungselemente, wie Doppelkopfkanker zur Durchstanzbewehrung oder als Querkraftbewehrung mit deren Bemessungsregeln und konstruktiven Auslegungen vor. Die Verbindungselemente mit gewindeförmig ausgebildeten Rippen, mit konischem oder zylindrischem Gewinde an den Stoßenden und mit aufgedrückter oder überzogener Muffe werden im dritten Abschnitt umfassend beschrieben. Auch das Aufkleben von Stahllaschen sowie nachträglich eingemörtelte Bewehrungsstäbe werden behandelt. Im vierten Abschnitt werden die vorgefertigten Bewehrungsanschlüsse mit konstruktiven

Hinweisen für die Bauausführung erläutert. Konstruktive Elemente zur Querkraftübertragung werden im fünften Abschnitt und die Fertigteilverbinder im sechsten Abschnitt beschrieben. Interessant ist die Darstellung der lösbaren Verbindungselemente, welche zukünftig in Bezug auf die Kreislaufwirtschaft sicher zu nehmen werden. Wertvoll sind auch die Zusammenstellungen der technischen Spezifikationen mit den jeweiligen Zulassungsnummern für die vielen Verbindungs- und Verankerungssysteme.

Im zweiten Teil wird ein profunder Überblick über „Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken“ im deutschen öffentlichen Verkehrswegebau von Karlheinz Haveresch, Reinhard Maurer und Eva Stakalies gegeben. Mit Beispielen ergänzt, zeichnet sich dieser Beitrag durch die konzeptiven Darstellungen der verschiedenen Brückengestaltungs- und Konstruktionsmöglichkeiten aus. Auch die Bauverfahren, beginnend mit Traggerüsten, dem Taktschieben, Freivorbauen und die Fertigteilbauweisen werden erwähnt. Den Hauptteil bilden die Ermittlung der Einwirkungen, der Schnittgrößen sowie die Bemessung und Konstruktion nach dem Eurocode 2 und die Bemessung der Ausbauelemente, wie Lager und Fahrbahnübergänge. Die aktuellen Entwicklungen und Beispiele zu Neubau und Bestand von Massivbrücken beschreiben Oliver Fischer, Jan Lingemann, Andreas Jähring und Stephan Sonnabend. Allein in Deutschland gibt es über 130 000 Brückenbauwerke (davon etwa 20% im Bereich der Eisenbahn), von denen die meisten Brücken schon seit Jahrzehnten in Betrieb sind. Daher kommt dem Bauwerkserhalt, der Sanierung bestehender Brücken und dem Ersatzneubau eine besondere Bedeutung zu. Gerade im Brückenbau besteht noch ein Nachholbedarf zum schnelleren Bauen, um die Verkehrsabwicklung weniger zu stören. Im ersten Abschnitt werden der Neubau von großen Straßen- und Eisenbahnbrücken behandelt und, mit vielen Beispielen bereichert, das Tragverhalten bei unterschiedlichen Bauverfahren dargestellt. Brücken mit kleiner bis mittlerer Spannweite folgen im zweiten Abschnitt mit ebenfalls vielen Praxisbeispielen. Auch alternative Brückenkapfen aus Halb- und Vollfertigteilen, Brücken aus Carbonbewehrung oder ultrahochfesten Betonen werden angesprochen. Im dritten Abschnitt werden die Massivbrücken im Bestand behandelt und die Nachrechnung sowie die Ertüchtigung dargestellt. Die Schritte beim Rückbau von Großbrücken und die notwendigen Nachweise werden im Detail in Abschnitt 3.3 erläutert. Ein besonderes Kapitel mit wesentlichen Grundlagen und konstruktiven Details bildet der Beitrag über die „Fuß- und Radwegbrücken“ von Daniel Gebreiter, Sebastian Linden, Frank Schächner und Christiane Sander. Die Autoren beschreiben Fuß- und Radwegbrücken als städtebauliche und soziokulturelle Symbole und nähern sich in ihren Betrachtungen einem holistischen Planungsansatz. Dabei werden die Gestaltung und die Wahrnehmung von Fuß- und Radwegbrücken genauso reflektiert wie das Tragwerk und der

Belag, die Übergänge sowie die Beleuchtung. Im sechsten Abschnitt werden der Lebenszyklus, die verschiedenen Baustoffe und deren ökologischer Fußabdruck bis zum modularen Bauen diskutiert. Der umfangreiche siebente Abschnitt widmet sich den technischen und funktionalen Anforderungen und gibt viele wertvolle planerische Hinweise zur Linienführung sowie zum Trag- und Bauwerk.

Mit dem „Schallemissionsmonitoring zur Spanndrahtbruchdetektion“ beschäftigen sich die Autoren Max Käding, Steffen Marx und Gregor Schacht. Die Schallemissionsanalyse zur Detektion von Drahtbrüchen hat sich als Dauerüberwachungsverfahren bereits etabliert. Es sind jedoch umfassende Kenntnisse zur Charakteristik des gesuchten Schadens und des Signalausbreitungsverhaltens im Bauwerk erforderlich. Detailliert wird im Beitrag das Schallemissionsmonitoring für Spanndrähte beschrieben und mit experimentellen Untersuchungen untermauert. Abschnitt 5 ist der Datenverarbeitung gewidmet und im Abschnitt 6 werden die Auswertung und Interpretation sowie die Detektionswahrscheinlichkeit beschrieben. An zwei konkreten Projektbeispielen wird die Anwendung dieser nun international etablierten Methode veranschaulicht.

Dem „Erdbeben- und Schwingungsschutz von Bauwerken“ widmen sich Felix Weber, Frederik Bomholt und Christoph Butenweg. Für den Schutz gegen seismische Einwirkungen werden die Kapazitätsbemessung der Tragwerksstruktur, die Isolation des Bauwerks mittels Basisisolatoren und die Dämpfungserhöhung der Struktur mittels Inter-Story-Dämpfern beschrieben. Neben den mechanischen und dynamischen Grundlagen zum Tragwerkswiderstand und zur Duktilität werden die genormten Auslegungs-Antwortspektren in Abhängigkeit der natürlichen Periode der Bauwerke für bestimmte Baugrunderklassen und Typen von Erdbeben dargestellt. Diese Antwortspektren beschreiben die horizontale spektrale Beschleunigung. Gleitpendellager und Elastomerlager mit Bleikern (Lead Rubber Bearings – LRBs) können die Bauwerke in horizontaler Richtung effizient entkoppeln. Die Modellbildung für die Bemessung einschließlich der Dämpfung wurde wissenschaftlich fundiert erklärt und mit Praxisbeispielen ergänzt. Den Schwingungstilgern wurde ein eigenes Unterkapitel gewidmet. Die wesentlichen Einsatzgebiete von Schwingungstilgern umfassen die Gewährleistung des Schwingungskomforts von Hochhäusern unter Windanregung, die Dämpfungserhöhung von Straßenbrücken gegen ermüdungskritische Biegeschwingungen und die Sicherstellung des geforderten Beschleunigungskomforts bei Fußgängerbrücken. Die Autoren gehen auf die nicht-lineare Dämpfung ein, erläutern konstruktive Aspekte und verdeutlichen das Potenzial von echtzeitgeregelten Schwingungstilgern.

Ein spezielles Thema „Ökologisierung von Normalbeton – Mischungsentwurf, Performanz und Klimaverträglichkeit“, passend zu den aktuellen Herausforderungen im Betonbau, bearbeiten Joachim Juhart, Mar-

kus Krüger, Lukas Briendl und Michael Autischer. Im Beitrag werden Wege zur Dekarbonisierung der Betonbauweise aufgezeigt. Im zweiten Abschnitt werden die Treibhausgasemissionen des Ausgangsstoffe angeführt und im dritten Abschnitt Optimierungsvorschläge für einen klimaverträglichen Beton in Form von deskriptiven als auch performancebasierten Entwürfen vorgestellt. Der vierte Abschnitt widmet sich den Themen Festigkeiten, Dauerhaftigkeit sowie Klimaverträglichkeit und im fünften Abschnitt werden Beispiele aus der Ingenieurpraxis gebracht. Die Autoren schließen mit der Feststellung, dass sich die Global-Warming-Potential-Deklarationen von Betonsorten auch in Kombination mit weiteren Eigenschaften (Konsistenz-, Festigkeits-, Expositionsclassen etc.) gut für die Bewertung der Klimaverträglichkeit und Leistungsfähigkeit eignen.

Das Kapitel Normen und Regelwerke hat wiederum Frank Fingerloos mit großer Fachkenntnis aktualisiert zusammengestellt.

Der Beton-Kalender 2023 mit den Themenschwerpunkten „Wasserundurchlässige Betonbauwerke“ und „Brückenbau“ bietet aktuelles Wissen und stellt ein wissenschaftlich fundiertes Nachschlagewerk für die Ingenieurpraxis und die Forschung dar. Ein erfolgreiches Studieren, Forschen und Konstruieren wünschen die Herausgeber,

Wien,
Berlin,
Darmstadt,
im September 2022

Konrad Bergmeister
Frank Fingerloos
Johann-Dietrich Wörner

Inhaltsverzeichnis Teil 1

Vorwort III

Autor:innenverzeichnis XVII

I Hinweise und Erläuterungen zur ÖBV-Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke – Weiße Wannen (ÖBV) 1

Alfred Hüngsberg, Schirin Vanas, Rainer Hausenberger

1	Historische Entwicklung der weißen Wannen	3	4.3	Betonausgangsstoffe	14
			4.4	Betonprüfungen	14
2	Wesentliche Inhalte der Richtlinie 2018	4	5	Ausführung und Nachbehandlung	14
2.1	Definition Weiße Wanne	5	5.1	Vor dem Betonieren	14
2.2	Anwendungsbereiche	6	5.2	Betonherstellung und Einbau	16
2.3	Prinzipien Weiße Wanne	6	5.3	Nach dem Betonieren	16
2.4	Klassifizierung	6	5.4	Korrektur und Instandsetzungsmaßnahmen	17
2.5	Wahl der Bauweise	6	6	Forschungsprojekte	18
2.6	Bauwerksfugen	7	6.1	Projekt „Weiße Wanne West“	18
2.6.1	Fugenarten	7	6.1.1	Betontechnologische Laboruntersuchungen	18
2.7	Regelbetonsorten	7	6.1.2	Großversuche	18
2.8	Regelzeichnungen und Ausschreibungsempfehlungen	10	6.1.3	Das Bauvorhaben in Gramatneusiedl	19
3	Entwurfsgrundsätze und Bemessungsmodelle	10	6.1.4	Untersuchungen der beiden Betone nach 4 Jahren Nutzung	19
3.1	Bemessungsphilosophie	10	6.2	Projekt „Untersuchungen zum Korrosionsschutz der Stahlbewehrung von zusatzoptimierten Betonen“	19
3.2	Einwirkungen	10	6.3	Artikel „Grundlagen für den Gleichwertigkeitsnachweis von Konzeptbeton“	19
3.3	Tragsicherheitsnachweis	10	7	Anwendungsbeispiel Flughafentunnel Graz (Koralmbahn)	20
3.4	Gebrauchstauglichkeitsnachweise	11	8	Weitere Regelwerke im Zusammenhang mit Weißen Wannen	20
3.4.1	Allgemeines	11	8.1	Richtlinie „Betone mit reduzierter Frührisseignung“	20
3.4.2	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit bei überwiegender Zwangsbeanspruchung	11	8.2	Richtlinie „Qualitätssicherung für Beton von Ingenieurbauwerken“	23
3.4.2.1	Bemessungsmodell „Weiße Wanne klassisch“	11		Literatur	24
3.4.2.2	Bemessungsmodell „Weiße Wanne optimiert“	11			
3.4.3	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit bei überwiegender Lastbeanspruchung	12			
4	Betontechnologische Voraussetzungen	12			
4.1	Allgemeines	12			
4.2	Die Betonstandards BS 1 und BS 1 PLUS	13			

II Hinweise und Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke (WU-Richtlinie) 25

Christoph Alfes, Frank Fingerloos, Claus Flohrer

1	Einleitung	29	3.4	WU-Betonkonstruktionen für den Radonschutz	32
2	Anwendungsbereich der WU-Richtlinie	29	4	Aufgaben der Planung	33
3	Wasserundurchlässigkeit als Gebrauchstauglichkeitseigenschaft	30	5	Bedarfsplanung	35
3.1	Begriff Wasserundurchlässigkeit	30	6	Klassen zur Beschreibung der Wasserbeanspruchung – Beanspruchungsklassen	35
3.2	Begrenzung der Wasserdampfdiffusion	30			
3.3	Arbeitsmodell im ungerissenen WU-Betonquerschnitt	31			

7	Klassen zur Beschreibung der Nutzungsanforderungen – Nutzungsklassen	36	11.6	Ansatz der effektiven Betonzugfestigkeit bei spätem Zwang	64
7.1	Allgemeines	36	11.7	Vorspannung	65
7.2	Nutzungsklasse A (NKL-A)	37	11.8	Rechnerische Begrenzung der Rissbreite	65
7.3	Nutzungsklasse B (NKL-B)	38	11.9	Bewehrungsregeln	66
7.4	Gesonderte Nutzungsklasse	40	12	WU-Elementwände	66
8	Entwurf von WU-Betonbauwerken	40	12.1	Allgemeines	66
8.1	Allgemeines	40	12.2	Änderungen in der WU-Richtlinie von 2017	67
8.2	Entwurfsgrundsätze zur Trennrisskontrolle	41	12.3	WU-Fachplanung	67
8.3	Trennrisse	44	12.4	Herstellung	68
8.4	Biegerisse	45	12.5	Transport und Montage	69
8.5	Selbstheilung von Trennrissen	45	12.6	Einbau	70
8.6	Unbewehrte WU-Betonbauteile	48	13	Fugenabdichtungen	70
9	Maßnahmen zur Umsetzung der Entwurfsgrundsätze	48	13.1	Anwendungsregeln	70
9.1	Allgemeines	48	13.2	Allgemeine Hinweise für Fugenabdichtungen	70
9.2	Konstruktive Maßnahmen	49	13.3	Außenliegende Fugenbänder	70
9.2.1	Übersicht	49	13.4	Außenliegende nachträgliche Abdichtungen	71
9.2.2	Reibungsmindernde Maßnahmen	49	13.5	Unbeschichtete Fugenbleche	71
9.2.3	Vermeidung von Festhaltepunkten	50	13.6	Beschichtete Fugenblechsysteme	72
9.2.4	Anordnung von Hydratationsgassen	50	13.7	Innenliegende Fugenbänder	72
9.2.5	Anordnung von Sollrissfugen in Wänden	52	13.8	Sollrissfugen	72
9.2.6	Anordnung von Sollrissfugen in WU-Sohlplatten und WU-Decken	53	13.9	Quellfähige Fugeneinlagen	72
9.2.7	Entkopplung der WU-Betonwand vom Baugrubenverbau	53	13.10	Injektionsschlauchsysteme	73
9.3	Betontechnische Maßnahmen	53	13.11	Kompressionsdichtungen	73
9.3.1	Überblick	53	13.12	Anschluss von neuen an bestehende WU-Betonkonstruktionen	73
9.3.2	Festlegung von Betonrezepturen mit niedriger Hydratationswärmeentwicklung (ggf. ergänzt durch wärmehaltende Nachbehandlung)	54	14	Bauausführung	74
9.3.3	Niedrige Frischbetontemperatur	54	14.1	Allgemeines	74
9.3.4	Kühlung des Betons	54	14.2	Abstandhalter und Schalungsanker	74
9.4	Ausführungstechnische Maßnahmen	56	14.3	Montage von Doppelwandelementen und Einbau des Kernbetons	74
9.4.1	Überblick	56	14.4	Nachbehandlung und Schutz des Betons	75
9.4.2	Festlegung von Betonierabschnitten	56	14.5	Lagerung, Einbau und ggf. Schutz von Fugenabdichtungen	75
9.4.3	Wahl des Betonierzeitpunkts	57	15	Dichten von Rissen und Instandsetzung von Fehlstellen	75
9.4.4	Frühzeitige Nachbehandlung und Schutz vor direkter Sonneneinstrahlung	57	15.1	Abdichtung von Trennrissen	75
9.4.5	Wärmehaltende Nachbehandlung	57	15.2	Wasserseitige Dichtmaßnahmen	76
10	Festlegung WU-Beton und Wahl der Bauteilabmessungen	57	15.3	Instandsetzung von Fehlstellen	76
10.1	WU-Beton	57	16	Orientierungshilfe zur Abstimmung der Zuständigkeit bei der Planung und der Ausführung von wasserundurchlässigen Bauwerken aus Beton	76
10.2	Bauteildicke	59	17	Beispiele	77
10.3	Lichte Innenmaße bei WU-Betonwänden	59	17.1	Beispiel: Industrieboden als WHG-Wanne mit EGS-a	77
10.4	Einbauteile, Befestigungen, Abstandhalter, Schalungsanker	60	17.2	Beispiel: befahrene WU-Bodenplatte mit EGS-a	79
11	Bemessung und Bewehrungskonstruktion	62	17.3	Beispiel: befahrene WU-Bodenplatte mit EGS-c	82
11.1	Direkte und indirekte Einwirkungen	62	17.4	Beispiel: WU-Dach mit EGS-c	84
11.2	Temperatur infolge Hydratation	62		Literatur	85
11.3	Schwinden	63			
11.4	Lagerungsbedingungen	63			
11.5	Ansatz der effektiven Betonzugfestigkeit bei frühem Zwang	64			

III DAFStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie) 89

- | | | | | | |
|---------|--|-----|---------|---|-----|
| 1 | Anwendungsbereich | 92 | 8.5.2.2 | Nachweise für den Entwurfsgrundsatz a | 100 |
| 2 | Verweisungen | 92 | 8.5.2.3 | Nachweise für den Entwurfsgrundsatz b | 100 |
| 3 | Begriffe | 93 | 8.5.2.4 | Nachweise für den Entwurfsgrundsatz c | 101 |
| 4 | Aufgaben der Planung | 94 | 8.5.3 | Nachweise in Abhängigkeit von der Nutzungsklasse | 101 |
| 5 | Festlegungen | 95 | 8.5.3.1 | Nachweise für Nutzungsklasse A | 101 |
| 5.1 | Wasserundurchlässigkeit | 95 | 8.5.3.2 | Nachweise für Nutzungsklasse B | 101 |
| 5.2 | Beanspruchungsklassen | 95 | 9 | Bewehrungs- und Konstruktionsregeln | 101 |
| 5.3 | Nutzungsklassen | 96 | 9.1 | Bewehrungsführung | 101 |
| 6 | Entwurf | 96 | 9.2 | Fugenausbildung, Sollrissquerschnitte | 101 |
| 6.1 | Entwurfsgrundsätze | 96 | 10 | Fugenabdichtungen | 102 |
| 6.2 | Maßnahmen zur Umsetzung der Entwurfsgrundsätze | 97 | 10.1 | Anwendungsregeln | 102 |
| 7 | Anforderungen an Beton und Konstruktion | 97 | 10.2 | Unbeschichtete Fugenbleche | 102 |
| 7.1 | Beton | 97 | 11 | Ausführung | 103 |
| 7.2 | Bauteildicke | 98 | 11.1 | Allgemeines | 103 |
| 7.3 | Fugen und Durchdringungen | 98 | 11.2 | Zusätzliche Maßnahmen | 103 |
| 8 | Berechnung und Bemessung | 98 | 11.2.1 | Abstandhalter, Schalungsanker | 103 |
| 8.1 | Einwirkungen | 98 | 11.2.2 | Herstellung, Anlieferung und Montage von Fertigteilen und Halbfertigteilen und Einbau des Ortbetons | 103 |
| 8.1.1 | Direkte Einwirkungen | 98 | 11.2.3 | Nachbehandlung und Schutz des Betons | 104 |
| 8.1.2 | Indirekte Einwirkungen | 98 | 11.2.4 | Lagerung, Einbau und Schutz von Fugenabdichtungen | 104 |
| 8.1.3 | Chemische und physikalische Einwirkungen | 99 | 12 | Dichten von Rissen und Instandsetzung von Fehlstellen | 104 |
| 8.2 | Lagerungsbedingungen | 99 | 12.1 | Allgemeines | 104 |
| 8.3 | Zwang | 99 | 12.2 | Wasserseitige Dichtmaßnahmen | 104 |
| 8.4 | Vorspannung | 99 | 12.3 | Abdichten von Rissen, undichten Fugen und undichtem Betongefüge | 104 |
| 8.5 | Nachweise | 100 | 12.4 | Instandsetzung von Fehlstellen | 104 |
| 8.5.1 | Grundsätzliches | 100 | | | |
| 8.5.2 | Nachweise in Abhängigkeit vom Entwurfsgrundsatz | 100 | | | |
| 8.5.2.1 | Nachweis der Wasserundurchlässigkeit bei Biegerissen für alle Entwurfsgrundsätze | 100 | | | |

IV Fugen und Durchdringungen bei wasserundurchlässigen Bauwerken aus Beton 107

Rainer Hohmann

- | | | | | | |
|-----|---|-----|---------|--|-----|
| 1 | Einleitung | 109 | 4.1.1 | Fugenbänder – Aufbau, Geometrie und Wirkprinzip | 116 |
| 2 | Fugenarten | 109 | 4.1.2 | Fugenbänder – Typen, Werkstoffe, Fügetechnik und Bezeichnungen | 118 |
| 2.1 | Bewegungs- oder Dehnfugen | 110 | 4.1.3 | Fugenbänder – Werks- und Baustellenstöße | 120 |
| 2.2 | Pressfugen | 110 | 4.1.4 | Fugenbänder fachgerecht ausgewählt und dimensioniert | 120 |
| 2.3 | Arbeitsfugen | 111 | 4.1.4.1 | Auswahl der Dehnfugenbänder | 120 |
| 2.4 | Sollrissquerschnitte | 111 | 4.1.4.2 | Beispiele für die Auswahl und Dimensionierung von Fugenbändern | 123 |
| 3 | Planung und Bauausführung von Fugen und Fugenabdichtungen | 113 | 4.1.4.3 | Dimensionierung der Arbeitsfugenbänder | 126 |
| 3.1 | Fugenplanung | 114 | 4.1.5 | Umgang mit Fugenbändern auf der Baustelle | 126 |
| 3.2 | Planungsgrundsätze für die Abdichtung von Fugen und Durchdringungen | 114 | | | |
| 4 | Fugenabdichtungssysteme im Detail | 116 | | | |
| 4.1 | Fugenbänder | 116 | | | |

4.2	Unbeschichtete Fugenbleche	129	4.11	Sollrissfugenschienen	140
4.2.1	Abmessungen unbeschichteter Fugenbleche	129	4.12	Klemmkonstruktionen	140
4.2.2	Stoßausführung	129	5	Durchdringungen	144
4.2.3	Anschluss unbeschichteter Fugenbleche an Dehnfugenbänder	129	5.1	Rohrdurchführungen	144
4.3	Beschichtete Fugenbleche	129	5.2	Abdichtung der Durchführungen von Ring- und Fundamenterdern	145
4.4	Kombi-Arbeitsfugenbänder KAB	133	5.3	Schalungsspreizen	148
4.5	Arbeitsfugenband Duo-Fix 150 Plus	134	5.4	Abdichtung von Kellerfenstern und Lichtschächten	148
4.6	Arbeitsfugenband AF 15 M	135	6	Besonderheiten bei der Abdichtung von Elementwänden	149
4.7	Verpresste Injektionsschlauchsysteme	136	7	Fazit	153
4.8	Quellfähige Fugeneinlagen	137		Literatur	153
4.9	Streifenförmige vollflächig aufgeklebte Fugenabdichtungsbänder	138			
4.10	Dichtrohre	139			

V Planung und Anwendung von Frischbetonverbundsystemen bei wasserundurchlässigen Baukonstruktionen aus Beton 155
Thomas Freimann, Ulli Heinlein

1	Allgemeines und Begriffe	157	4.3.1	Hinterlaufschutz	166
2	Aktuelle Regelwerksituation in Deutschland	158	4.3.2	Wasserdichtigkeit von Nahtstellen	166
3	Wirkungsmechanismen	159	4.4	Weitergehende Untersuchungen	167
3.1	Stoffeigenschaften	159	5	Hinweise zur Planung	167
3.2	Verbundmechanismen	162	5.1	Allgemeines	167
3.2.1	Klebe-adhäsiver Verbund	162	5.2	Planungsentscheidung für FBVS	168
3.2.2	Bituminöser Verbund	163	5.3	Kriterien für Produktauswahl und Leistungsmerkmale	170
3.2.3	Mechanisch-adhäsiver Verbund	163	5.4	Ausschreibung von FBVS	171
3.3	Fügenähte	163	6	Verarbeitung auf der Baustelle	172
3.4	Wechselwirkung mit der Betonrandzone	165	6.1	Allgemeines	172
4	Eigenschaften und Funktionsprüfungen	165	6.2	Anforderungen an den Untergrund	172
4.1	Allgemeines	165	6.3	Fachgerechte Verlegung	173
4.2	Prüfung allgemeiner Produkteigenschaften	166	6.4	Vermeidung von Verbundstörungen	177
4.3	Prüfung besonderer Produkteigenschaften	166	6.5	Hinweise zu Verarbeitungsgrenzen bei der Verlegung	180
			6.6	Qualitätskontrolle	180
			7	Zusammenfassung	181
				Literatur	183

VI Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen 185
Johann-Dietrich Wörner, Hans-Werner Nordhues

1	Einleitung	187	2.3.4	Nachweis der Druckzonendicke	191
2	DAfStb-Richtlinie Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen	187	2.3.5	Nachweis der Rissbreite	191
2.1	Allgemeines	187	3	Anwendung der Richtlinie	192
2.2	Konzept der Richtlinie	187	3.1	Allgemeines	192
2.2.1	Anwendungsbereich	187	3.2	Ermittlung der Schnittgrößen	192
2.2.2	Dichtheit	188	3.2.1	Zwang infolge behinderter Temperaturdehnung	192
2.2.3	Einwirkungen	188	3.2.2	Beanspruchung infolge äußerer Belastung	192
2.3	Nachweise	189	3.2.3	Nachweis des ungerissenen Betons	193
2.3.1	Allgemeines	189	3.2.4	Nachweis der Druckzone	194
2.3.2	Vereinfachter Nachweis	190			
2.3.3	Nachweis ungerissener Bereiche	190			

- 3.3 Risserzeugende Momente mit unterschiedlichen Vorzeichen 195
- 3.4 Primärbarrieren für Jauche-Gülle-Silage(JGS)-Anlagen 196
- 3.5 Hinweise zur Bauausführung 196
- 4 Erfahrungen bei der Planung und Prüfung 196
- 4.1 Allgemeines 196
- 4.2 Anforderungen nach AwSV an die Überprüfung von Anlagen 197
- 4.2.1 Allgemeines 197
- 4.2.2 § 56 Pflichten der bestellten Sachverständigen 197
- 4.2.3 § 46 Überwachungs- und Prüfpflichten des Betreibers 197
- 4.2.4 Überwachung von Fugenkonstruktionen 199
- 4.3 Visuelle Prüfverfahren 199
- 4.4 Mechanische Prüfverfahren 199
- 4.4.1 Überdruckprüfungen 199
- 4.4.2 Unterdruckprüfungen 199
- 4.5 Dichtflächen 200
- 4.6 Rinnen 200
- 4.7 Rückhalteräume 201
- 4.8 Bewegungsfugen 201
- 5 Ausführungsbeispiele 203
- 5.1 Auffangwanne für Transformatorenöl 203
- 5.2 Abfüllanlage in einem Kraftwerk 203
- 6 Zusammenfassung 204
- Literatur 205
- VII Hinweise und Erläuterungen zur ÖBV-Richtlinie Bentonitgeschützte Betonbauwerke – Braune Wannen 207**
Paul Brünner, Peter Brantweiner
- 1 Historische Entwicklung der Braunen Wanne 209
- 2 Stand der Technik 209
- 3 Anwendungsbereich der Braunen Wanne 210
- 3.1 Definition und Wirkungsweise 210
- 3.2 Anwendungsbereich 210
- 3.3 Grenzen des Systems 211
- 4 Wahl der Bauweise 211
- 4.1 Randbedingungen 212
- 4.1.1 Wasserspiegel 212
- 4.1.2 Anforderungen an die Trockenheit 212
- 4.1.3 Geometrische Einflüsse 213
- 4.2 Bauablauf 213
- 4.3 Systemwahl 213
- 4.3.1 Verbundsysteme 213
- 4.3.2 Verbundlose Systeme 213
- 5 Überblick über die wesentlichen Inhalte der ÖBV-Richtlinie Bentonitgeschützte Betonbauwerke – Braune Wannen 214
- 5.1 Planung 214
- 5.1.1 Klassifizierung 214
- 5.1.2 Bemessung 214
- 5.1.2.1 Einwirkungen 214
- 5.1.2.2 Nachweise der Tragsicherheit 214
- 5.1.2.3 Nachweise der Gebrauchstauglichkeit 214
- 5.1.3 Konstruktion 215
- 5.1.3.1 Konstruktive Anforderungen 215
- 5.1.3.2 Bauwerksfugen 215
- 5.1.3.3 Regeldetails 215
- 5.2 Material 216
- 5.2.1 Beton 216
- 5.2.2 Bentonit und Bentonitbahnen 216
- 5.2.3 Schutzlagen 216
- 5.3 Ausführung 216
- 5.3.1 Verlegen der Bentonitmatten 216
- 5.3.2 Ausschreibungshinweise 218
- 5.4 Korrekturmaßnahmen 218
- 5.4.1 Sanierung von Beschädigungen der Braunen Wanne im Zuge der Bautätigkeit 218
- 5.4.2 Sanierung von nachträglichen Undichtigkeiten 218
- 6 Ergänzende Anmerkungen zur Bemessung 219
- 6.1 Allgemeines 219
- 6.2 Berechnungsbeispiel 219
- 6.2.1 Bemessung lt. EN 1992-1-1 219
- 6.2.2 Bemessung lt. österreichischem Anwendungsdokument ÖNORM B 1992-1-1 220
- 6.2.3 Bemessung lt. deutschem Nationalen Anhang DIN EN 1992-1-1/NA 220
- 6.3 Bemessungsdiagramme 220
- 7 Bewitterung 221
- 8 Beispiele 222
- 8.1 Kaufhaus Kastner & Öhler/Graz – Österreich 222
- 8.2 BG/BRG Keimgasse/Mödling – Österreich 223
- 8.3 Ortsumfahrung Preding – Österreich 225
- Literatur 227

VIII Abdichtungen von Dächern und auf Bodenplatten 229

Matthias Zöller

- | | | | | | |
|---------|--|-----|-------|---|-----|
| 1 | Überblick zu den Abdichtungsnormen | 231 | 2.4 | Hinweise zur Dachentwässerung | 238 |
| 2 | Flachdachabdichtungen | 232 | 2.5 | Hinweise zur Lagesicherung | 239 |
| 2.1 | Anwendungsklassen | 232 | 2.6 | Hinweise zu Anschlüssen | 241 |
| 2.2 | Diskussion um das Gefälle | 232 | 3 | Erdberrührte Bauteile: Abdichtungen auf Bodenplatten | 242 |
| 2.2.1 | Beispiele | 232 | 3.1 | Feuchtetransportmechanismen | 242 |
| 2.2.2 | Planungsvorgabe | 232 | 3.1.1 | Flüssigtransport | 242 |
| 2.2.3 | Bedeutung von Gefälle ist relativ | 233 | 3.1.2 | Kapillarität | 242 |
| 2.3 | Relevante Zuverlässigkeitskriterien | 234 | 3.1.3 | Diffusionsvorgänge | 243 |
| 2.3.1 | Problem Unterläufigkeit der Dachabdichtung | 234 | 3.1.4 | Feuchtigkeitsbildung von innen | 244 |
| 2.3.2 | Maßnahmen gegen Folgen der Unterläufigkeit | 234 | 3.2 | Regelwerksanforderung zu Abdichtungen auf Bodenplatten | 245 |
| 2.3.2.1 | Leckortungen | 234 | 3.2.1 | Abdichtungsnormen DIN 18195 und DIN 18533 | 245 |
| 2.3.2.2 | Abschottungen | 235 | 3.2.2 | Wassereinwirkung an Bodenplatten oberhalb des Grundwasserbemessungsstands | 245 |
| 2.3.2.3 | Stationäre Feuchteüberwachung | 235 | 3.2.3 | Nebeneffekte | 246 |
| 2.3.2.4 | Keine Unterläufigkeit durch vollflächige Verklebung | 235 | 3.2.4 | Zusammenfassung und Erläuterungen | 247 |
| 2.3.2.5 | Verbundabdichtungen mit FLK | 237 | 3.3 | WU-Richtlinie | 249 |
| 2.3.2.6 | Wärmeschutz bei vollflächig verklebten Dachaufbauten | 237 | 3.4 | Maßnahmen nach Regelwerken | 249 |
| 2.3.2.7 | Neigung des gesamten Dachquerschnitts | 238 | 3.5 | Fazit | 250 |
| | | | | Literatur | 250 |

IX Beurteilung der Rissgefahr infolge erhärtungsbedingter Zwangbeanspruchung 253

Dirk Schlicke, Christina Krenn, Eva Maria Dorfmann, Nguyen Viet Tue

- | | | | | | |
|-------|---|-----|-------|--|-----|
| 1 | Anwendungsbereich und Abgrenzung zum allgemeinen Tragverhalten von Stahlbeton | 255 | 4 | Veranschaulichungsbeispiel | 263 |
| 2 | Behandlung der Rissgefahr infolge Zwangs in Richtlinien und weiterführender Literatur | 256 | 5 | Quantifizierung der erhärtungsbedingten Zwangbeanspruchung mittels FE-Simulation | 264 |
| 2.1 | Allgemeines | 256 | 5.1 | Allgemeines | 264 |
| 2.1.1 | Rechnerische Verfahren auf Basis von Spannungs- oder Dehnungskriterien | 256 | 5.2 | Anforderungen an das Materialmodell | 264 |
| 2.1.2 | Rechnerische Verfahren versus konstruktive Empfehlungen und Vorgabe von Temperaturgrenzwerten | 257 | 5.3 | Anforderungen an den Aufbau des Finite-Elemente-Modells | 266 |
| 2.2 | DAfStb-Richtlinie – Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton | 257 | 5.4 | Simulation der Temperatur- und Spannungsgeschichte | 267 |
| 2.3 | ÖBV-RiLi – Wasserundurchlässige Betonbauwerke – Weiße Wanne | 258 | 6 | Beurteilung der Rissgefahr mittels FE-Simulationen | 272 |
| 2.4 | Internationale Regelungen | 258 | 6.1 | Allgemeiner Rissindex infolge der Betonerhärtung | 272 |
| 2.5 | Weiterführende Literatur | 260 | 6.2 | Einfluss der Eigenspannungen auf die erhärtungsbedingte Rissgefahr | 272 |
| 2.6 | Zusammenfassung der Literaturstudie | 261 | 6.2.1 | Eigene Untersuchungen am nichtlinearen FE-Modell | 273 |
| 3 | Messtechnische Untersuchungen zur Rissgefahr in Bauteilen | 262 | 6.3 | Makrorissindex während der Betonerhärtung | 274 |
| 3.1 | Experimentelle Untersuchungen | 262 | 7 | Beurteilung der Rissgefahr mit analytischen Betrachtungen | 276 |
| 3.1.1 | Reißrahmenversuche TUM und TSTMs | 262 | 7.1 | Allgemeines | 276 |
| 3.2 | Zwangrahmenversuche TU Graz | 263 | 7.2 | Geometrie und adiabatische Temperaturentwicklung des verwendeten Betons | 277 |

- 7.3 Beurteilung der Rissgefahr in der Bodenplatte 277
- 7.3.1 Oberseite 277
- 7.3.2 Unterseite 278
- X Betonstahl und Spannstahl 285**
Jörg Moersch, Sven Junge
- 1 Betonstahl 287
- 1.1 Betonstahl nach europäischer Norm 287
- 1.1.1 Betonstahl nach prEN 10080 287
- 1.1.2 Verzinkter Betonstahl nach prEN 10348 288
- 1.1.3 Betonstahl aus rostfreiem Stahl nach prEN 10370 289
- 1.2 Betonstahl nach DIN 488 289
- 1.2.1 Einführung 289
- 1.2.2 Stahlsorten, Eigenschaften und Kennzeichnung nach DIN 488-1 291
- 1.2.3 Bauaufsichtlich anerkannte Zertifizierungs- und Überwachungsstellen für die Herstellung und Verarbeitung von Betonstahl 294
- 1.2.4 Betonstahl in Stäben nach DIN 488-2 295
- 1.2.5 Arbeitshilfen für Betonstabstahl 296
- 1.2.6 Betonstahl in Ringen nach DIN 488-3 303
- 1.2.7 Betonstahlmatten nach DIN 488-4 304
- 1.2.8 Lieferprogramme für Betonstahlmatten nach DIN 488-4 und bauaufsichtlicher Zulassung 316
- 1.2.9 Anwendungshilfen für Betonstahlmatten 321
- 1.2.10 Gitterträger nach DIN 488-5 326
- 1.2.11 Anwendungshilfen für Gitterträger 329
- 1.2.12 Bewehrungsdraht nach DIN 488-3 329
- 1.3 Ausgewählte Betonstähle nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen; Stand: 10.2021 333
- 1.3.1 Betonstabstahl 333
- 1.3.1.1 B500A mit Sonderrippung 333
- 1.3.1.2 Betonstabstahl B500B und B550B mit Gewinderippen Typ SAS 500 und SAS 550 333
- 1.3.1.3 Hochfester Bewehrungsstahl mit Gewinderippen Typ SAS 670/800 333
- 1.3.2 Betonstahl in Ringen 335
- 1.3.2.1 Betonstahl in Ringen B500A mit Nenndurchmesser 14,0 und 16,0 mm 335
- 1.3.2.2 Betonstahl in Ringen B500B mit Sonderrippung „TWR“ 335
- 1.3.2.3 Betonstahl in Ringen B500B mit Sonderrippung „EMB“ 335
- 1.3.2.4 Betonstahl in Ringen B500B mit Sonderrippung „RPR“ 335
- 1.3.3 Betonstahl mit erhöhtem Korrosionswiderstand 335
- 1.3.3.1 Feuerverzinkte Betonstähle 335
- 1.3.3.2 Nichtrostender Betonrippenstahl 338
- 1.3.4 Nichtmetallische Bewehrung 338
- 2 Spannstähle 340
- 2.1 Stand der europäischen Normung bei Spannstählen 340
- 2.2 Spannstähle mit allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen; Stand: 01.2022 340
- XI Verankerungs- und Bewehrungstechnik 345**
Thomas M. Sippel
- 1 Einleitung 347
- 2 Spezielle Bewehrungselemente 348
- 2.1 Anwendungsbereich 348
- 2.2 Ausführung 349
- 2.3 Bemessung 350
- 2.3.1 Allgemeines 350
- 2.3.2 Einwirkung und Rundschnitte 350
- 2.3.3 Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung 352
- 2.3.4 Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung 353
- 2.3.5 Anordnung der Doppelkopfancker 356
- 2.3.6 Spezielle Regeln für Elementplatten 357
- 2.4 Doppelkopfancker als Querkraftbewehrung in Platten und Balken 357
- 3 Verbindungselemente 362
- 3.1 Allgemeines 362
- 3.2 Betonstahlverbindungen mit gewindeförmig ausgebildeten Rippen 362
- 3.3 Betonstahlverbindungen mit konischem Gewinde an den Stoßenden 363
- 3.4 Betonstahlverbindungen mit zylindrischem Gewinde an den Stoßenden 364
- 3.5 Betonstahlverbindungen mit übergezogener oder aufgepresster Muffe 366
- 3.6 Ankleben von Stahllaschen 368
- 3.7 Nachträglich eingemörtelte Bewehrungsstäbe 368
- 4 Vorgefertigte Bewehrungsanschlüsse 386
- 4.1 Ausführungen mit Betonstahl 386
- 7.4 Beurteilung der Rissgefahr in der Wand auf Fundament 279
- 8 Zusammenfassung 280
- Literatur 281

4.2	Flexible Rückbiegeanschlüsse	389	5.3	Einfache Querkraftdorne	404
4.3	Elemente mit Wärmedämmung	392	6	Fertigteilverbinder	404
4.4	Elemente mit Schalldämmung	395	6.1	Biegesteife Verbindungen	404
5	Elemente zur Querkraftübertragung	401	6.2	Lösbare Wandverbinder	409
5.1	Stahlaufleger für Π -Platten-Decken	401		Literatur	412
5.2	Querkraftdornsysteme	401			

Stichwortverzeichnis XXV

Inhaltsverzeichnis Teil 2

Autor:innenverzeichnis XIII

XII	Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken	415
	Karlheinz Haveresch, Reinhard Maurer, Eva Stakalies	
1	Anforderungen an Brücken	419
1.1	Eurocodes und DIN-Fachberichte	419
1.2	Eurocode 2 und DIN-Handbuch Betonbrücken	420
1.3	Ergänzendes Regelwerk	422
2	Brückenentwurf	424
2.1	Vorentwurf	424
2.2	Entwurf	430
2.3	Tragwerksarten	433
2.3.1	Allgemeines	433
2.3.2	Balkenbrücken	433
2.3.3	Bogenbrücken	436
2.3.4	Sprengwerk und Rahmenbrücken	438
2.4	Brückenüberbauten	439
2.4.1	Allgemeines	439
2.4.2	Massive Platte	440
2.4.3	Plattenbalken	441
2.4.4	Kastenquerschnitte	443
2.5	Unterbauten	445
2.5.1	Allgemeines	445
2.5.2	Widerlager	445
2.5.3	Brückenpfeiler	448
2.6	Bauverfahren	449
2.6.1	Allgemeines	449
2.6.2	Überbauerstellung auf Traggerüst	449
2.6.3	Taktschiebeverfahren	450
2.6.4	Freivorbauverfahren	451
2.6.5	Fertigteilbauweise	452
3	Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken nach Eurocode 2	454
3.1	Allgemeines	454
3.2	Grundlagen für die Tragwerksplanung	454
3.2.1	Anforderungen	454
3.2.2	Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen	454
3.2.3	Basisvariablen	455
3.2.4	Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten	455
3.2.5	Versuchsgestützte Bemessung	456
3.2.6	Zusätzliche Anforderungen an Gründungen	456
3.2.7	Anforderungen an Befestigungsmittel	457
3.2.8	Bautechnische Unterlagen	458
3.3	Baustoffe	458
3.3.1	Beton	458
3.3.2	Betonstahl	461
3.3.3	Spannstahl	462
3.3.4	Komponenten von Spannsystemen	462
3.4	Dauerhaftigkeit und Betondeckung	464
3.4.1	Allgemeines	464
3.4.2	Umgebungsbedingungen, Anforderungen an Beton und Betondeckung	464
3.5	Ermittlung der Schnittgrößen	465
3.5.1	Allgemeines	465
3.5.2	Schnittgrößen infolge Lasten	466
3.5.3	Schnittgrößen infolge Zwang	466
3.5.4	Schnittgrößen infolge Vorspannung	469
3.5.5	Nachweise für Bauteile unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung	471
3.5.5.1	Imperfektionen	471
3.5.5.2	Berechnung der Effekte aus Theorie II. Ordnung	472
3.5.5.3	Behandlung der Rückstell- bzw. Reibungskräfte der Lager	473
3.5.5.4	Berücksichtigung des Kriechens beim Nachweis nach Theorie II. Ordnung	474
3.5.5.5	Zum Ansatz des E-Moduls	476
3.5.6	Modellbildung und Querverteilung	476
3.6	Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)	479
3.6.1	Tragwiderstand bei Biegung mit Normalkraft	479
3.6.2	Mindestbewehrung für das Ankündigungsverhalten	480
3.6.3	Tragwiderstand bei Querkraft	482
3.6.3.1	Bauteile ohne Querkraftbewehrung	482
3.6.3.2	Bauteile mit Querkraftbewehrung	486
3.6.3.3	Mindestbewehrung für Querkraft	487
3.6.4	Tragwiderstand bei Torsion	488
3.6.5	Stabwerkmodelle	491
3.6.6	Nachweis gegen Ermüdung	491
3.6.6.1	Allgemeines	491
3.6.6.2	Wöhlerlinie Betonstahl	492
3.6.6.3	Wöhlerlinien Spannstahl	493
3.6.6.4	Ermittlung der Spannungs- schwingbreiten	493
3.6.6.5	Ermittlung der Spannungen	494
3.6.6.6	Vereinfachter Nachweis der Dauerfestigkeit	495
3.6.6.7	Nachweis der schädigungsäquivalenten Schwingbreite $\Delta\sigma_{s,eq}$	496
3.6.6.8	Betriebsfestigkeitsnachweis mit der Schädigungsakkumulation	497
3.6.6.9	Ermittlung der Lebensdauer	498
3.6.7	Nachweis gegen Anprall	499

3.7	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (SLS)	503	3.8.3.2	Stahlbetonwände	518
3.7.1	Allgemeines und Begrenzung der Spannungen	503	3.8.3.3	Sonderfälle	518
3.7.2	Anforderungen für die Rissbreitenbegrenzung	504	3.9	Besonderheiten bei Fertigteilbrücken	519
3.7.3	Begrenzung der Rissbreiten	510	3.10	Bemessung für Bauzustände	522
3.7.3.1	Allgemeines	510	3.11	Ergänzung für Betonbrücken mit externen Spanngliedern	522
3.7.3.2	Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite	510	3.11.1	Allgemeines	522
3.7.3.3	Mindestbewehrung im Bereich von Arbeitsfugen	512	3.11.2	Grundsätze für die bauliche Durchbildung	523
3.7.3.4	Begrenzung der Rissbreiten bei abgeschlossenem Rissbild	512	3.11.3	Überwachung	526
3.7.3.5	Dicke Bauteile	512	3.12	Lager und Fahrbahnübergänge	526
3.7.4	Begrenzung der Schwingungen und dynamische Einflüsse	516	3.12.1	Lagerung und Lager	526
3.7.5	Begrenzung der Verformungen	516	3.12.2	Fahrbahnübergänge	530
3.8	Allgemeine Bewehrungs- und Konstruktionsregeln	516	4	Innovationen im Betonbrückenbau	530
3.8.1	Betonstahl	516	4.1	Einleitung	530
3.8.2	Spannstahl und Spannglieder	517	4.2	Bauen mit Betonfertigteilen und Hochleistungsbeton	531
3.8.2.1	Vorspannung mit sofortigem Verbund	517	4.3	Schubkraftübertragung in Fugen (Verbundfugen)	535
3.8.2.2	Vorspannung mit nachträglichem Verbund	517	4.4	Spannglieder in den Stegen von Spannbetonbrücken mit Kastenquerschnitt	536
3.8.2.3	Verankerung und Kopplung von Spanngliedern	517	4.5	Anpassung von Regeln für Bemessung und konstruktive Durchbildung	539
3.8.2.4	Umlenkstellen	517	4.6	Interne Vorspannung ohne Verbund für die Quertragrichtung	541
3.8.3	Konstruktionsregeln für Bauteile	517	4.7	Mindestbewehrung für Frühen Zwang	543
3.8.3.1	Oberflächenbewehrung bei vorgespannten Bauteilen	517	4.8	Bemessung von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung	544
				Literatur	547

XIII Massivbrücken 551

Oliver Fischer, Jan Lingemann, Andreas Jähring, Stephan Sonnabend

1	Einleitung, Grundlagen	555	2.1.5.5	Tragverhalten von Taktschiebebrücken mit zweiteiligen Hohlkastenquerschnitten im Bauzustand	568
2	Neubau von Großbrücken, Talbrücken	556	2.2	Eisenbahnbrücken	569
2.1	Straßenbrücken	556	2.2.1	Spezifik der Eisenbahnbrücken in Massivbauweise	569
2.1.1	Allgemeines	556	2.2.1.1	Anforderungen an Eisenbahnbrücken	569
2.1.2	Herstellung von Massivbrücken im Taktschiebeverfahren	556	2.2.1.2	Bauweisen von Eisenbahnbrücken aus Beton	569
2.1.3	Herstellung von Massivbrücken auf Vorschubrüstung	561	2.2.1.3	Bauform und Querschnitt von Eisenbahnbrücken aus Beton	572
2.1.4	Der Regelquerschnitt des Überbaus im Spannungsfeld zwischen ingenieurtechnischen und bauverträglichen Randbedingungen	562	2.2.1.4	Schlankheit von Eisenbahnbrücken in Massivbauweise	574
2.1.5	Entwicklung der Querschnittsbreiten von Brücken im Zuge von Bundesautobahnen	563	2.2.1.5	Größe der Vorspannung bei Spannbeton-Eisenbahnbrücken	575
2.1.5.1	Allgemeines	563	2.2.2	Einige Beispiele für verschiedene Typen von Eisenbahnbrücken in Massivbauweise	576
2.1.5.2	Tragverhalten von ein- und zweizelligen Hohlkästen	563	2.2.2.1	Saubachtalbrücke und Sulzbachtalbrücke	576
2.1.5.3	Modellierung zweizelliger Überbauten zur Berücksichtigung der Profilverformung	566	2.2.2.2	Massetalbrücke	577
2.1.5.4	Einfluss der Steifigkeit der Lagerung des mittleren Stegs auf die Schnittgrößen der Längsträger	567	2.2.2.3	Eisenbahnüberführung über die B 303 im Zuge der Verbindungskurve Niederfüllbach	579
			2.2.2.4	Saale-Elster-Talbrücke	579

- 2.2.3 Längskraftabtrag und Wechselwirkung von Brücke und Gleis 582
- 2.2.3.1 Abtragung der Längskräfte aus Bremsen und Anfahren 582
- 2.2.3.2 Wechselwirkung von Brücke und Gleis 584
- 2.2.4 Eisenbahnbrücken in integraler Bauweise 585
- 2.2.4.1 Lange Talbrücken in semiintegraler Bauweise 585
- 2.2.4.2 Scherkondetalbrücke 585
- 2.2.4.3 Filstalbrücken 588
- 2.2.4.4 Kurze Rahmenbauwerke 593
- 3 Brücken kleinerer/mittlerer Spannweite 594
- 3.1 Allgemeines, aktuelle Entwicklungen 594
- 3.2 Modul- und Segmentbauweisen 595
- 3.2.1 Vollständig segmentierte Bauweisen 595
- 3.2.2 Teilsegmentierte Bauweisen, modulare Konzepte 600
- 3.2.2.1 Vollständig modularisierte Bauwerke (Überbau, Unterbauten, Gründung) 601
- 3.2.2.2 Modulkonzepte mit Ortbetonergänzung/-Fügung 601
- 3.2.2.3 Segmentierte Fahrbahnplatte aus querschnittsbreiten, geschliffenen Vollfertigteilen 602
- 3.2.2.4 Alternative Ansätze für Brückenkappen 603
- 3.3 Anwendung neuer bzw. weiterentwickelter Materialien 604
- 3.3.1 Bauweisen mit nichtmetallischen Bewehrungen 604
- 3.3.2 Ultrahochfester Beton (UHFB) im Brückenbau 607
- 4 Massivbrücken im Bestand 612
- 4.1 Allgemeines, aktuelle Situation 612
- 4.2 Nachrechnung, Bewertung und Ertüchtigung von Massivbrücken 615
- 4.2.1 Allgemeines 615
- 4.2.2 Regelwerke, wesentliche rechnerische Defizite 616
- 4.2.3 Weiterführende Ansätze, objektbezogene Einwirkungsmodelle 617
- 4.2.4 Ertüchtigung und Verstärkung 618
- 4.3 Rückbau von Großbrücken 620
- 4.3.1 Einleitung, Hintergrund 620
- 4.3.2 Grundlagen für die Planung des Rückbaus großer Massivbrücken 620
- 4.3.2.1 Aktuell gültige Regelungen 620
- 4.3.2.2 Einwirkungen während des Rückbaus 621
- 4.3.2.3 Materialkennwerte für den Nachweis der Rückbauzustände 623
- 4.3.2.4 Ermittlung des Tragwiderstands im Rückbauzustand 624
- 4.3.3 Beschreibung des Planungsprozesses zum Rückbau von Großbrücken 625
- 4.3.4 Häufige statische Problemstellungen beim Rückbau von großen Betonbrücken 626
- 4.3.4.1 Abschnittsweiser Rückbau 626
- 4.3.4.2 Vorlaufendes Entfernen von Teilen des Querschnitts 626
- 4.3.4.3 Aussteifung des Überbauquerschnitts 627
- 4.3.4.4 Verankerung von Spanngliedern über Verbund 627
- 4.3.4.5 Verstärkungsspannglieder 629
- 4.3.4.6 Hilfsunterstützungen und Hilfspfeiler 630
- 4.3.4.7 Tragfähigkeit der Widerlager in den Rückbauzuständen 631
- 4.3.5 Rückbauverfahren für Talbrücken 632
- 4.3.5.1 Allgemeines 632
- 4.3.5.2 Konventioneller Rückbau 633
- 4.3.5.3 Rückbau auf bodengestütztem Traggerüst 635
- 4.3.5.4 Aushub von Einzelteilen des Überbaus mit Hebezeugen 635
- 4.3.5.5 Ablassen von großen Teilen des Überbaus 635
- 4.3.5.6 Rückbau auf Vorschubgerüst 637
- 4.3.5.7 Ausschleppen 639
- 4.3.5.8 Sprengabbruch 639
- 4.3.5.9 Sonstige Rückbauverfahren 639
- Literatur 640

XIV Fuß- und Radwegbrücken 647

Daniel Gebreiter, Sebastian Linden, Christiane Sander, Frank Schächner

- 1 Einleitung 651
- 1.1 Inhalt und Beitrag 652
- 1.2 Literatur 652
- 1.3 Danksagungen 653
- 2 Die Bedeutung von Fuß- und Radwegbrücken 653
- 2.1 Der räumliche Kontext 653
- 2.1.1 Ein unweigerliches Wahrzeichen 653
- 2.1.2 Ein langlebiges Bauwerk 654
- 2.2 Ein verflochtenes Symbol 654
- 2.3 Der diskursive Kontext 656
- 3 Der Entwurfsprozess 656
- 3.1 Narrativ, Akzeptanz und Legitimierung 657
- 3.1.1 Eine umfassende Entwurfsaufgabe 657
- 3.1.2 Verfahrensarten 658
- 3.2 Methoden des Konzipierens 658
- 4 Die Erfahrung der Brücke 659
- 4.1 Vielschichtige Erfahrung 659
- 4.1.1 Vertrauen 659
- 4.1.2 Die Anfahrt 660
- 4.1.3 Die Querung 660

- 4.2 Inklusion 661
- 4.3 Materialität und Detaillierung 662
- 4.4 Das Gelände 663
 - 4.4.1 Anmutung 663
 - 4.4.2 Geländer und Tragwerk 664
 - 4.4.3 Fallschutz 664
 - 4.4.4 Der Handlauf 665
- 4.5 Belag und Übergänge 665
- 4.6 Aufenthaltsqualität und Mobiliar 665
- 5 Brücken bei Nacht – Einklang von Funktion und Emotion 666
 - 5.1 Ausgangspunkt 667
 - 5.2 Annäherung 667
 - 5.2.1 Nah- und Fernwirkung 667
 - 5.2.2 Funktionale oder ästhetisch künstlerische Anforderung 668
 - 5.2.3 „Pflichtenheft“ 668
 - 5.3 Bei Lichte betrachtet 668
 - 5.3.1 Normen 668
 - 5.3.2 Lichttechnische Grundgrößen 669
 - 5.3.3 Wahrnehmung 669
 - 5.3.4 Abstimmung der Lichtniveaus 671
 - 5.3.5 Leuchtmittel, Leuchten und Befestigung 672
 - 5.3.6 Umsetzung 673
 - 5.3.7 Nachhaltigkeit und Umwelt 674
 - 5.4 Zu guter Letzt 675
- 6 Nachhaltigkeit 675
 - 6.1 Ziel 676
 - 6.2 Konsequenz und Möglichkeiten für den planenden Ingenieur 676
 - 6.3 Komponenten der Nachhaltigkeit 677
 - 6.4 Lebenszyklus 678
 - 6.5 Erderwärmungspotenzial und CO₂-Emissionen (Graue Emissionen) 679
 - 6.6 Nachhaltigkeitspotenziale im Fußgängerbrückenbau 679
 - 6.6.1 Welche Rolle spielt Nachhaltigkeit im Brückenbau für Rad- und Fußwegbrücken 679
 - 6.6.2 Reduktion durch Nutzung effizienter Tragsysteme 680
 - 6.6.2.1 Leichtbau 680
 - 6.6.2.2 Optimierung von Spannweiten 680
 - 6.6.2.3 Modulares Bauen 681
 - 6.6.3 Material 681
 - 6.6.3.1 Nachhaltigkeitsansätze im Stahlbetonbau 681
 - 6.6.3.2 Nachhaltigkeitsansätze im Stahlbrückenbau 685
 - 6.6.3.3 Nachhaltigkeitsansätze im Holzbau/ Holzverbundbauweise 686
 - 6.6.4 Erhöhung der Langlebigkeit 687
 - 6.6.5 Umnutzen – Reduce, Re-Use, Recycle 688
 - 6.6.5.1 Umnutzung bestehender Infrastruktur 688
 - 6.6.5.2 Reduce 688
 - 6.6.5.3 Re-Use 689
 - 6.6.5.4 Recycle 690
 - 6.6.6 Minimierung von Transportwegen 690
 - 6.7 Ökobilanzierung (LCA) 693
 - 6.7.1 Wirkungskategorien und Umweltproduktdeklaration (EPD) 693
 - 6.7.1.1 Wirkungskategorien 693
 - 6.7.1.2 Umweltproduktdeklarationen EPD (Environmental Product Declaration) 693
 - 6.7.1.3 Berechnung, Bewertung und der Vergleich der potenziellen Emissionen von Brückenentwürfen 693
 - 6.7.1.4 Referenzwerte für Fußgängerbrücken 694
 - 6.7.1.5 Vergleichsstudie zur Ökobilanzierung von Überbauten aus Stahl, Beton und Holz-Beton-Verbundquerschnitten 696
 - 6.8 Zertifizierung der Nachhaltigkeit 696
 - 6.9 Nachhaltiges Bauen als Leistung in der Objektplanung 699
 - 7 Technik 699
 - 7.1 Entwicklung der Brückentrasse 700
 - 7.1.1 Die Wahl der Trassierung 700
 - 7.1.1.1 Hindernisse durch freizuhaltende Lichtraumprofile 700
 - 7.1.1.2 Anschlusshöhen und örtliche Topografie 701
 - 7.1.1.3 Spannweiten und Gründungsmöglichkeiten 701
 - 7.1.1.4 Polygonale oder gekrümmte Wegeführung 702
 - 7.1.2 Der Höhenverlauf 703
 - 7.1.2.1 Barrierefreie Nutzung 703
 - 7.1.2.2 Nutzung durch Radfahrer 704
 - 7.1.2.3 Besondere Nutzungen 704
 - 7.2 Typologie der Tragwerke 704
 - 7.2.1 Biegebeanspruchte Tragwerke 706
 - 7.2.1.1 Balkenbrücken 706
 - 7.2.1.2 Trogbrücken 707
 - 7.2.1.3 Aufgelöste Balkenbrücken 707
 - 7.2.2 Fachwerkbrücken 708
 - 7.2.3 Druckbeanspruchte Tragwerke 710
 - 7.2.3.1 Klassische Bogenbrücken 711
 - 7.2.3.2 Bogenbrücken mit Zugband 712
 - 7.2.3.3 Besondere Bauformen 713
 - 7.2.4 Zugbeanspruchte Tragwerke 714
 - 7.2.4.1 Spannbandbrücken 714
 - 7.2.4.2 Hängebrücken 717
 - 7.2.4.3 Schrägseilbrücken 720
 - 7.2.4.4 Besondere Bauformen 721
 - 7.2.5 Gekrümmte Brücken 722
 - 7.2.6 Integrale Brücken 723
 - 7.2.7 Leichtbau: Dogma und Verpflichtung 724
 - 7.3 Materialien 724
 - 7.3.1 Natürliche Baustoffe 725
 - 7.3.1.1 Holz 725
 - 7.3.1.2 Naturstein 726
 - 7.3.2 Klassische Baustoffe 726
 - 7.3.2.1 Beton, Stahlbeton, Spannbeton 727
 - 7.3.2.2 Baustahl 727
 - 7.3.2.3 Edelstahl 727

7.3.2.4	Seilstahl	728	7.4.5.2	Anprall aus Straßenverkehr	735
7.3.2.5	Stahlguss	728	7.4.5.3	Anprall aus Schiffsverkehr	735
7.3.2.6	Aluminium	729	7.4.5.4	Anprall aus Eisenbahnfahrzeugen	735
7.3.2.7	Glas	729	7.4.5.5	Anprall aus Treibgut oder Eisdruck	735
7.3.3	„Neue“ Baustoffe	729	7.4.5.6	Ausfall einzelner Tragglieder	736
7.3.3.1	(Ultra-)Hochfester Beton	729	7.4.6	Schnee- oder Eislasten	736
7.3.3.2	R-Beton	730	7.4.7	Bauzustände	736
7.3.3.3	Carbonbeton	730	7.4.8	Beton-Langzeitverhalten	736
7.3.3.4	Hochfeste Fasern	730	7.4.9	Bauwerksverformungen	736
7.4	Anforderungen an die Tragfähigkeit	731	7.5	Einfluss der Bauwerksdynamik	737
7.4.1	Verkehrslasten	731	7.5.1	Fußgängerinduzierte Schwingungen	737
7.4.1.1	Vertikale Verkehrslasten	731	7.5.1.1	Kritische Szenarien	737
7.4.1.2	Horizontale Verkehrslasten	733	7.5.1.2	Berücksichtigung im Planungsprozess	738
7.4.2	Einfluss des Baugrundes	733	7.5.2	Windinduzierte Schwingungen und aeroelastische Instabilitäten	739
7.4.2.1	Baugrundsetzungen	733	7.5.2.1	Kritische Szenarien	739
7.4.2.2	Bodensteifigkeiten	733	7.5.2.2	Berücksichtigung im Planungsprozess	739
7.4.3	Windlasten	733	7.6	Herstellung und Montage	740
7.4.4	Einflüsse aus Temperaturänderungen	734	8	Schlusswort	740
7.4.5	Außergewöhnliche Lasten	735		Literatur	741
7.4.5.1	Unplanmäßige Anwesenheit von Fahrzeugen auf der Brücke	735			
XV	Schallemissionsmonitoring zur Spanndrahtbruchdetektion	745			
	Max Käding, Steffen Marx, Gregor Schacht				
1	Einleitung	747	6.1.1	Trennprozess	762
2	Konzepte für die Bewertung gefährdeter Bauwerke	747	6.1.2	Sensorcharakteristik	762
3	Schallemissionsmonitoring	748	6.1.3	Mechanische und konstruktive Randbedingungen	763
3.1	Verfahrenstechnische Grundlagen	748	6.2	Detektionswahrscheinlichkeit	765
3.2	Energiefreisetzung beim Drahtbruch	749	6.2.1	Drahtbruchmodell und Schwellenwert	765
3.3	Entwicklung und Erfahrung im Brückenbau	750	6.2.2	Dämpfungsmodell	765
3.4	Aktuelle Bewertungsstrategie	752	6.2.3	Detektionswahrscheinlichkeit	766
3.5	Schlussfolgerungen und Untersuchungsschwerpunkte	753	6.3	Klassifizierung	767
4	Experimentelle Untersuchungen	756	7	Projektbeispiele	769
4.1	Drahtbruchsignale	756	7.1	Südringbrücke in Leer	769
4.1.1	Versuchsdurchführung	756	7.1.1	Beschreibung des Bauwerks und Ausgangssituation	769
4.1.2	Roding – Ortbetonbauwerk	758	7.1.2	Monitoringkonzept	769
4.1.3	Stolpe – Fertigteil mit nachträglichem Verbund	758	7.1.3	Installation	770
4.1.4	Witzenhausen – Fertigteil mit sofortigem Verbund	759	7.1.4	Betrieb und Auswertung	770
4.2	Rückprallhammersignale	760	7.2	Eckeseyer Brücke in Hagen	772
4.3	Verkehrssignale	760	7.2.1	Beschreibung des Bauwerks und Ausgangssituation	772
5	Datenaufbereitung	762	7.2.2	Monitoringkonzept	772
6	Auswertung und Ergebnisse	762	7.2.3	Installation	772
6.1	Quellcharakteristik von Drahtbrüchen	762	7.2.4	Betrieb und Auswertung	772
			8	Zusammenfassung und Ausblick	774
				Literatur	775

XVI Erdbeben- und Schwingungsschutz von Bauwerken 779

Felix Weber, Frederik Bomholt, Christoph Butenweg

- | | | | | | |
|-------|--|-----|-------|--|-----|
| 1 | Einführung | 781 | 2.4.1 | Problemstellung | 832 |
| 2 | Erdbebenschutz von Bauwerken | 782 | 2.4.2 | Technische Komponenten in Tragwerken | 832 |
| 2.1 | Dissipative Auslegung von Tragwerken | 782 | 2.4.3 | Rohrleitungssysteme | 835 |
| 2.1.1 | Nichtlineares seismisches Verhalten von Bauwerken | 782 | 3 | Schwingungstilger | 835 |
| 2.1.2 | Kapazitätsbemessung | 783 | 3.1 | Beschleunigungsreduktion von Hochhäusern | 835 |
| 2.1.3 | Duktilitätsklassen und Verhaltensbeiwerte | 784 | 3.1.1 | Windanregung bei Hochhäusern | 835 |
| 2.1.4 | Konstruktive Ausbildung | 785 | 3.1.2 | Beschleunigungsgrenzwerte | 836 |
| 2.2 | Isolation des Bauwerks | 787 | 3.1.3 | Schwingungstilger gegen windinduzierte Beschleunigungen | 837 |
| 2.2.1 | Nicht seismische Schwingungsisolierung | 787 | 3.1.4 | Auslegung mittels nichtlinearer Zeitbereichsanalyse (Simulation) | 838 |
| 2.2.2 | Erdbebenanregung und Antwortspektrum | 789 | 3.1.5 | Geregelt Schwingungstilger | 842 |
| 2.2.3 | Auslegung mittels linearer Modalanalyse | 790 | 3.1.6 | Raumsparende Ausführungsformen | 847 |
| 2.2.4 | Auslegung mittels nichtlinearer Zeitbereichsanalyse (Simulation) | 794 | 3.2 | Dämpfungserhöhung von Straßenbrücken | 848 |
| 2.2.5 | Kompatible Akzelerogramme gemäß EN 1998-1-1 | 799 | 3.2.1 | Auslegung für harmonische Anregung und minimale Verschiebung | 848 |
| 2.2.6 | Einfluss von Erdbebenisolatoren auf die Tragwerksbemessung | 802 | 3.2.2 | Beispiele von Schwingungstilgern in Straßenbrücken | 849 |
| 2.2.7 | Erdbeben-Isolatoren | 804 | 3.3 | Beschleunigungsreduktion von Fußgängerbrücken | 851 |
| 2.2.8 | Bemessung und Konstruktion von Gleitpendellagern | 813 | 3.3.1 | Beschleunigungsgrenzwerte, Verkehrsklassen | 851 |
| 2.2.9 | Bemessung und Konstruktion von LRBS | 816 | 3.3.2 | Gefährdete Fußgängerbrücken | 852 |
| 2.3 | Dämpfungserhöhung des Bauwerks | 819 | 3.3.3 | Auslegung mittels Simulation (linear) | 852 |
| 2.3.1 | Erhöhung der Strukturdämpfung durch Bauwerksdämpfer | 819 | 3.3.4 | Ausführungsformen | 853 |
| 2.3.2 | Auslegung mittels nichtlinearer Zeitbereichsanalyse (Simulation) | 821 | 3.3.5 | Messung der Wirkung des Schwingungstilgers | 855 |
| 2.3.3 | Inter-Story-Dämpfer | 824 | 4 | Zusammenfassung | 856 |
| 2.3.4 | Bemessung und Konstruktion | 829 | | Literatur | 857 |
| 2.4 | Erdbebenschutz von nichttragenden Bauteilen | 832 | | | |

XVII Ökologisierung von Normalbeton 861

Joachim Juhart, Markus Krüger, Lukas Briendl, Michael Autischer

- | | | | | | |
|-------|--|-----|---------|--|-----|
| 1 | Einleitung | 863 | 2.2.4 | Treibhausgasemissionen der Ausgangsstoffe | 871 |
| 1.1 | Reduktionspfade zur Dekarbonisierung der Betonbauweise | 863 | 3 | Klimaverträglicher Betonentwurf | 873 |
| 1.2 | Klimaverträglichkeit, Nachhaltigkeit und Ökobilanzierung | 865 | 3.1 | Ausgangsstoffe | 874 |
| 2 | Spezifizierung von klimaverträglichem Beton | 867 | 3.1.1 | Einführung bzw. Überblick | 874 |
| 2.1 | Festlegung von Beton | 867 | 3.1.2 | Feinstoffe im Beton | 875 |
| 2.2 | Deklaration und Klassifizierung der THG-Emissionen | 868 | 3.1.2.1 | Normzemente und ihre Hauptbestandteile | 876 |
| 2.2.1 | Berechnung des GWP von Betonsorten | 868 | 3.1.2.2 | Reaktive Stoffe (Zusatzstoffstoffe vom Typ II und weitere reaktive Stoffe) | 876 |
| 2.2.2 | Deklaration des GWP von typischen Betonsorten (bzw. Betongütern) | 869 | 3.1.2.3 | Inerte Stoffe (Zusatzstoffe vom Typ I und weitere inerte Stoffe) | 877 |
| 2.2.3 | Internationale Strategien zur Klassifizierung des GWP von Beton | 869 | 3.1.2.4 | Materialcharakterisierung der Feinstoffe | 877 |
| | | | 3.1.3 | Kompatibilität mit Fließmitteln | 880 |

1 Einleitung, Grundlagen

Der Entwurf, die Planung und der Bau von Brückenbauwerken gehören zu den faszinierendsten Disziplinen des Bauingenieurwesens. Brücken verbinden, sie überbrücken Täler, Gewässer oder andere Verkehrswege und sind meist weithin sichtbare, dauerhafte Zeichen der Ingenieurbaukunst, die unsere bebaute Umwelt gestalten¹⁾. Aufgrund der oft größeren Spannweiten treten teilweise hohe Kräfte auf. Nicht zuletzt deshalb kommt der konstruktiven Durchbildung, der Lösung von Detailpunkten sowie ganz allgemein dem Entwerfen und Konstruieren nach dem Kraftfluss („form follows force“) besondere Bedeutung zu – und das nicht nur für den endgültigen Zustand, sondern auch unter Beachtung aller relevanten Bauphasen und Bauzustände. So muss vor allem bei großen Bauwerken die konzeptionelle Lösung für das Tragwerk und die Bauausführung und die Herstellphasen eng verzahnt und möglichst gemeinsam entworfen werden, um dauerhafte Bauwerke zu realisieren, die auch eine technisch durchdachte und wirtschaftliche Herstellung ermöglichen. Aus diesem Grunde können auch nahezu alle Konstruktionsprinzipien und Bauverfahren des Brückenbaus (u. a. Vorschubrüstung, Freivorbau, Taktschieben, Fertigteilbauverfahren) auf Nebenangebote/Sondervorschläge zurückgeführt werden, die im wirtschaftlichen Innovationswettbewerb entstanden sind – insbesondere in den frühen Phasen der Spannbetonbauweise in der Wiederaufbauphase nach dem Zweiten Weltkrieg und dem erfolgten grundlegenden Ausbau der Verkehrsinfrastruktur in den 1950er- bis 70er-Jahren. Weitere Impulse und umfangreichen Brückenbauarbeiten ergaben sich dann vor allem durch die dringend erforderliche Realisierung und Vernetzung leistungsfähiger Verkehrswege nach der Wiedervereinigung. So wurden ab den 1990er-Jahren viele Autobahn- und Eisenbahnbrücken neu errichtet, v. a. auch im Zuge neuer Hochgeschwindigkeitsbahnstrecken wie der Verbindung München/Nürnberg–Berlin, insbesondere mit den beiden Streckenabschnitten VDE („Verkehrsprojekt Deutsche Einheit“) 8.1 und 8.2 durch den Thüringer Wald mit vielen Ingenieurbauwerken.

Mittlerweile besitzt Deutschland eine umfangreiche vernetzte Verkehrsinfrastruktur mit insgesamt über 130 000 Brückenbauwerken (davon etwa 20 % im Bereich der Eisenbahn), von denen die meisten Brücken bereits viele Jahre in Betrieb sind. Insbesondere bei den Straßenbrücken haben sich dabei gegenüber der ursprünglichen Planung die Einwirkungen aus Verkehr durch erheblich gestiegene Fahrzeuggewichte und Schwerverkehrsmengen grundlegend geändert. Derzeit kommt daher dem Bauwerkserhalt sowie

der Sanierung bestehender Brücken einerseits, andererseits aber auch dem Ersatzneubau besondere Bedeutung zu. Neben der möglichst zutreffenden Beurteilung bestehender Brücken werden effiziente Erüchtigungs- und Verstärkungsverfahren benötigt, von denen mittlerweile auch verschiedene neuartige Konzepte mit innovativen Hochleistungswerkstoffen zur Verfügung stehen und sich teilweise bereits in der Anwendung bewähren. Bei Arbeiten im Zuge von bestehenden Strecken besteht dabei meist die besondere Herausforderung darin, die bauliche Maßnahme in möglichst kurzen Kernbauzeiten vor Ort unter oft komplexen Randbedingungen einer Verkehrsinfrastruktur im Betrieb durchzuführen. Bauweisen mit vorgefertigten Elementen, ein modulares Bauen und die serielle Fertigung gewinnen dadurch eine zunehmende Bedeutung. Dies zeigt sich bereits durch eine Reihe neuer Konzepte und Pilotvorhaben bei Brücken kleinerer und mittlerer Spannweite. Ein hoher Vorfertigungsgrad kann durchaus aber auch bei Großbrücken eine sinnvolle Option bieten, wie beispielsweise die Segmentfertigteilbauweise international seit vielen Jahren unter Beweis stellt. Gerade im Brückenbau besteht dabei noch gewisser Nachholbedarf, während der Industrie- und stetig zunehmend auch der Hochbau bereits durch teilweise hohe Vorfertigungsgrade und ausgeklügelte modulare Systembauweisen geprägt ist. Neben den Vorteilen einer schnelleren Baurealisierung vor Ort und einer reduzierten Störung des dichten Verkehrs auf den Bestandsstrecken lässt sich bei weitestgehend witterungsunabhängiger Betonage eine gleichbleibend höhere Fertigungsqualität und -genauigkeit einfacher sicherstellen. Zudem stehen mittlerweile neuartige technologische Möglichkeiten (u. a. hochpräzise Nachbearbeitungsverfahren wie Schleifen/Fräsen, in Kombination mit einer präzisen dreidimensionalen Vermessung) sowie neue dauerhafte, für die Werksfertigung prädestinierte Werkstoffe zur Verfügung. Zusätzlich wird der einsetzende Wandel des Bauens hin zu modularen Systemlösungen durch digitale Planungs- und Bauprozesse und den Arbeitskräftemangel auf Ortbetonbaustellen befördert. Darüber hinaus zeigen die entstehenden Konzepte, dass ein modulares Bauen und die industrielle Bauteilfertigung auch mit gestalterischen Ansprüchen in Einklang zu bringen ist.

Allerdings wird eine zügige Realisierung von neuen oder modifizierten technischen Lösungen im Bereich der öffentlichen Planung und Ausschreibung von Brücken, auch bei kleineren Bauwerken, häufig aufgrund von zulassungsbedingten und/oder vergaberechtlichen Hürden erschwert, nicht zuletzt auch, weil sich alternative Konzepte mittlerweile kaum mehr über Nebenangebote einbringen lassen. Aus Sicht der Autoren wäre es daher sinnvoll zu überlegen, wie sich für den Brückenbau in Deutschland wieder innovationsfreundlichere Randbedingungen schaffen lassen, um die Bauwirtschaft zu Investitionen in Forschung und die Entwicklung nachhaltiger technischer Konzepte zu motivieren.

1) Und anders als bei manchen anderen Bauwerken, wo z. B. eine spätere Fassade das Tragwerk verdeckt, bleibt im Brückenbau das Tragwerk selbst sichtbar und ist dauerhaft der Witterung ausgesetzt.

Im vorliegenden Beitrag werden zunächst in Abschnitt 2 aktuelle Fragestellungen und Entwicklungen im Bereich des Großbrückenbaus thematisiert, getrennt nach Straßenbrücken (Abschnitt 2.1) und Bauwerken im Zuge von Eisenbahnstrecken (Abschnitt 2.2). Anschließend werden in Abschnitt 3 ausgewählte Beispiele zu Brücken kleinerer/mittlerer Spannweite vorgestellt, insbesondere mit vorgefertigten Voll- oder Halbfertigteilen sowie teilweise auch die Anwendung neuer Hochleistungswerkstoffe, wie z. B. ultrahochfeste Betone oder Carbonbeton. Schließlich widmet sich der Abschnitt 4 den Bauwerken im Bestand, der Nachrechnung, Beurteilung und Ertüchtigung/Verstärkung (Abschnitt 4.2) sowie den besonderen Herausforderungen und Fragestellungen beim Rückbau großer Spannbetonbrücken (Abschnitt 4.3).

2 Neubau von Großbrücken, Talbrücken

2.1 Straßenbrücken

2.1.1 Allgemeines

Im Bereich der Straßenverkehrsinfrastruktur ist der Großbrückenbau derzeit vor allem geprägt durch Ersatzneubauten, die vorhandene Bauwerke ersetzen – entweder wegen entsprechender Schäden und/oder Tragfähigkeitsdefizite oder auch aufgrund des Bedarfs, bestehende Verkehrswege zu verbreitern. Gerade bei solchen Baumaßnahmen ergeben sich einerseits häufig besondere Herausforderungen beim Rückbau der bestehenden Bauwerke, vgl. hierzu auch Abschnitt 4.3. Andererseits ist auch der anschließende Neubau meist durch vergleichsweise komplexe Randbedingungen geprägt und erfordert in vielen Fällen sehr durchdachte Bauabläufe und -zustände, bei denen eine enge Verzahnung von Planung und Ausführung wichtig ist. Hilfreich kann in solchen Fällen die frühzeitige Einbindung von firmenspezifischer Ausführungserfahrung sein, wie dies beispielsweise durch eine Ausschreibung in Form des sog. „wettbewerblichen Dialogs“ nach VOB – oder auch andere international gebräuchliche Modelle²⁾ – denkbar wäre. So war beispielsweise der Ersatzneubau der im Freivorbauverfahren hergestellten Lahntalbrücke Limburg im Zuge der BAB 3, vgl. Bild 1 (nominiert für den Deutschen Brückenbaupreis 2018), eines der letzten großen Straßenbrückenprojekte, bei dem ein Nebenangebot mit einer Reihe von Anpassungen – beginnend vom gesamten Bauverfahren über die Bauzustände und sämtliche Baube-

hilfe – beauftragt wurde, die im Angebotsstadium im Team Planung/Ausführung entwickelt wurden.

In den folgenden beiden Abschnitten werden zunächst anhand aktueller Bauvorhaben/Ausschreibungen das Takttschieben (Abschnitt 2.1.2) sowie die Überbauherstellung auf Vorschubrüstung (Abschnitt 2.1.3) vor allem vor dem Hintergrund des Einflusses der derzeitigen Regelungen zur Spanngliedführung diskutiert. Anschließend werden in den Abschnitten 2.1.4 und 2.1.5 die Regelquerschnitte der Überbauten thematisiert und es wird auf die bei dreispurigen Autobahnen mittlerweile im Regelfall mindestens 18 m Überbaubreite eingegangen, die aufgrund derzeitiger Empfehlungen zum Verzicht auf Quervorspannung (vgl. RE-ING [7]) in Verbindung mit DIN EN 1992-2/NA [19] (Begrenzung der Randzugspannungen) häufig zu mehrzelligen Kastenquerschnitten führen (Abschnitt 2.1.5). Hierbei wird u. a. auf statisch-konstruktive Besonderheiten und Fragestellungen sowie auf die Interaktion mit dem Bauverfahren bei solchen breiten Querschnitten näher eingegangen und es werden die entsprechenden Aspekte an Beispielen erläutert.

2.1.2 Herstellung von Massivbrücken im Takttschiebverfahren

Einfluss normativer Vorgaben zur Spanngliedführung und der Ausschreibungspraxis auf das Bauverfahren

Das Takttschiebverfahren ist ein seit Langem bewährtes, robustes und kostengünstiges Verfahren, insbesondere um längere Massivbrücken herzustellen [1].

Hierbei werden in der Regel in einer Taktfertigung hinter dem sogenannten Takttschiebewiderlager die einzelnen Überbauabschnitte im Wochentakt hergestellt und nacheinander zwangsfrei in Endlage eingeschoben. Als Regelquerschnitt des Überbaus kommt hierbei in der Regel ein Hohlkastenquerschnitt zum Einsatz. Das zwangsfreie Einschieben erfordert, dass die Unterkante des Überbaus sowohl im Grundriss als auch im Aufriss einer gleichförmigen Trassierung (Gerade oder Radius) folgt. Im Hinblick auf eine wirtschaftliche Herstellung des Überbaus werden die Stützquerträger von der Fahrbahnplatte des Hohlkastens so abgesetzt, dass die Deckenschalung in den Folgetakt verschoben werden kann. Klassisch wird bei der Wahl der Spannglieder von der Primärvorspannung und der Sekundärvorspannung gesprochen. Hierbei bezeichnet die Primärvorspannung den Anteil der Spannglieder, der während des Überbaueinschubs vorhanden ist, und die Sekundärvorspannung den Teil der Spannglieder, der erst nach erfolgtem Endverschieben des Überbaus „eingeschossen“ wird.

Durch die seit der Einführung des Takttschiebverfahrens geänderten normativen Vorgaben und die geänderte Ausschreibungspraxis (keine Zulassung von Nebenangeboten) haben sich in Deutschland bei der Anwendung des Takttschiebverfahrens bis in die heutige Zeit Änderungen ergeben, die sich nicht nur positiv auf dessen Anwendung ausgewirkt haben.

2) Beispiele: Ausschreibungsform „design-build“ mit reiner Vorgabe der Randbedingungen oder auch das „early involvement of contractor“ Modell, bei dem die ausführende Firma gemeinsam mit einem Ingenieurbüro im Wettbewerb die möglichst optimale Gesamtlösung entwickelt. Dabei erfolgt die Wertung der Angebote meist auch nicht allein nach dem Preis, sondern im Sinne eines Qualitäts- und Innovationswettbewerbs nach verschiedenen gewichteten Kriterien.



Bild 1. Ersatzneubau Lahntalbrücke Limburg BAB 3; a) Herstellung im Freivorbauverfahren mit temporären quadratischen Hilfsstützenpaaren zur Waagebalkenstabilisierung, Achsabstand zu den runden Hauptpfählern 4,55 m; b) doppelter, über die Fahrbahnplatte gekoppelter Hohlkastenquerschnitt, Querverschub der Hilfsstützenpaare auf Fundamentbalken/Verschubbahn für die zweite Richtungsfahrbahn (Fotos: Büchting + Streit AG)

In den ersten Jahren des Taktschiebverfahrens achteten die Ausschreibenden darauf, dass sie nur solche Bauwerke als Taktschiebebrücken ausschrieben, die die oben dargelegten strengen geometrischen Randbedingungen hinsichtlich ihrer Trassierung einhielten. Um das Taktschiebverfahren sinnvoll einsetzen zu können, wurde häufig die Trassierung der Straße hinsichtlich dieser Anforderungen angepasst. Brücken, deren Trassierung nicht den vorgegebenen Randbedingungen entsprachen, wurden nicht im Taktschiebverfahren ausgeschrieben. Allerdings waren zu dieser Zeit Nebenangebote zulässig.

Dies führte dazu, dass wegen der besonderen Wirtschaftlichkeit des Taktschiebverfahrens im Zuge von Nebenangeboten die geometrischen Randbedingungen für das Taktschiebverfahren durch geeignete Anpassungen dergestalt verändert wurden, dass nun auch Hohlkästen mit abweichender Bauwerkstrassierung eingeschoben werden konnten.

Sofern die Trassierung im Grundriss keiner Geraden oder keinem Kreisbogen folgt, sondern stattdessen zumindest teilweise eine Klothoide vorliegt, erfolgt der Überbaueinschub auf einem Ersatzradius, der so gewählt wird, dass die horizontale geometrische Abweichung zwischen der Originaltrassierung und dem Ersatzradius minimiert ist. Die Herstellung des Hohlkastens erfolgt dann in diesem Ersatzradius; die Bauwerkspfeiler werden ebenso am Ersatzradius orientiert. Die horizontale geometrische Abweichung wird durch eine über die gesamte Bauwerkslänge veränderliche Kragarmlänge ausgeglichen. Die spätere Bau-

werksfahrbahn folgt der Originaltrassierung. Bei diesem Vorgehen folgt die Hohlkastenachse nicht der Originaltrassierung. Da die Fahrbahn immer mit einer Querneigung trassiert ist, ergibt sich immer ein Höhenfehler bei der Herstellung des Hohlkastens. Dieser Höhenfehler entspricht dem Produkt aus der Größe der horizontalen Abweichung (Abstand zwischen dem planmäßigen Abrückmaß zwischen Hohlkastenachse und der Originaltrassierung und dem tatsächlichen Abstand aufgrund der Ersatztrassierung) multipliziert mit der planmäßigen Querneigung der Fahrbahnplatte. Häufig wird dieser herstellungsbedingte Höhenfehler vernachlässigt. Die Berücksichtigung erfolgt dann erst bei der Herstellung der Ausgleichsgerade. Allerdings muss in jedem Einzelfall überprüft werden, ob eine Vernachlässigung des Höhenfehlers möglich ist oder ob der Höhenfehler bei der Herstellung des Hohlkastens im Taktkeller ausgeglichen werden muss.

Sofern für die beiden Richtungsfahrbahnen z. B. einer Autobahn getrennte Überbauten hergestellt werden, muss überprüft werden, ob beim Vorliegen eines Ersatzradius beide Überbauten aufgrund der variablen Kragarmlängen kollisionsfrei aneinander vorbeigeschoben werden können. Bei der Lauerthalbrücke Münnerstadt im Zuge der BAB 71 mit einer Gesamtlänge von $l = 627,0$ m beträgt die variable Kragarmlänge aufgrund des vorliegenden Ersatzradius ± 51 cm [2]. Der zweite Überbau wäre beim Einschub mit dem ersten Überbau kollidiert. Der Ausschreibungsentwurf sah daher für diese Brücke als Herstellverfahren nicht

das Taktschiebeverfahren vor. Allerdings wurde dennoch ein Nebenangebot mit Herstellung im Taktschiebeverfahren beauftragt. Zur Vermeidung der oben beschriebenen Kollision war im Nebenangebot vorgesehen, den kompletten zweiten Überbau in um 20 cm überhöhter Lage einzuschieben und erst in Endlage in die endgültige Höhenlage abzusenken. Dies verdeutlicht nochmals die besondere Wirtschaftlichkeit des Taktschiebeverfahrens, wenn im Zuge eines Nebenangebots die Randbedingungen optimal auf die Bauweise angepasst werden können und somit für die Herstellung der einzelnen Überbaubauabschnitte ein Wochentakt möglich ist.

Sofern der Aufriss der Bauwerkstrassierung nicht einer Geraden oder einem konstanten Radius folgt, ergeben sich für die Anwendung des Taktschiebeverfahrens besondere Schwierigkeiten. Herstellungsbedingt muss die Unterkante des Hohlkastens beim Taktschiebeverfahren im Bereich des Taktkellers zwingend einer Geraden oder einem Radius folgen. Die Abweichung zur vorgegebenen Trassierung erfordert im Taktkeller die Herstellung eines Hohlkastens mit veränderlicher Bauhöhe.

In der Regel ist die Außenschalung, bestehend aus Steg- und Kragarmschalung, im Taktkeller auf absenkbaren Stahlquerträgern gelagert. Auf diesen Stahlträgern ist üblicherweise auch die Bodenplattenschalung gelagert. Vor dem Einschieben eines Überbautakts werden diese Stahlquerträger abgesenkt, sodass die Schalung im Bereich der Stege, der Kragarme und der Bodenplatte freikommt. Nach dem Verschieben des Taktes werden die Stahlquerträger wieder in die ursprüngliche Lage angehoben und der nächste Takt wird hergestellt. Bei diesem Vorgehen lassen sich die Steghöhen und damit die Hohlkastenhöhe nicht ohne Zusatzmaßnahmen verändern. Mögliche Maßnahmen sind z. B. ein unabhängiges Absenken der Bodenschalung und des Außengespärres, die Schaffung einer vertikalen Höhenanpassungsebene, um die Außengespärre in Gänze auf den Stahlquerträgern anheben oder ablassen zu können oder eine Veränderung des Winkels zwischen Stegoberkante und Kragarmschalung mit Anpassung der Hohlkastenhöhe bei der Herstellung der Fahrbahnplatte. Sämtliche genannten Maßnahmen sind nur relativ aufwendig zu verwirklichen. Es ist jedoch zu beachten, dass bei allen genannten Maßnahmen die Unterkante des Überbaus stets dem planmäßigen, gleichförmigen Verlauf der auf das Taktschiebeverfahren angepassten Trassierung folgen muss. Daher wird immer nur die Oberkante des Überbauquerschnitts überhöht.

Bei geringen Höhenabweichungen kommt alternativ eine Vernachlässigung der Höhenabweichung bei der Herstellung des Konstruktionsbetons in Betracht. Die Berücksichtigung erfolgt dann ausschließlich im Zuge der Herstellung der Ausgleichsgradienten. Außerdem gibt es die Möglichkeit, bei geringen Höhenabweichungen den Überbau in Endlage beim Einbau der endgültigen Bauwerkslager mittels einer planmäßigen



Bild 2. Herstellung der Talbrücke Unterrieden BAB 3 im Taktschiebeverfahren (Foto: Autobahn des Bundes GmbH)

Stützensenkung oder Stützenhebung in die vorgegebene Trassierung einzulagern. Die dabei auftretende Zwangsbeanspruchung im Überbau ist dann statisch zu berücksichtigen. Dieses Vorgehen wurde z. B. bei der Herstellung der Talbrücke Unterrieden im Zuge der BAB 6 gewählt. Hier ergab sich die Höhenabweichung infolge eines Quergefällewechsels im Bereich des Bauwerks in Kombination mit einer Gradientenabweichung infolge einer Ersatztrassierung (Bild 2).

Besonders ungünstig für die Anwendung des Taktschiebeverfahrens ist es, wenn im Bereich der herzustellenden Brücke in der Trassierung ein Quergefällewechsel vorgesehen ist. Wenn sich hierbei der Drehpunkt der Querneigung in der vertikalen Achse des Hohlkastens befindet, ändern sich die Höhen der beiden Hohlkastenstege in gleichem Maße. Der eine Steg wird höher und der andere Steg wird im gleichen Maß niedriger. Sofern der Drehpunkt der Querneigung sich neben der vertikalen Achse des Hohlkastens befindet, verändern sich die beiden Steghöhen wegen des unterschiedlichen horizontalen Abstands zum Drehpunkt um ein unterschiedliches Maß. Falls der Hohlkasten zusätzlich in einem Ersatzradius trassiert ist, verändert sich kontinuierlich der Abstand des Drehpunkts (Drehpunkt folgt der Originaltrassierung) zur vertikalen Achse des Hohlkastens (Achse folgt dem Ersatzradius). Auch dies wirkt sich auf die beiden Steghöhen des Hohlkastens aus. Die Veränderung der Steghöhen verläuft dann nicht mehr linear mit dem Verlauf des Querneigungswechsels, sondern zusätzlich in Abhängigkeit zur Abweichung zwischen Ersatzradius und Originaltrassierung.

Wie bereits oben beschrieben, sind diese Steghöhenänderungen bei Herstellung einer Brücke im Taktschiebeverfahren nur sehr schwer bzw. aufwendig herzustellen. Die Trassierung des Bauwerks ist dann nicht auf das für die Herstellung vorgesehene Bauverfahren (Taktschiebeverfahren) abgestimmt.

Die heutige Ausschreibungspraxis lässt keine Nebenangebote zu. Heutzutage werden sehr häufig Bauwerke im Taktschiebeverfahren ausgeschrieben, deren

trassierungsbedingte Randbedingungen die besonderen Anforderungen für eine wirtschaftliche Herstellung im Taktschiebverfahren nicht berücksichtigen. So erfüllt beispielsweise die bei der Talbrücke Onsbach im Zuge der BAB 45 mit einer Gesamtlänge von $l = 295\text{ m}$ vorhandene Trassierung weder im Grund noch im Aufriss die originären Anforderungen für das Taktschiebverfahren und zusätzlich befindet sich im Bereich der Brücke ein Quergefällewechsel. Natürlich lässt sich unter Berücksichtigung der oben aufgeführten Erschwernisse die Talbrücke Onsbach im Taktschiebverfahren herstellen, allerdings nicht im wirtschaftlichen Wochentakt. Sofern hier bei der Ausschreibung Nebenangebote zugelassen gewesen wären, wäre eine Herstellung mithilfe eines Traggerüsts oder einer Vorschubrüstung durchaus wirtschaftlich gewesen. Dies insbesondere, da der Rückbau der bestehenden Brücke mithilfe einer Vorschubrüstung ausgeschrieben war.

Dadurch, dass keine Nebenangebote zugelassen sind, muss die Bauwerkstrassierung immer unter Berücksichtigung des vorgesehenen Herstellverfahrens (oder auch umgekehrt) erfolgen. Eine Anpassung des Herstellverfahrens unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit ist nach dem Abschluss des Vergabeverfahrens nicht mehr möglich.

Auch die Einführung der Mischbauweise hatte einen Einfluss auf die Anwendung des Taktschiebverfahrens. Um diesen Einfluss zu verstehen, muss man sich die Änderungen im Detail anschauen.

Wie bereits oben dargelegt, unterscheidet man beim Taktschiebverfahren zwischen der Primärvorspannung (dem Anteil der Spannglieder, der während des Überbaueinschubs vorhanden ist) und der Sekundärvorspannung (dem Anteil der Spannglieder, der erst nach erfolgtem Endverschiebung des Überbaus eingebaut wird). Die Primärvorspannung wird in der Literatur auch häufig als „zentrische Vorspannung“ und die Sekundärvorspannung als „exzentrische Vorspannung“ bezeichnet.

Die Primärvorspannung besteht aus nahezu geradlinig verlaufenden Spanngliedern im nachträglichen Verbund, die in den Gurtplatten des Hohlkastens angeordnet werden. Die Spannglieder der Primärvorspannung werden in der Regel über zwei Takte geführt und dann an jeder zweiten Taktfuge durch eine Spanngliedkoppelung verlängert.

Die Verteilung der Spannglieder der Primärvorspannung auf die Gurte der Bodenplatte und der Fahrbahnplatte erfolgt dabei unter Berücksichtigung der Schwerlinie des Hohlkastens im besten Fall so, dass der vorhandene Regelquerschnitt des Hohlkastens durch diese Spannglieder einer zentrischen Pressung ausgesetzt wird. In der heutigen Ausschreibungspraxis wird aus geometrischen Gründen häufig ein viel zu hoher Anteil der Primärvorspannung in der Bodenplatte angeordnet. Damit liegt keine „zentrische Vorspannung“ mehr vor und es sind damit nennenswerte Zwangsmomente aus Vorspannung bereits beim Einschub statisch

zu berücksichtigen. Dies lässt sich im Ausführungsfall meist nicht mehr korrigieren, da eine Umverteilung der Spannglieder von der Bodenplatte in die Fahrbahnplatte eine Auswirkung auf den in der Ausschreibung vorgegebenen Regelquerschnitt hat.

Vor Einführung der Mischbauweise bestand die Sekundärvorspannung aus in den Hohlkastenstegen angeordneten girlandenförmig (exzentrisch) geführten Spanngliedern im nachträglichen Verbund. Die Verankerungen dieser Spannglieder befanden sich an Steglisenen, die etwa im Viertels-Punkt der Feldlänge angeordnet wurden. Bei der Führung dieser Spannglieder wurde insbesondere im Stützenbereich die volle statisch zur Verfügung stehende Nutzhöhe des Querschnitts ausgenutzt. Je nach statischem Erfordernis überlappten sich diese Spannglieder in den Stützenachsen. Damit war in Abhängigkeit dieses Überlappungsgrads in den Stützenachsen immer eine höhere Spannkraft aus Sekundärvorspannung vorhanden als in den Feldbereichen. Durch die Wahl des Überlappungsgrads wurde sichergestellt, dass der Spannungsnachweis in der Stützenachse eingehalten war. Insbesondere bei größeren Stützweiten wurden im Einzelfall zur Einhaltung des Spannungsnachweises in Feldmitte neben den überlappenden girlandenförmigen Stegspanngliedern zusätzliche „exzentrische“ Bodenplattenspannglieder über Bodenplattenlisenen als Sekundärvorspannglieder angeordnet.

Die Verteilung der Gesamtspannkraft auf die Primärvorspannung und die Sekundärvorspannung erfolgte so, dass in der Regel nur so viel Primärvorspannung angeordnet wurde, wie es für die Einhaltung der Spannungsnachweise im Bauzustand (Einschiebevorgang) erforderlich war. Der weitere Spannkraftbedarf für die Nachweise im Endzustand wurde durch die Sekundärvorspannung abgedeckt. Diese Vorgehensweise hatte den Vorteil, dass der Anteil der Sekundärvorspannung immer vergleichsweise hoch war. Dies ist hinsichtlich der zu erwartenden Durchbiegung des Bauwerks in Feldmitte sehr wichtig. Während die Primärvorspannung keine Vertikalverformung zur Folge hat, bewirkt die Sekundärvorspannung eine Vertikalverformung nach oben, dem Eigengewicht entgegen. Bei den früher beim Taktschieben gebräuchlichen Stützweiten von etwa $l = 45,0\text{ m}$ war damit auch ohne eine bauliche Feldmittenüberhöhung (die wie oben erläutert nur mit gewissem Aufwand im Taktkeller ausführbar ist) in Feldmitte keine große Durchbiegung in Feldmitte nach unten zu erwarten.

Mit Einführung der Mischbauweise vor etwa 20 Jahren wurden bei Hohlkastenbrücken Stegspannglieder im Bereich der Bundesfernstraßen verboten. Stattdessen wurde die Verwendung von externen Spanngliedern vorgeschrieben. Der Anteil der Spannkraft der externen Spannglieder an der Gesamtspannkraft soll dabei mehr als 20 % betragen. Außerdem ist die Möglichkeit einer feldweisen Verstärkung durch zusätzliche externe Spannglieder konstruktiv vorzusehen.

Nach einer gewissen Übergangszeit führte diese geänderte Vorgabe zur heute häufig gebräuchlichen Ausschreibungspraxis.

Bei der Verwendung von externen Spanngliedern kann die statische Nutzhöhe des Hohlkastens nicht voll ausgenutzt werden. Die externen Spannglieder verlaufen oberhalb der Bodenplatte und unterhalb der Fahrbahnplatte. Die Anforderung, die Möglichkeit einer feldweisen Verstärkung vorzusehen, wird häufig so gelöst, dass im Stützquerträger Fest- oder Spannanker für die Vorsorgespannglieder vorgesehen werden. Beide angesprochenen Punkte führen dazu, dass einerseits zur besseren Ausnutzung der statischen Nutzhöhe in der Stützenachse und andererseits zur konstruktiv günstigeren Kraftweiterleitung der Anker für die externen Spannglieder die Stützquerträger monolithisch verbunden mit der Fahrbahnplatte des Hohlkastens verbunden werden.

Diese Vorgehensweise verletzt ein weiteres Grundprinzip des Herstellverfahrens Taktschieben. Denn beim Taktschieben ist der Grundgedanke, dass die Deckenschalung für die Fahrbahn innerhalb des Hohlkastens in Gänze in den Folgetakt verschoben wird. Dies ist allerdings geometrisch nur möglich, wenn der Stützquerträger um etwa 40 cm von der Fahrbahnplatte abgesetzt ist. Sobald der Stützquerträger mit der Fahrbahnplatte monolithisch verbunden ist, muss die Deckenschalung kleinteilig durch die Türöffnung des Stützquerträgers transportiert werden.

Daher ist es für eine wirtschaftliche Anwendung des Bauverfahrens Taktschieben besser, die statische Nutzhöhe der externen Spannglieder nicht voll auszunutzen und den Stützquerträger von der Fahrbahnplatte abzusetzen. Die Anker für die externen Spannglieder werden dann sinnvollerweise an den Umlenkstellen platziert.

Außerdem erschwert die Anordnung von externen Spanngliedern im Hohlkasten die Zugänglichkeit der Hohlkasteninnenwände für die Bauwerksprüfung. Falls die Entwässerungsleitung der Bauwerksentwässerung zusätzlich im Hohlkasteninneren geführt wird, bewirkt dies eine weitere Einschränkung des zur Verfügung stehenden Platzes für die Anordnung von externen Spanngliedern. Zudem sind die externen Spannglieder deutlich teurer als Spannglieder im nachträglichen Verbund.

Unter Berücksichtigung obiger Punkte ist die heutige Ausschreibungspraxis aus durchaus sinnvollen Gründen inzwischen dazu übergegangen, nur so viele externe Spannglieder auszusprechen, dass die Mindestanforderung hinsichtlich der geforderten 20 % der Spannkraft aus externen Spanngliedern bezogen auf die Gesamtspannkraft eingehalten ist. Der für die Einhaltung der Dekompressionsnachweise im Endzustand fehlende Spannkraftanteil wird durch Spannglieder im nachträglichen Verbund abgedeckt.

Zur Vermeidung von zusätzlichen erforderlichen Bodenplattenlisenen oder auch Deckenlisenen zum Einbau von Spanngliedern im nachträglichen Verbund

nach erfolgtem Endverschiebung wird der komplette für den Endzustand erforderliche Anteil an Spanngliedern im nachträglichen Verbund nun häufig als Primärvorspannung geradlinig über die gesamte Bauwerkslänge in den Gurten der Bodenplatte und der Fahrbahnplatte angeordnet.

Wie erläutert, hat sich durch die Einführung der Mischbauweise das Vorgehen hinsichtlich der Anordnung der Primär- und Sekundärvorspannung bei der Herstellung einer Brücke im Taktschiebeverfahren komplett geändert. Vor Einführung der Mischbauweise wurde die Menge der Primärvorspannung minimiert (nur so viel Primärvorspannung, wie im Bauzustand statisch erforderlich ist), während nach Einführung der Mischbauweise die Menge der externen Spannglieder minimiert wird (um gerade die zur Einhaltung der 20%-Regel erforderliche Menge einzubauen).

Häufig wird hierbei allerdings übersehen, dass die geänderte Herangehensweise bei der Wahl der Vorspannung sich sehr ungünstig auf die Durchbiegung des Bauwerks in Feldmitte im Endzustand auswirkt. Durch den geringeren Anteil an exzentrischer Sekundärvorspannung fehlen die dem Eigengewicht entgegenwirkenden Durchbiegungskomponenten. Dem kann nur durch eine im Taktkeller aufwendig herzustellende Überhöhung des Querschnitts entgegengewirkt werden.

Wie oben dargelegt, handelt es sich beim Taktschiebeverfahren zur Herstellung von Massivbrücken um ein sehr flexibles und dem Grunde nach wirtschaftliches Bauverfahren. Durch die im Laufe der Zeit veränderten normativen Vorgaben und die geänderte Ausschreibungspraxis werden allerdings vermehrt Brückenbauwerke ausgeschrieben, bei denen die Randbedingungen für eine wirtschaftliche Anwendung des Taktschiebeverfahrens nur bedingt gegeben sind. Durch den Ausschluss von Nebenangeboten lässt sich das in der Ausschreibung vorgegebene Herstellverfahren der Brücke nach erfolgter Ausschreibung nicht mehr ändern. Auch muss die Notwendigkeit jeder Änderung am Regelquerschnitt, die zu einer Erhöhung der erforderlichen Betonmenge führt, im Beauftragungsfall dem Auftraggeber „bewiesen“ werden. Umso wichtiger ist es, dass sich die Entwurfsverfasser bei der Erstellung des Bauwerksentwurfs über die spezifischen Randbedingungen für den wirtschaftlichen Einsatz des Taktschiebeverfahrens bewusst sind. Der Regelquerschnitt des Bauentwurfs muss so durchgestaltet sein, dass eventuell erforderliche Änderungen des Regelquerschnitts aufgrund von ungünstigen Trassierungsvorgaben im Taktkeller verwirklicht werden können.

2.1.3 Herstellung von Massivbrücken auf Vorschubrüstung

Einfluss normativer Vorgaben zur Spannliedführung auf das Bauverfahren

Die Herstellung von Brücken mithilfe einer Vorschubrüstung ist wie auch das Taktschiebeverfahren ein lang bewährtes und erprobtes Verfahren, um längere Massivbrücken herzustellen. Es kommt in der Regel dann zum Einsatz, wenn aus Gründen der Bauwerkstrassierung das Taktschiebeverfahren nicht geeignet ist und wenn die Herstellung auf Traggerüst aufgrund einer großen Bauwerkslänge oder auch einer großen Bauwerkshöhe unwirtschaftlich wird.

Die Herstellung einer Brücke mithilfe einer Vorschubrüstung erfolgt in der Regel bauabschnittsweise. Die Herstelllängen der einzelnen Bauabschnitte sind üblicherweise identisch mit den Feldlängen l , wobei die Bauabschnittsfuge zwischen 0,1 l und 0,2 l angeordnet wird. Als Regelquerschnitt des Überbaus kommt dabei üblicherweise ein Hohlkastenquerschnitt zum Einsatz. Die Überbaubauabschnitte werden dann in der Regel in zwei Teilbauabschnitten hergestellt. Zunächst wird der Hohlkastentrog betoniert. Erst nach erfolgter Teilvorspannung des Trogs wird die Fahrbahnplatte betoniert und anschließend vorgespannt.

Vor Einführung der Mischbauweise bestand die Vorspannung nahezu ausschließlich aus girlandenförmig im Steg geführten Spannliedern im nachträglichen Verbund, die je nach statischem Erfordernis in der Stützenachse überlappt angeordnet wurden. Nur ausnahmsweise wurden zusätzliche Gurtplattenspannlied in der Bodenplatte im nachträglichen Verbund angeordnet. Die Stegspannlied wurden dabei so weit wie möglich an der offenen Bauabschnittsfuge angespannt. Falls dies aus geometrischen oder statischen Gründen nicht möglich war, erfolgte das Anspannen an einer seitlichen Stegvoute. Die Festanker wurden in der Regel im Steg selbst einbetoniert oder wurden, sofern die Spannlied aus statischen Gründen nachträglich eingeschossen werden mussten, im Bereich einer seitlichen Stegvoute angeordnet.

Die girlandenförmige Führung der Stegspannlied ermöglichte es, den zunächst im ersten Teilbauabschnitt betonierten Hohlkastentrog entsprechend der Beanspruchung vorzuspannen, die der Hohlkastentrog bei der im zweiten Teilbauabschnitt erfolgten Betonage der Fahrbahnplatte erfährt. Die Stegspannlied befanden sich in Feldmitte im Steg unten und in der Stützenachse teilweise unterhalb der Arbeitsfuge zur Fahrbahnplatte im Steg oben. Damit war gewährleistet, dass der Trog im Zwischenbauzustand der Betonage der Fahrbahnplatte über seine gesamte Länge entsprechend seiner Beanspruchungslinie vorgespannt werden konnte.

Mit Einführung der Mischbauweise wurden Stegspannlied – auch wegen der immer wieder auftretenden Betonierschäden im Bereich der stark mit Spannliedhüllrohren durchdrungenen, hoch bewehrten Ste-

ge – im Bereich der Bundesfernstraßen ausgeschlossen. Stattdessen wurde der Einbau von externen Spannliedern vorgeschrieben.

Während die prinzipielle Herstellweise des Hohlkastens in zwei Teilbauabschnitten sich nicht änderte, hatte die geänderte normative Vorgabe zur Mischbauweise eine signifikante Änderung der prinzipiellen Spannliedführung für die Herstellbauweise mithilfe einer Vorschubrüstung zur Folge.

Da der Einbau der externen Spannlied üblicherweise erst nach Fertigstellung des gesamten Brückenrohbaus erfolgt, stehen in den Zwischenbauzuständen nur die Spannlied im nachträglichen Verbund zur Verfügung. Diese Spannlied dürfen mit der neuen normativen Vorgabe nur in den Gurten der Fahrbahnplatte und der Bodenplatte angeordnet werden.

Unter Berücksichtigung der abschnittswisen Hohlkastenherstellung in Teilbauabschnitten bedeutet dies, dass nach der Betonage des Hohlkastentrog nur Spannlied in den Gurtplatten der Bodenplatte angespannt werden können. Erst nach Erhärten der Fahrbahnplatte können nun auch Spannlied in der Gurtplatte der Fahrbahnplatte angespannt werden. Ohne die vor Einführung der Mischbauweise angeordneten Spannlied in den Stegen, hat die Herstellung einer Spannbetonhohlkastenbrücke mithilfe einer Vorschubrüstung damit die nachfolgenden statischen Schwächen.

Es gibt keine im Verbund liegenden Spannlied, die über eine komplette Stützweite durchlaufen. Stattdessen liegt nur eine Spannliedübergreifung zwischen den Spannköpfen der Bodenplatte und den Spannköpfen der Fahrbahnplatte vor. Dies führt zu ungünstigen schiefen Hauptzugspannungen in den Stegen, insbesondere dann, wenn die Übergreifungslänge konstruktiv zu kurz gewählt wurde. Außerdem ist ein besonderes Augenmerk auf die Zugkraftdeckung zu legen. Bei beiden angesprochenen Punkten ist es kurz nach Verbot der Stegspannlied beim Neubau von Spannbetonbrücken zu Schäden gekommen.

Außerdem wird während der Betonage der Fahrbahnplatte das Betongewicht der Fahrbahnplatte (Teilbauabschnitt 2) gemeinsam von der Vorschubrüstung und vom bereits erhärteten Trog (Teilbauabschnitt 1) abgetragen. Der Trog erhält dann im Bereich der Innenstütze, die der offenen Bauabschnittsfuge zugewandt ist, an der Oberseite aus dem entstehenden Stützmoment eine Zugbeanspruchung. Diese Zugbeanspruchung muss durch schlaffe Bewehrung abgedeckt werden, da hier keine Gurtspannlied angeordnet sein können (die Fahrbahnplattengurte werden erst im Teilbauabschnitt 2 betoniert). Außerdem erhält die Bodenplatte des Hohlkastentrog aus dem auftretenden Feldmoment eine Zugbeanspruchung. Auf die vorhandene Länge der Bodenspannlied wird diese Zugbeanspruchung nach Vorgabe der Normen überdrückt. Allerdings ist das Feldmoment im Bauzustand zur Innenstütze hin, die der offenen Bauabschnittsfuge zugewandt ist, deutlich bauchiger als im Endzustand. Der

Bereich zwischen den Spannankern der Bodenplatten-spannglieder und dieser Innenstütze wird üblicherweise, normkonform schlaff bewehrt ausgeführt.

Wie erläutert treten bei diesem Herstellverfahren zwingend, aber auch normkonform im Bauzustand bereits unter Eigengewicht Beanspruchungen auf, die der Spannbetonhohlkastentrog schlaff bewehrt abtragen muss. Eine Spannungsbegrenzung ist für die betroffenen Bereiche in der normativen Vorgabe nicht gefordert. Damit können bauartbedingt schon bei der Herstellung der Brücke Risse in den schlaff bewehrten Bereichen auftreten.

Zur Vermeidung dieser Probleme ist es statisch absolut sinnvoll, Spannglieder in den Stegen anzuordnen, die von Bauabschnittsfuge zu Bauabschnittsfuge laufen. Diese Spannglieder müssen so angeordnet sein, dass sie nach der Erhärtung des Trogs vorgespannt werden können. Dazu ist es ausreichend, wenn die Hüllrohre der Spannglieder im Bereich der Stützenachse nicht über die Arbeitsfuge zwischen Steg und Fahrbahnplatte laufen. Andernfalls könnten sie erst nach Betonage der Fahrbahn vorgespannt werden.

Daher gibt es aktuell im Zuge der Einführung der neuen BEM-ING, Teil 1 (Abschnitt 2: Betonbrücken) [3] u. a. Überlegungen, Stegspannglieder im nachträglichen Verbund unter einschränkenden Randbedingungen wieder zuzulassen. Die einschränkenden Randbedingungen sollen vermeiden, dass sich die prinzipielle Spanngliederführung wieder auf die Zeit vor Einbau der Mischbauweise umstellt. Es sollen nicht wieder die gleichen Betonierschäden in den Stegen auftreten wie zuvor. Aus diesem Grund sollen konstruktive Vorgaben erfolgen, die dies verhindern [3].

2.1.4 Der Regelquerschnitt des Überbaus im Spannungsfeld zwischen ingenieurtechnischen und bauvertraglichen Randbedingungen

Da es heutzutage Praxis ist, dass Nebenangebote in der Ausschreibung ausgeschlossen sind, werden in der Regel die ausgeschriebenen Bauentwürfe umgesetzt. Aus diesem Grund ist es aus bauvertraglichen Gründen sehr wichtig, dass der Ausschreibungsentwurf umsetzbar ist. Zwar steht auf jedem Ausschreibungsplan die Öffnungsklausel „endgültige Abmessungen nach statischen, konstruktiven und wirtschaftlichen Erfordernissen“, aber die Deutungshoheit, welche Änderungen von Abmessungen unter diese Regelung fallen, liegt allein beim Auftraggeber (AG).

Da Änderungen von Abmessungen in der Regel zu Mengenveränderungen führen, die sich in irgendeiner Form innerhalb des Bauvertrags monetär auswirken, muss vom Auftragnehmer (AN) in der Regel statisch belegt werden, dass die beabsichtigte Änderung tatsächlich statisch erforderlich ist oder keine negative monetäre Auswirkung hat. Vor einer Zustimmung zu dieser Änderung durch den AG muss die Notwendigkeit dieser Änderung in der Regel durch den Prüflinge-

nieur, aber auch durch den Entwurfsverfasser inhaltlich bestätigt werden. Da in Einzelfällen der Prüflingenieur bereits den Bauentwurf vorgeprüft und damit die prinzipielle Baubarkeit bestätigt hat, sind zwischen sämtlichen Vertragsparteien Interessenkonflikte nicht zu vermeiden. Häufig werden deshalb Ausführungspläne durch den AG nur unter dem Vorbehalt einer vertraglichen Einigung mit dem AN zur Bauausführung freigegeben.

Dies verdeutlicht die Wichtigkeit, dass die Regelabmessungen des Ausschreibungsentwurfs statisch, konstruktiv umsetzbar sind. Sehr deutlich wird dies z. B. am Regelquerschnitt des Überbaus in Kombination mit den ausgeschriebenen und den statisch erforderlichen Spannstmengen in den Gurtplatten eines Hohlkastens.

In den jeweiligen Zulassungen des Spannstahls sind in Abhängigkeit des verwendeten Spanngliedtyps und in Abhängigkeit der vorhandenen Betondruckfestigkeit beim Anspannen des Spannglieds Mindestabstände der Spannanker und Mindestachsabstände von Spannankern angegeben. Allerdings berücksichtigen diese Mindestabstände nicht die besonderen konstruktiven Belange im Brückenbau. So sind bei der Festlegung der erforderlichen Gurtplattendicke im Brückenbau die Betondeckung, ein außenliegendes Montageeisen, jeweils zwei Bewehrungslagen Längs- und Querbewehrung und die Außenabmessung der nach Zulassung erforderlichen Zulagebewehrung zu berücksichtigen. Außerdem werden die Spannglieder in der Regel schon zu einem Zeitpunkt vorgespannt, zu dem der Beton seine planmäßige Endfestigkeit noch nicht erreicht hat.

In den Fällen, in denen nach Ansicht des Ausführungsplaners des AN (der im Übrigen für eine vertragsgemäße Betonage im Ankerbereich haftet) die im Zuge des Bauentwurfs gewählte Gurtplatte des Regelquerschnitts zu dünn ist, muss nun der Ausführungsplaner dem AG beweisen, dass die ausgeschriebene Gurtplattendicke nicht oder ggf. nur konstruktiv nicht ausführbar ist. Dies gestaltet sich häufig schwierig und langwierig, da der AG in der Regel jede Änderung am Regelquerschnitt bzw. eventuelle monetäre Auswirkungen dieser Änderung vermeiden möchte. Aktuell ist für die Wahl der Gurtplattendicke als Ergänzung zu den Vorgaben der Spannstahlzulassung daher in der sich in Bearbeitung befindenden Neufassung der BEM-ING, Teil 1 (Abschnitt 2: Betonbrücken) [3] eine entsprechende Empfehlung in Arbeit.

Die gleiche Problematik liegt bei der Vorgabe der prinzipiellen Spanngliederführung im Ausschreibungsentwurf vor. Falls im Bauentwurf einer Taktschiebebrücke z. B. keine nach Endverschiebung in den Bodenplatten oder Deckenplatten einzubauenden Spannglieder im nachträglichen Verbund vorgesehen sind, muss der Ausführungsplaner dem AG beweisen, dass es statisch sinnvoll oder notwendig ist, diese Spannglieder anzuordnen. Schließlich hat die Anordnung dieser Spannglieder dann deutliche monetäre Auswirkungen. Sofern diese Spannglieder im Ausschreibungsentwurf be-

reits vorgesehen sind, die in der Ausführung dann nicht benötigt werden, sind dahingehend keine Mehrkosten zu erwarten.

Wie erläutert ist es unter Berücksichtigung der heutigen Ausschreibungspraxis (keine Nebenangebote zulässig) extrem wichtig, dass der Ausschreibungsentwurf hinsichtlich der statischen und der konstruktiven Durchbildung sehr genau durchgeplant und auf das jeweils vorgesehene Herstellverfahren abgestimmt ist. Eventuelle Schwächen des Entwurfs können – da meist der Ausschreibungsentwurf beauftragt wird – in der Ausführungsplanung in der Regel auch nicht (mehr) durch Nebenangebote „geheilt“ werden.

2.1.5 Entwicklung der Querschnittsbreiten von Brücken im Zuge von Bundesautobahnen

2.1.5.1 Allgemeines

Insbesondere beim Ersatzneubau von Brücken im Zuge von hoch belasteten Strecken der Bundesautobahnen werden bestehende Fahrbahnen mit zwei Fahrstreifen je Fahrtrichtung häufig verbreitert, sodass zur Steigerung der Kapazität des Straßenquerschnitts ein dritter Fahrstreifen je Richtungsfahrbahn angeordnet werden kann. Bei drei Fahrstreifen je Richtungsfahrbahn sind die Strecken gemäß den Richtlinien für die Anlage von Autobahnen dann mit dem Regelquerschnitt RQ 36 auszuführen. Für Brückenbauwerke bedeutet dies, dass die Fahrbahnbreite zwischen den Schrammborden mindestens 14,5 m beträgt.

Aufgrund dieser Anforderung müssen die Überbauten der neu geplanten Brücken auf entsprechend hoch belasteten Strecken im Zuge der Bundesautobahnen i. d. R. deutlich breiter sein als noch vor ca. 15 Jahren. Damals lagen die Fahrbahnbreiten zwischen den Schrammborden oft in der Größenordnung von 12,0 m. Während bei Autobahnbrücken früher eine Gesamtbreite von etwa 15,0 m zwischen den Geländern der Regelfall war, sind die Überbauten heute oft mindestens 18,0 m breit.

Die größeren Querschnittsbreiten von Überbauten haben Auswirkungen auf die Konstruktion der Bauwerke. Nach den aktuellen Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und die Ausstattung von Ingenieurbauten RE-ING [7] ist vorgesehen, dass beim Entwurf von Brücken möglichst auf Querspannglieder verzichtet werden soll. Gleichzeitig ist in DIN EN 1992-2/NA [19] geregelt, dass bei Überbauten ohne Quervorspannung die Betonrandzugspannungen zu begrenzen sind. Bei der Begrenzung der Betonrandzugspannungen handelt es sich um ein Entwurfskriterium, mit dem sichergestellt werden soll, dass die Fahrbahnplatten ausreichend robust und schwingungsarm geplant werden.

Bei Querschnitten mit großen Abständen zwischen den Stegen müsste zur Erfüllung der genannten Anforderungen die Plattendicke der Fahrbahnplatten entsprechend dick gewählt werden. Damit kann dieser Nachweis maßgebend für die Wahl der Querschnitts-

abmessungen werden. In diesem Fall müsste die Fahrbahnplatte dicker ausgebildet werden, als es z. B. zur Anordnung von Spannankern in der Fahrbahnplatte erforderlich wäre. Dies hat ein entsprechend hohes Eigengewicht des Überbaus zur Folge.

Eine andere Möglichkeit zur Einhaltung der Anforderungen an die Betonrandzugspannungen bei Vermeidung von unnötig starken Fahrbahnplatten ist die Wahl eines Querschnitts mit mehreren Stegen. Hierdurch wird die Stützweite der Fahrbahnplatte in Bauwerksquerrichtung und auch die Kragarmlänge reduziert, wodurch sich die Anforderungen an die Begrenzung der Randzugspannungen der Fahrbahnplatte auch mit üblichen Fahrbahnplattendicken einhalten lassen.

Aus diesem Grund werden aktuell mehrere Bauwerke im Zuge von sechsstreifigen Bundesautobahnen mit Regelquerschnitt RQ 36 als zweizellige (dreistellige) Hohlkastenquerschnitte geplant bzw. ausgeführt. Auch die Talbrücke Kalteiche im Zuge der BAB 45 hat einen solchen Querschnitt (Bild 3). Dieses Bauwerk wurde im Taktschiebeverfahren hergestellt. Es ist nach Kenntnis der Autoren der erste zweizellige Hohlkasten, der während des Einschubs nur an den äußeren Stegen gelagert wurde.

Bei noch breiteren Fahrbahnen (z. B. RQ 43,5 für achtstreifige Autobahnstrecken) bietet sich ein Querschnitt mit zwei separaten Hohlkästen an, wie u. a. bei der Lahntalbrücke Limburg im Zuge der BAB 3 gewählt wurde (Bild 4). Das Tragverhalten dieses Querschnitts ist vergleichbar mit dem eines Plattenbalkenquerschnitts. Der Überbau der Lahntalbrücke Limburg, vgl. [4, 5], wurde mit Ausnahme der Randfelder (Herstellung auf Traggerüst) im Freivorbauverfahren hergestellt. Der Querschnitt des Überbaus erforderte den Einsatz von zwei Freivorbauern je Vorbauseite. Im Taktschiebeverfahren wurde ein solcher Querschnitt nach Kenntnis der Autoren bislang nicht hergestellt.

Im Netz der Bundesautobahnen ist der Regelquerschnitt RQ 36 deutlich häufiger anzutreffen als der Regelquerschnitt RQ 43,5. Entsprechend wird auch der zweizellige Hohlkasten deutlich öfter ausgeführt als der Querschnitt mit zwei separaten Hohlkästen. Aufgrund der Besonderheit des zweizelligen Hohlkastenquerschnitts wird im Folgenden im Wesentlichen auf diesen Querschnittstyp eingegangen.

2.1.5.2 Tragverhalten von ein- und zweizelligen Hohlkästen

Um das Tragverhalten von zweizelligen Hohlkästen zu beschreiben, wird zunächst das Tragverhalten von einzelligen Hohlkastenquerschnitten betrachtet. Der Lastabtrag eines einzelligen Hohlkastens unter der Einwirkung einer exzentrischen Last ist in Bild 5 dargestellt.

Eine exzentrisch angreifende Last kann durch Lastumordnung in einen symmetrischen und einen antimetrischen Lastanteil aufgeteilt werden. Der antimetrische

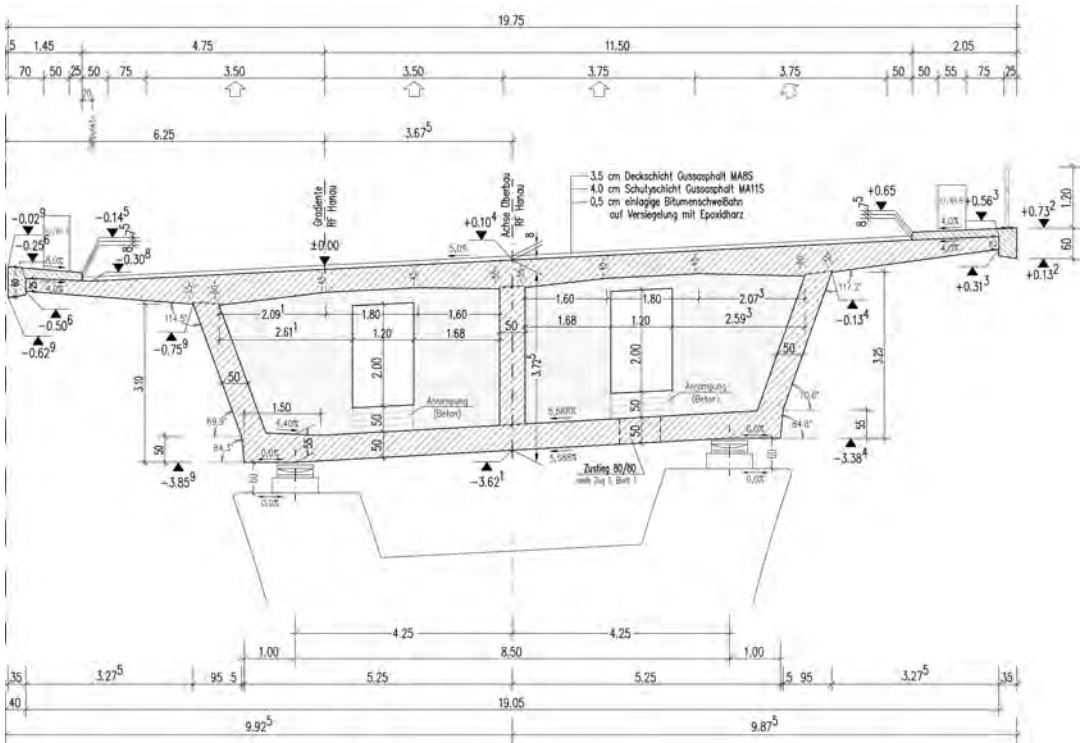


Bild 3. Regelquerschnitt eines Überbaus der Talbrücke Kalteiche BAB 45 mit einer Fahrbahnbreite zwischen den Schrammborden von 15,75 m (RQ 36 + Einfädelspur) (Darstellung: Büchting + Streit AG)

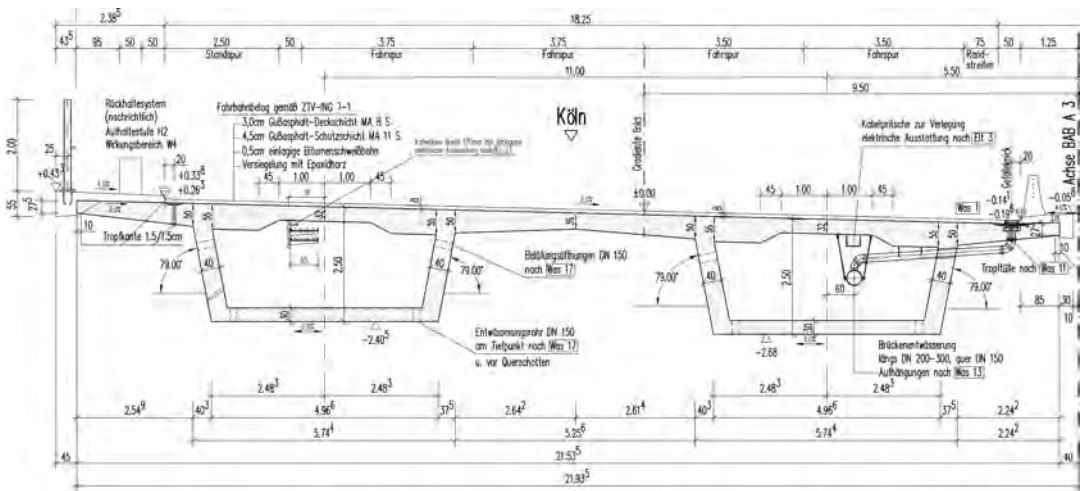


Bild 4. Regelquerschnitt eines Überbaus der Lahntalbrücke Limburg BAB 3 mit einer Fahrbahnbreite zwischen den Schrammborden von 18,25 m (RQ 43,5) (Darstellung: Büchting + Streit AG)

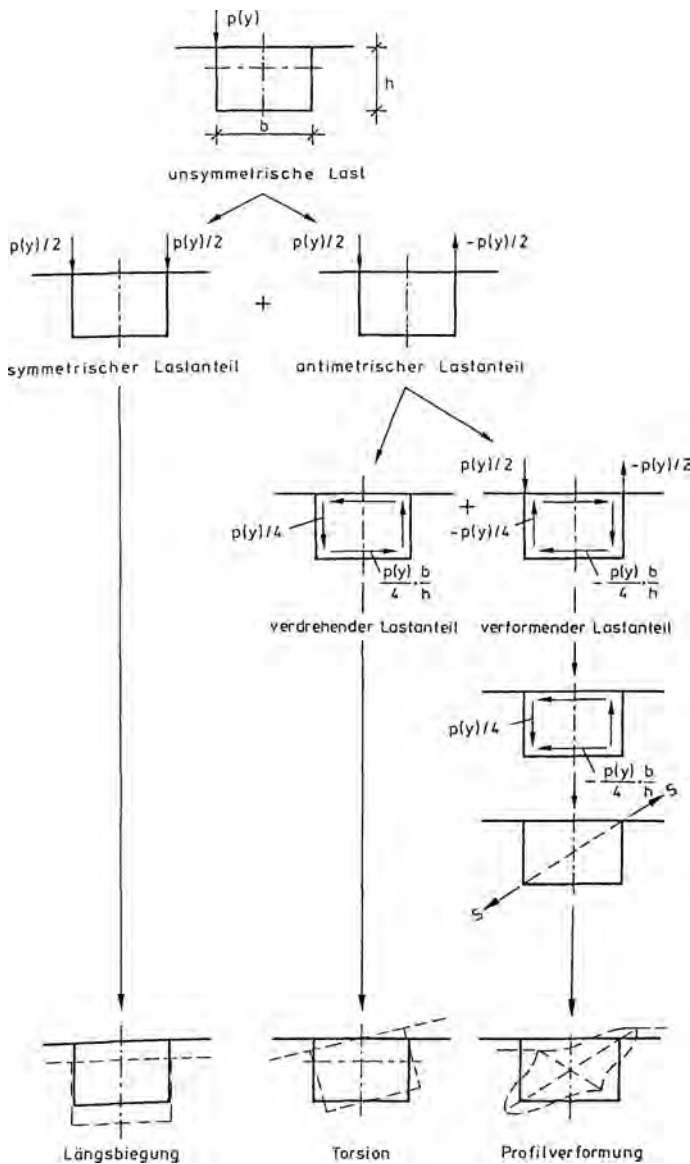


Bild 5. Aufteilung einer exzentrischen Last in symmetrische und antimetrische Anteile beim einzelligen Hohlkasten (aus [9])

Anteil lässt sich wiederum in einen verdrehenden und einen verformenden Anteil aufspalten. Die genannten Anteile verursachen eine Torsionsbeanspruchung bzw. eine Profilverformung. Die aus der Torsionsbeanspruchung zusätzlich resultierende Wölbkrafttorsion wird hier nicht berücksichtigt, da deren Einfluss im Massivbrückenbau in der Regel von untergeordneter Bedeutung ist.

Für den Abtrag der antimetrischen Lastanteile stehen beim Hohlkasten mit der Torsion und der Profilverformung zwei verschiedene Tragmechanismen zur Verfügung. Es liegt somit ein innerlich statisch unbestimmtes System vor. Die jeweilige Größe der verdrehenden

bzw. verformenden Anteile ist abhängig von der Steifigkeit der Hauptträger in Längsrichtung, der Steifigkeit des Querschnitts in Querrichtung sowie von der Anordnung von aussteifenden Querträgerscheiben.

Beim zweizelligen Hohlkastenquerschnitt kann beim symmetrischen Lastanteil zwischen einem gleichmäßig auf die Stege verteilten Anteil und einem Lastunterschied zwischen den Außenstegen und dem Mittelsteg unterschieden werden. Schon unter symmetrischer Lasteinwirkung können daher – abhängig von der Aussteifung des Querschnitts – unterschiedliche Beanspruchungen in den einzelnen Stegen vorliegen (Bild 6) [8].

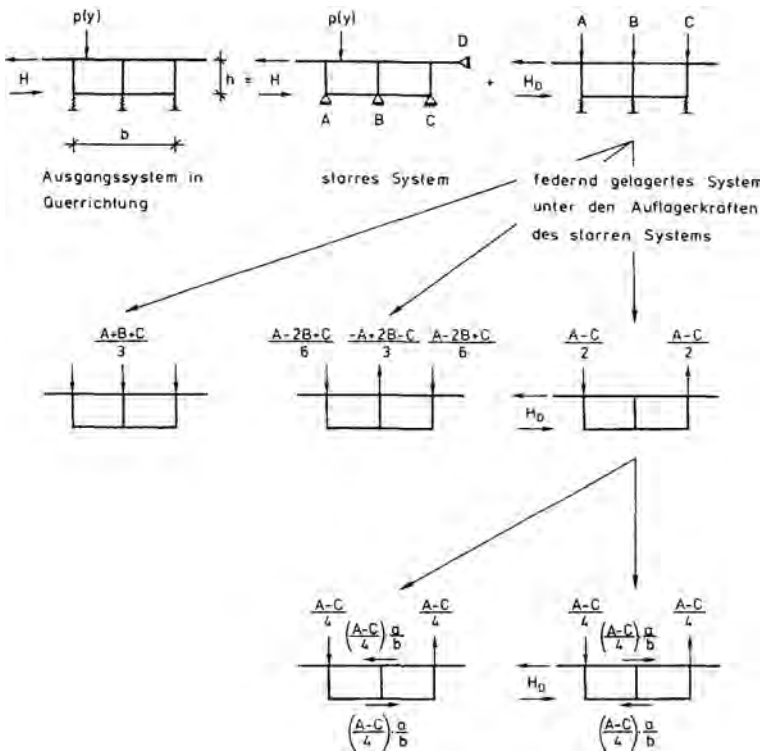


Bild 6. Aufteilung einer exzentrischen Last in symmetrische und antimetrische Anteile beim zweizelligen Hohlkasten (aus [8])

Unter exzentrischen Lasten erzeugt der verdrehende Lastanteil beim zweizelligen Hohlkasten einen umlaufenden Torsionsschubfluss, der etwa jenem entspricht, der im einzelligen Hohlkasten unter gleicher Torsionsbeanspruchung auftritt. Hinsichtlich des verformenden Lastanteils können jedoch – anders als beim einzelligen Hohlkasten – in beiden Hohlkastenzellen unterschiedliche Profilverformungen entstehen.

Die Gegenüberstellung des Abtrags einer exzentrisch angeordneten Einzellast zeigt, dass beim zweizelligen Hohlkasten mit dem Lastanteil des mittleren Stegs im Vergleich zum einzelligen Hohlkasten zusätzliche Freiheitsgrade vorhanden sind. Diese bewirken, dass beim zweizelligen Kastenquerschnitt sowohl unter symmetrischen als auch unter unsymmetrischen Lasten in den einzelnen Stegen deutlich unterschiedliche Beanspruchungen vorhanden sein können. Bemerkenswert ist, dass der Querschnitt abhängig von den Steifigkeitsverhältnissen der einzelnen Stege sowie von den jeweiligen Lastezugsflächen schon unter symmetrischen Lasteinwirkungen eine Profilverformung erfährt [8]. Das Tragverhalten von zweizelligen Hohlkästen ist somit deutlich komplexer als das Tragverhalten von einzelligen Hohlkästen.

Die höhere Empfindlichkeit für Profilverformungseffekte von zweizelligen Hohlkästen gegenüber einzelligen Hohlkästen wurde auch in einer Parameterstudie an Berechnungen mit Finite-Elemente-Modellen nachgewiesen [9]. In der genannten Textstelle wird dar-

auf hingewiesen, dass die nach DIN 1075 [18] unter bestimmten Randbedingungen erlaubte Idealisierung des Querschnitts als torsionssteifer Stab teilweise erheblich auf der unsicheren Seite liegt. Die Randbedingungen für die Abbildung des Überbaus als torsionssteifer Stab wurden aus DIN 1075 auch in DIN EN 1992-2/NA [19] übernommen und sind somit noch heute im Regelwerk verankert. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass sich zwischenzeitlich der einzellige Hohlkastenquerschnitt gegenüber dem mehrzelligen Hohlkasten als Regelbauweise durchgesetzt hatte. Außerdem sind nur wenige Schadensfälle bekannt, die sich ausschließlich auf die Effekte der Profilverformung zurückführen lassen [8].

Da mehrzellige Hohlkästen aus den o. g. Gründen jedoch aktuell wieder häufiger zur Ausführung kommen, sollte der Einfluss der Profilverformung insbesondere bei diesen Querschnitten besonders beachtet werden.

2.1.5.3 Modellierung zweizelliger Überbauten zur Berücksichtigung der Profilverformung

Der Einfluss der Profilverformung hängt im Wesentlichen vom Querschnitt des Überbaus, den Stützweiten und von der Anordnung von Querträgerscheiben im Überbau ab. Die Erfassung der Auswirkungen der Profilverformung kann unter Berücksichtigung der individuellen Randbedingungen des jeweiligen Bauwerks zielführend durch eine Untersuchung eines Finite-Elemente-

mente-Systems erfolgen. Wenn auch die Bemessung des Überbaus am Finite-Elemente-Modell erfolgt, besteht die Möglichkeit, in diesem Modell auch alle Einflüsse der Profilverformung mit abzubilden.

Aufgrund des im Vergleich zum Stabwerkmodell größeren Berechnungsaufwands und der komplizierteren Auswertung der Gesamtschnittgrößen eines jeweiligen Querschnitts wird jedoch häufig eine Abbildung des Überbaus als Stabmodell bevorzugt. Im Stabwerkmodell kann der Einfluss der Profilverformung über entsprechende Lasterhöhungsfaktoren für die einzelnen Stege berücksichtigt werden. Da die Größe des Einflusses der Profilverformung auch von der Art und dem Angriffspunkt der Lasteinwirkung abhängt, sind hierbei theoretisch alle relevanten Lastfälle separat zu untersuchen, wie z. B. die ständigen Lasten, Verkehrsflächenlasten und Lasten aus Tandem-Systemen. Für die Ermittlung der jeweiligen Lasterhöhungsfaktoren wird i. d. R. jedoch ein zusätzliches Faltwerkmodell benötigt.

Als dritte Möglichkeit zur Berücksichtigung von Einflüssen der Profilverformung bieten sich entsprechende Mehrstab- bzw. Trägerrostmodelle an. Hierbei können z. B. die einzelnen Stege als separate Stäbe abgebildet werden. Da sich die Stege des Hohlkastens nicht unabhängig voneinander um die Längsachse verdrehen können, müssen hierbei die entsprechenden Verdrehfreiheitsgrade der Längsträgerstege miteinander gekoppelt werden. Außerdem ist zu beachten, dass die Torsionssteifigkeit der Einzelstege nicht relevant ist. Stattdessen ist die Torsionssteifigkeit des Hohlkastenquerschnitts im Modell zu berücksichtigen. Schließlich ist die Biegesteifigkeit der Ersatzquerträger des Trägerrostmodells entsprechend der Querbiegesteifigkeit des tatsächlichen Querschnitts zu wählen.

2.1.5.4 Einfluss der Steifigkeit der Lagerung des mittleren Stegs auf die Schnittgrößen der Längsträger

Brücken sollten nach RE-ING [7] in Bauwerksquerrichtung möglichst statisch bestimmt gelagert werden, um Zwängungen z. B. aus Temperatureinwirkungen zu vermeiden. Aufgrund der hohen Steifigkeit massiver Stützquerträger können bei einer statisch unbestimmten Lagerung des Überbaus in einer Pfeilerachse große Schnittgrößen und Lagerkräfte infolge von Zwangsbeanspruchungen auftreten.

Um dies zu vermeiden, wird i. d. R. in jeder Lagerachse ein statisch bestimmtes Lagerungssystem angestrebt. Die Lager werden entweder unterhalb der äußeren Stege oder zwischen den Stegen unterhalb des Stützquerträgers angeordnet. Hieraus ergibt sich, dass beim zweizelligen Hohlkasten der mittlere Steg indirekt gelagert ist.

Zur Untersuchung des Einflusses der Steifigkeit des Stützquerträgers auf die Beanspruchungen des Überbaus wurde der Überbau der Talbrücke Kalteiche in einem dreidimensionalen Finite-Elemente-Modell ab-

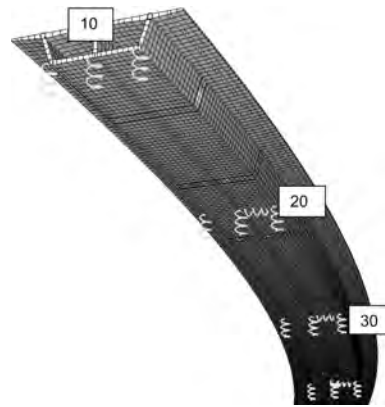


Bild 7. Finite-Elemente-Modell des Überbaus der Talbrücke Kalteiche BAB 45 (Darstellung: Büchting + Streit AG)

gebildet (Bild 7). An diesem Modell wurde der Lastfall Eigengewicht untersucht. Bei der Modellierung wurden die Stützquerträger vernachlässigt. Stattdessen wurde unter jedem Steg eine Federlagerung angeordnet. Im Modell wurden verschiedene Lastfälle im Rahmen von linear elastischen Berechnungen simuliert. Durch Variation der Federsteifigkeiten der Lagerfedern konnten die Auswirkungen unterschiedlicher Differenzverformungen zwischen dem Mittelsteg und den Außenstegen ausgewertet werden.

Hierbei zeigte sich, dass die Beanspruchung des mittleren Stegs in Längsrichtung unter anderem von der Durchbiegung des Stützquerträgers abhängig ist. Mit zunehmender Durchbiegung des Stützquerträgers entzieht sich der mittlere Steg immer mehr dem Lastabtrag in Bauwerkslängsrichtung.

Im Zuge der Untersuchung musste zunächst die tatsächlich auftretende Differenzverformung zwischen dem Mittelsteg und den Außenstegen möglichst genau bestimmt werden. In Anbetracht der Stützweite der Querträger von 8,50 m, den relativ großen Durchstiegsöffnungen in beiden Hohlkastenstellen und der Ausführung als schlaff bewehrte Bauteile ist eine zutreffende Prognose der Verformungen der Stützquerträger nicht trivial. Im vorliegenden Fall wurden daher unterschiedliche Verformungen der Stützquerträger untersucht. Im Rahmen des vorliegenden Beitrags werden zur Verdeutlichung der Auswirkungen die Ergebnisse eines Modells mit Annahme einer starren Lagerung unter allen drei Stegen verglichen mit den Ergebnissen eines Modells, bei dem das Lager unter dem Mittelsteg um 2 mm stärker einfedert als die beiden Lager unter den Außenstegen. In Anbetracht der Ausbildung der Stützquerträger stellt die untersuchte Differenzverformung einen unteren Grenzwert der zu erwartenden Verformungen dar.

Bereits eine Relativverformung von 2 mm zwischen dem Mittelsteg und den Außenstegen hat eine nennenswerte Veränderung der Schnittgrößenverteilung inner-

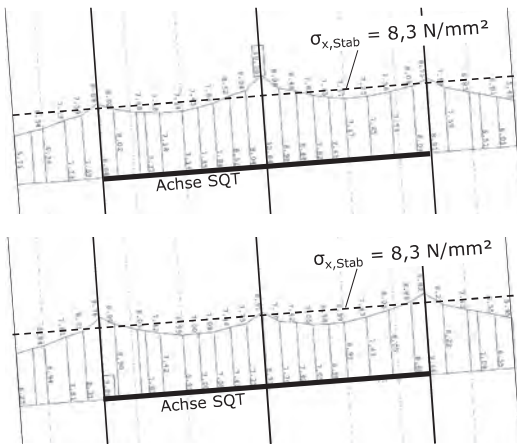


Bild 8. Verteilung der Längsnormalspannungen σ_x in der Fahrbahnplatte eines zweizelligen Hohlkastens (Beispiel); oben: bei starrer Lagerung aller drei Brückenstege, unten: bei einer vertikalen Einfederung des mittleren Stegs um 2 mm gegenüber den äußeren Stegen (Darstellung: Büchting + Streit AG)

halb des Querschnitts zur Folge. So reduziert sich das Stützmoment des mittleren Stegs im Vergleich zum starr gelagerten System um ca. 16 % (Bild 8). Da sich der Mittelsteg der Beanspruchung entzieht, nehmen die Außenstege einen Teil des vom Mittelsteg nicht aufgenommenen Biegemoments auf. Die Biegemomente in den Außenstegen nehmen in der Folge um etwa 10 % gegenüber dem starr gelagerten System zu. Das rechnerische Stützmoment des Gesamtquerschnitts stimmt bei starrer Lagerung relativ gut mit dem Ergebnis des entsprechenden Stabwerkmodells überein, während das Stützmoment bei nachgiebiger Lagerung des Mittelstegs im Vergleich zum Stabmodell abnimmt. Das Beispiel zeigt, dass die Steifigkeit der Querträger möglichst gut abgeschätzt werden muss, um für die Bemessung des Überbaus insbesondere im GZG zutreffende Beanspruchungen in Bauwerkslängsrichtung zu erhalten.

In den 1960er-Jahren wurden Stützquerträger mit nur kleinen Durchstiegsöffnungen ausgeführt. Aufgrund der heutigen Vorschriftenlage sind in Stützquerträgern dagegen relativ große Durchstiegsöffnungen erforderlich. Hierdurch ergibt sich teilweise ein relativ komplexes Tragverhalten der Stützquerträger, bei dem die Steifigkeit des Querträgers stark durch lokale Tragmechanismen beeinflusst wird.

Bei zweizelligen Hohlkästen mit großer Lagerspreizung kann darüber hinaus häufig ein Tragverhalten beobachtet werden, bei dem ein Teil der Last aus dem mittleren Steg über die Fahrbahn- und die Bodenplatte zu Außenstegen getragen wird. Dies ist insbesondere bei Überbauten mit schiefen Lagerachsen der Fall. In diesen Fällen können in Querrichtung komplexe Beanspruchungszustände entstehen, bei denen sich Effekte aus Querbiegung und Profilverformung mit Scheiben-

schubbeanspruchungen aus Gurtanschlüssen und Torsion ungünstig überlagern.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass Profilverformungen bei zweizelligen Hohlkästen im Endzustand wesentlichen Einfluss auf die Beanspruchungen der einzelnen Stege haben können. Eine Abbildung des Überbaus als Einstabmodell liegt im beschriebenen Beispiel hinsichtlich der Beanspruchungen des mittleren Stegs auf der sicheren Seite, bei den Außenstegen jedoch auf der unsicheren Seite. Hinsichtlich der Bemessung können die Auswirkungen der Profilverformung insbesondere beim Nachweis der Dekompression maßgebend werden.

2.1.5.5 Tragverhalten von Taktschiebebrücken mit zweiteiligen Hohlkastenquerschnitten im Bauzustand

In den 1960er-Jahren wurden Talbrücken häufig abschnittsweise auf Traggerüst oder auf Vorschubgerüst hergestellt. Bei dieser Bauweise wird der Stützquerträger i. d. R. zusammen mit der Bodenplatte und den Stegen hergestellt. Hierbei wird das Frischbetongewicht durch das Traggerüst aufgenommen. In dem Moment, in dem die Stege belastet werden, ist zwingend schon ein Stützquerträger vorhanden, welcher die Lasten des mittleren Stegs zu den Lagern trägt.

Bei zweizelligen Hohlkästen sind im Hinblick auf die Herstellung im Taktschiebeverfahren einige Besonderheiten zu beachten. Beim Einschub besteht grundsätzlich die Möglichkeit, alle Stege auf entsprechenden Verschiebelagern zu lagern oder nur die äußeren Stege.

Einziges den Autoren bekanntes Beispiel für einen im Taktschiebeverfahren hergestellten zweizelligen Hohlkastenüberbau mit drei Verschiebelagern je Querschnitt ist die Donaubrücke Metten [10]. Bei diesem Bauwerk handelt es sich um einen ca. 30 m breiten einteiligen Überbau. Da der Überbau sehr breit ist und zusätzlich in Bauwerksquerrichtung sehr weich ausgelegt wurde, hatten Bauungenauigkeiten im Bereich der Verschiebbahnen keine großen Schnittgrößen in Bauwerksquerrichtung zur Folge. Die Querträger wurden aus diesem Grund erst nach dem Endvershub hergestellt. Es ist zu beachten, dass bei diesem Konzept ein Vorbausehnel mit drei Längsträgern erforderlich ist.

Bei der Talbrücke Kalteiche war der Neubau eines zweizelligen Hohlkastenquerschnitts im Taktschiebeverfahren ausgeschrieben. Bei diesem Bauwerk war vorgesehen, den Überbau auf zwei Verschiebbahnen einzuschieben, die jeweils unter den äußeren Stegen angeordnet waren. Nach Kenntnis der Autoren handelt es sich hierbei um das erste Bauwerk mit zweizelligem Hohlkastenquerschnitt, das nur auf den Außenstegen eingeschoben wurde. Aufgrund der großen Steifigkeit des Querschnitts in Bauwerksquerrichtung kam ein Einschub auf drei Verschiebelagern hier nicht infrage.

Infolge des Einschubs auf zwei unter den Außenstegen angeordneten Verschiebbahnen ergaben sich