COMBRI-HANDBUCH BRÜCKEN

Teil II: Stand der Technik und Entwurf von Stahl- und Verbundbrücken

Universität Stuttgart Germany

RWTH AACHEN UNIVERSITY

cticm

LULEÅ UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Université de Liège

labein tecnalia

Sétra

Das Projekt wurde durch den Forschungsfonds für Kohle und Stahl (Research Fund for Coal and Steel - RFCS) der Europäischen Gemeinschaft finanziell unterstützt.

COMBRI-HANDBUCH BRÜCKEN

Teil II: Stand der Technik und Entwurf von Stahl- und Verbundbrücken

Das Projekt wurde durch den Forschungsfonds für Kohle und Stahl (Research Fund for Coal and Steel - RFCS) der Europäischen Gemeinschaft finanziell unterstützt.

Die Inhalte dieser Veröffentlichung wurden mit größter Sorgfalt erstellt. Für die Richtigkeit, Vollständigkeit und Aktualität der Inhalte können die Projektpartner und der Herausgeber jedoch keine Gewähr übernehmen. Eine Haftung für Schäden an Eigentum oder Personen infolge der Nutzung und Auslegung der Inhalte dieser Veröffentlichung wird nicht übernommen.

1. Auflage
Copyright © Projektpartner, 2008
Die Vervielfältigung des Werks für nicht-kommerzielle Zwecke ist gestattet, sofern die Quelle angegeben und die Verwendung dem Projektkoordinator gegenüber angezeigt wird. Eine öffentlich zugängliche Bereitstellung dieser Veröffentlichung durch andere Quellen als die der unten genannten Internetseiten bedarf der vorherigen Genehmigung durch die Projektpartner. Anfragen sind an den Projektkoordinator zu richten:

Universität Stuttgart
Institut für Konstruktion und Entwurf
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart
Telefon: 0711-685-66245
Telefax: 0711-685-66236
E-Mail: sekretariat@ke.uni-stuttgart.de

Das vorliegende Werk und weitere Dokumente, die im Rahmen des Forschungsprojekts COMBRI RFS-CR-03018 „Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures" und des Nachfolgeprojekts RFS2-CT-2007-00031 "Valorisation of Knowledge for Competitive Steel and Composite Bridges" erstellt wurden, sind kostenlos auf den nachfolgend genannten Internetseiten der Projektpartner erhältlich. Beide Projekte wurden durch den Forschungsfonds für Kohle und Stahl (Research Fund for Coal and Steel - RFCS) der Europäischen Gemeinschaft finanziell unterstützt.

Belgien:	www.argenco.ulg.ac.be
Frankreich:	www.cticm.com
Deutschland:	www.uni-stuttgart.de/ke, www.stb.rwth-aachen.de
Spanien:	www.labein.es, www.apta.org.es
Schweden:	cee.project.ltu.se

Übersetzt ins Deutsche von Benjamin Braun

Titelbilder (von links nach rechts):

Haseltalbrücke bei Suhl, Deutschland, 2006 (© KE)
Talbrücke Dambach bei Suhl, Deutschland, 2005 (© KE)
Dordogneviadukt bei Souillac, Frankreich, 2000 (© Sétra)

Vorwort

Dieses Handbuch ist ein Ergebnis des Forschungsprojekts RFS-CR-03018 „Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures - COMBRI" [15] und des Nachfolgeprojekts RFS2-CT-2007-00031 "Valorisation of Knowledge for Competitive Steel and Composite Bridges - COMBRI+", die durch den Forschungsfonds für Kohle und Stahl (Research Fund for Coal and Steel - RFCS) der Europäischen Gemeinschaft finanziell unterstützt wurden. Innerhalb des COMBRI-Forschungsprojekts wurden grundlegende Kenntnisse erworben, um die Wettbewerbsfähigkeit von Stahl- und Stahlverbundbrücken zu steigern. Dieses Wissen wurde im vorliegenden Handbuch aufbereitet und im Rahmen von Seminaren und Workshops vorgestellt. Das Handbuch besteht aus zwei Teilen:

► Teil I: Anwendung von Eurocode-Regelungen

Im COMBRI-Forschungsprojekt wurden die verschiedenen nationalen Blickwinkel der jeweiligen Partner, wie Eurocode-Regeln anzuwenden und zu verstehen sind, zusammengeführt und es wurde eine gemeinsame Sichtweise im Hinblick auf allgemeine Kenntnisse und Hintergrundinformationen entwickelt. Um dieses wertvolle Wissen zu erhalten, wurden in Teil I des COMBRI-Handbuchs [16] zwei Verbundbrücken - ein zweistegiger Plattenbalken- und ein Kastenquerschnitt - als Rechenbeispiele erarbeitet. Beide Beispiele enthalten Verweise auf aktuelle Eurocode-Regeln.

► Teil II: Stand der Technik und Entwurf von Stahl- und Verbundbrücken

Im vorliegenden Teil II des COMBRI-Handbuchs werden zunächst Bauweisen von Brücken in den Ländern der Projektpartner - Belgien, Frankreich, Deutschland, Spanien und Schweden - vorgestellt, da der Stand der Technik im Brückenbau von Land zu Land unterschiedlich ist. Dies spiegelt die derzeit gängige Brückenbaupraxis in diesen Ländern wider und neben weit verbreiteten Bauweisen werden auch außergewöhnliche Projekte mit besonderen Randbedingungen und Pilotprojekte vorgestellt. Aufbauend hierauf werden Verbesserungsmöglichkeiten für den Entwurf von Stahl- und Verbundbrücken untersucht und die konzeptionellen Möglichkeiten, aber auch die Anwendungsgrenzen, der aktuellen Eurocode-Regeln hervorgehoben.

Darüber hinaus wird die im COMBRI-Forschungsprojekt entwickelte Software ***EB****Plate* [26] zur Ermittlung der idealen Beulspannungen und deren Anwendungsmöglichkeiten für Entwurf und Bemessung von schlanken Stahlbauteilen mit und ohne Steifen vorgestellt.

Die Autoren dieses Handbuchs bedanken sich für die Unterstützung und den finanziellen Zuschuss des Forschungsfonds für Kohle und Stahl (Research Fund for Coal and Steel - RFCS) der Europäischen Gemeinschaft.

Ulrike Kuhlmann, Benjamin Braun
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf (KE)

Markus Feldmann, Johannes Naumes
RWTH Aachen, Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau

Pierre-Olivier Martin, Yvan Galéa
Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM)

Bernt Johansson, Peter Collin, Jörgen Eriksen
Luleå University of Technology, Division of Steel Structures (LTU)

Hervé Degée, Nicolas Hausoul
Université de Liège, ArGEnCo Département

José Chica
Fundación LABEIN

Joël Raoul, Laurence Davaine, Aude Petel
Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements (Sétra)

Oktober 2008

Inhaltsverzeichnis

Seite

1 Einleitung und Zielsetzung 1
2 Bauweisen von Brücken....3
2.1 Allgemeines 3
2.2 Belgien....4
2.2.1 Einleitung 4
2.2.2 Straßenbrücken in Wallonie 5
2.2.3 Eisenbahnbrücken in Belgien....7
2.2.4 Ausgewählte Brückenbeispiele....9
2.2.4.1 Plattenbalken....9
2.2.4.2 Kastenquerschnitte in Verbundbauweise 13
2.3 Frankreich 14
2.3.1 Einleitung 14
2.3.2 Bauweisen von Verbundbrücken in Frankreich 16
2.3.2.1 Allgemeines 16
2.3.2.2 Zweistegige Plattenbalken 16
2.3.2.3 Kastenquerschnitte in Verbundbauweise 21
2.4 Deutschland 22
2.4.1 Einleitung 22
2.4.2 Brücken mit einteiligem Verbundquerschnitt....25
2.4.2.1 Allgemeines 25
2.4.2.2 Einfluss der Querschnittsgestaltung....26
2.4.3 Brücken mit luftdicht verschweißten Hohlkästen....31
2.4.4 Brücken mit vorgefertigten Bauteilen und Ortbetonergänzung....33
2.4.4.1 Allgemeines 33
2.4.4.2 Stahlträger und Betonhalbfertigteile 34
2.4.4.3 Verbundfertigteilträger....36
2.5 Spanien 39
2.5.1 Einleitung 39
2.5.2 Spanische Normensituation für den Brückenbau 41
2.5.3 Ausgewählte Brückenbeispiele....43
2.6 Schweden....52
2.6.1 Einleitung 52
2.6.2 Straßenbrücken....52

2.6.3 Integrale Brücken ohne Lager und Fugen 53
2.6.4 Brücken mit Fahrbahnplatten aus Betonfertigteilen 54
2.6.5 Eisenbahnbrücken 56
2.6.6 Außergewöhnliche Brücken 57
3 Stahlsorten 61
3.1 Einleitung 61
3.2 Zur Anwendung von höherfesten Stählen im Brückenbau 61
3.2.1 Allgemeines 61
3.2.2 Einfluss der Verformungen 63
3.2.3 Einfluss der Stabilität und Einsatzmöglichkeiten von Hybridquerschnitten 64
3.2.4 Zusammenfassung 66
3.3 Eingesetzte Stahlgüten in Europa 66
3.3.1 Frankreich 66
3.3.2 Deutschland 66
3.3.3 Andere europäische Länder 68
3.4 Eigenschaften in Dickenrichtung 68
3.5 Anwendung auf das Rechenbeispiel “Kastenquerschnitt” 69
4 Flansche 73
4.1 Einleitung 73
4.2 I-Querschnitte 73
4.3 Bodenbleche von Kastenquerschnitten 74
4.3.1 Allgemeines 74
4.3.2 Französische Praxis 75
4.3.3 Deutsche Praxis 75
4.3.4 Schwedische Praxis 76
4.3.5 Zusammenfassung und Entwurfsempfehlungen 76
4.4 Doppelverbundquerschnitte 77
4.4.1 Allgemeines 77
4.4.2 Anwendung in Frankreich 78
4.4.3 Anwendung in Deutschland 78
4.4.4 Zusammenfassung und Entwurfsempfehlungen 81
5 Stege 83
5.1 Einleitung 83
5.2 Quersteifen 83
5.3 Übergang von längs unversteiften zu längs versteiften Stegblechen 86
5.4 Arten und Anordnungen von Längssteifen 88
5.4.1 Allgemeines 88
5.4.2 Flachstahlsteifen 88
5.4.3 Trapezhohlsteifen 89

5.4.4 Diskontinuierlich angeordnete Längssteifen 90
5.4.5 Außenliegende Längssteifen 90
6 Querrahmen und -verbände 93
6.1 Einleitung 93
6.2 Querrahmen und -verbände in Plattenbalken 93
6.2.1 Allgemeines 93
6.2.2 Standardentwurf zum Rechenbeispiel „Zweistegiger Plattenbalken“ 95
6.2.2.1 Steifigkeit der Querträger 95
6.2.2.2 Abstände der Querträger 96
6.2.2.3 Nachweis gegen Biegedrillknicken 96
6.2.3 Alternativentwurf zum Rechenbeispiel „Zweistegiger Plattenbalken“ 97
6.2.3.1 Eigenschaften des gewählten Querverbandes 97
6.2.3.2 Nachweis gegen Biegedrillknicken 98
6.2.3.3 Stabilitätsnachweise der Bauteile 98
6.2.3.4 Wahl der Abminderungskurve für das Biegedrillknicken 99
6.2.3.5 Queraussteifungen im Feldbereich 100
6.3 Queraussteifungen in Kastenquerschnitten 102
7 Einschub von Stahl- und Verbundbrücken 103
7.1 Einleitung 103
7.2 Einleitung der Querbelastung 104
7.2.1 Allgemeines 104
7.2.2 Feste Verschiebelager 104
7.2.2.1 Allgemeines 104
7.2.2.2 Wippenkonstruktion mit Rollen 105
7.2.2.3 Seilsystem mit Rollen 105
7.2.2.4 Verschubwippen 106
7.2.3 Verschubschlitten 107
7.2.4 Sonstige Verschiebelager 107
7.3 Tragwerksverhalten während des Einschiebens 108
7.3.1 Allgemeines 108
7.3.2 Vorbauschnabel 108
7.3.3 Temporäre Aussteifungsverbände 108
7.4 Einschieben mit einem Teil der Fahrbahnplatte 109
7.4.1 Allgemeines 109
7.4.2 Anwendung auf das Rechenbeispiel “Zweistegiger Plattenbalken” 110
8 Zusammenfassung 113
Literatur 115
Abbildungsverzeichnis 121
Tabellenverzeichnis 125

1 Einleitung und Zielsetzung

Dieses Handbuch ist ein Ergebnis des Forschungsprojekts RFS-CR-03018 „Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures - COMBRI" [15] und des Nachfolgeprojekts RFS2-CT-2007-00031 "Valorisation of Knowledge for Competitive Steel and Composite Bridges - COMBRI+", die durch den Forschungsfonds für Kohle und Stahl (Research Fund for Coal and Steel - RFCS) der Europäischen Gemeinschaft finanziell unterstützt wurden. In Teil I des COMBRI-Handbuchs [16] ist die Berechnung von zwei Verbundbrücken nach den Eurocodes beispielhaft dargestellt. Der vorliegende Teil II stellt den Stand der Technik im Stahl- und Verbundbrückenbau in mehreren europäischen Ländern vor und es werden die konzeptionellen Möglichkeiten, aber auch Anwendungsgrenzen der aktuellen Eurocode-Regeln im Hinblick auf den Entwurf von Stahl- und Verbundbrücken aufgezeigt. Der Schwerpunkt liegt auf der konzeptionellen Gestaltung von Stahlbrücken und Querschnittsteilen aus Stahl in Verbundbrücken auf Grundlage der Regeln in EN 1993-1-5, EN 1993-2 und EN 1994-2. Der Brückenentwurf beinhaltet jedoch sehr viele verschiedene Aspekte, die im Rahmen dieses Handbuchs nicht alle umfassend untersucht werden können, so dass die nachfolgende Auswahl an Themen getroffen wurde:

In Kapitel 2 wird ein Überblick über die Bauweisen von Brücken in den Ländern gegeben, aus denen Forschungspartner am Projekt beteiligt waren: Belgien, Frankreich, Deutschland, Spanien und Schweden. Er spiegelt die derzeit gängige Brückenbaupraxis in diesen Ländern wider. Neben weit verbreiteten Bauweisen werden auch außergewöhnliche Projekte mit besonderen Randbedingungen und Pilotprojekte vorgestellt. Hierbei werden die zum Teil deutlichen Unterschiede in der Brückenbaupraxis zwischen den einzelnen Ländern herausgestellt, so dass die vorgestellten Lösungsansätze als Ideengeber für neue Entwürfe dienen können.

In Kapitel 3 geht es um die Wahl der Stahlsorte. EN 1993-1-12 erweitert die Wahlmöglichkeiten der zulässigen Stahlsorten in EN 1993 bis zur Stahlgüte S700, tatsächlich sind aber in den meisten Fällen diese hohen Festigkeiten in der Baupraxis nicht sinnvoll anwendbar. Das Problem ist in der Regel, dass die Anforderungen an die Ermüdungsfestigkeit die volle Ausnutzung der statischen Festigkeit begrenzen. Es wird gezeigt, dass z. B. Hybridquerschnitte mit einer höheren Festigkeit im Flansch als in den Stegen wirtschaftlich vorteilhaft sind.

Kapitel 4 behandelt Flansche im Allgemeinen, wobei der Schwerpunkt auf Bodenblechen von Kastenquerschnitten liegt. Für diese, in den meisten Fällen längs versteiften, Untergurte werden verschiedene Arten von Steifenkonfigurationen betrachtet. Daraus wird ein unterer Grenzwert der Längssteifensteifigkeit abgeleitet, da die Regeln in EN 1993-1-5 für sehr schwache Längssteifen zu unsicheren Ergebnissen führen können. Darüber hinaus werden Doppelverbundquerschnitte diskutiert und Entwurfsempfehlungen zusammengefasst.

In Kapitel 5 geht es um Stege und die Frage, wann Aussteifungen verwendet werden sollten. Es kann u.a. gezeigt werden, dass bei Anwendung der Methode der wirksamen Breiten nach EN 1993-1-5 Längssteifen für Stegblechhöhen kleiner als 4 m in der Regel nicht wirtschaftlich sind.

In Kapitel 6 werden die Anforderungen an Querrahmen und -verbände in Plattenbalken und Kastenquerschnitten untersucht und zweckmäßige Vorgehensweisen zu deren Erfüllung vorgeschlagen. Eine Minimierung des Zeitaufwandes zur Herstellung der Queraussteifung ist vor allem im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit wichtig.

Kapitel 7 befasst sich mit dem Einschub von Stahl- und Verbundbrücken, einem Herstellverfahren, das ein wichtiger Bestandteil des COMBRI-Forschungsprojekts war. Der Schwerpunkt lag auf der zutreffenden Ermittlung der Querbelastungstragfähigkeit („patch loading") und es wurden verbesserte Bemessungsmodelle, auch für die Überarbeitung der EN 1993-1-5, vorgeschlagen. Diese Regeln erlauben z. B. die Ausnutzung von langen Lasteinleitungslängen und dementsprechend hohen Tragfähigkeiten, so wird es z. B. möglich, Brücken mit Teilen der Fahrbahnplatte einzuschieben.

2 Bauweisen von Brücken

2.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird ein Überblick über die Bauweisen von Brücken in den Ländern gegeben, aus denen Forschungspartner am Projekt beteiligt waren:

- Belgien, siehe Abschnitt 2.2,
- Frankreich, siehe Abschnitt 2.3,
- Deutschland, siehe Abschnitt 2.4,
- Spanien, siehe Abschnitt 2.5, und
- Schweden, siehe Abschnitt 2.6.

Die Beiträge spiegeln die derzeit gängige Brückenbaupraxis in diesen Ländern wider. Neben weit verbreiteten Bauweisen werden auch außergewöhnliche Projekte mit besonderen Randbedingungen und Pilotprojekte vorgestellt. Hierbei werden die zum Teil deutlichen Unterschiede in der Brückenbaupraxis zwischen den einzelnen Ländern herausgestellt, so dass die vorgestellten Lösungsansätze als Ideengeber für neue Entwürfe dienen können. Es gibt aber auch Gemeinsamkeiten, von denen hier einige erwähnt werden.

Reine Stahlquerschnitte sind in allen Ländern eine seltene Bauweise geworden und werden hauptsächlich als orthotrope Fahrbahnplatte bei Hängebrücken, Schrägkabelbrücken und beweglichen Brücken eingesetzt. In diesem Handbuch liegt der Schwerpunkt daher auf den Verbundbrücken, für die in den meisten Fällen ein zweistegiger Plattenbalken, bestehend aus Stahlträgern und einer Betonfahrbahnplatte, die wirtschaftlichste Lösung ist. In Europa gilt der zweistegige Plattenbalken als ausreichend sicheres Tragwerkssystem, obwohl bei einem Versagen von einem der beiden Hauptträger dies den Einsturz des gesamten Brückenfeldes zur Folge hätte. In den USA sind Systeme mit zwei Hauptträgern zwar erlaubt, aber die Sicherheitsbeiwerte sind höher, was den zweistegigen Plattenbalken nicht konkurrenzfähig macht. Bei gleichen Sicherheitsbeiwerten ist ein zweistegiger Plattenbalken jedoch wirtschaftlicher als eine Balkenbrücke mit mehr als zwei Hauptträgern, da diese mehr Material und auch mehr Zeitaufwand für Fertigung und Montage erfordern. Eine Ausnahme ist eine eingeschränkte Bauhöhe der Brücke. In diesem Fall stellen mehr als zwei Hauptträger eine gute Alternative dar, vor allem wenn die Stützweite so klein ist, dass Walzprofile eingesetzt werden können. Gibt es keine Einschränkungen in der Bauhöhe, wird das Verhältnis von Spannweite L zu Bauhöhe h in der Regel zu L/h = 20 bis 30 gewählt. Der obere Wert entspricht Innenfeldern von Durchlaufträgern und der untere Wert Einfeldträgern und Endfeldern von Durchlaufträgern. Können die Auflagerpunkte frei gewählt werden, ist es vorteilhaft, wenn die Endfelder eines Durchlaufträgers ca. das 0,60- bis 0,85-fache der Spannweite der Innenfelder betragen.

Die Betonfahrbahnplatte eines zweistegigen Plattenbalkens kann bis zu einer Breite von ca. 13 m schlaff bewehrt werden. Für größere Breiten wird die Fahrbahnplatte in der Regel in Querrichtung vorgespannt. Um den Einsatzbereich schlaff bewehrter Platten zu erweitern, kann die Spannweite in Querrichtung z. B. durch einen Längsträger, der auf den Querrahmen oder -verbänden aufgelagert ist, verkürzt werden. Die Breite einer schlaff bewehrten Fahrbahnplatte kann aber auch durch Querträger erhöht werden, die seitlich über die Hauptträger auskragen, siehe Abbildung 2-1.

Abbildung 2-1: Zweistegiger Plattenbalken mit auskragenden Querträgern (Brücke bei Remoulins, Frankreich).

Abbildung 2-2: Kastenquerschnitt mit Schrägstreben und Außenlängsträgern zur Unterstützung der Fahrbahnplatte (Verrières-Viadukt bei Millau, Frankreich, 2002).

Kastenquerschnitte haben eine sehr hohe Torsionssteifigkeit, was vor allem für im Grundriss gekrümmte Brücken von Vorteil ist. Sie erfordern in der Regel weniger Bauhöhe als I-Querschnitte. Auch für im Grundriss gerade Brücken ist die hohe Torsionssteifigkeit von Vorteil, da asymmetrische Belastungen aus Verkehr vom gesamten Querschnitt abgetragen werden können. Dies führt zu einem geringeren Materialverbrauch im Vergleich zu einen I-Querschnitt, aber es ist in der Regel mit höheren Kosten für Fertigung und Montage verbunden. Wird ein Kastenquerschnitt gewählt, sollte dieser in der Regel aus einer einzigen Zelle bestehen. Mehrere Zellen werden manchmal verwendet, um die Stützweite der Fahrbahnplatte in Querrichtung zu verringern. Sollte dies erforderlich sein, ist es jedoch besser, einen Längsträger einzusetzen, der durch Querverbände unterstützt wird. Eine Alternative ist die Verwendung von Schrägstreben, die die Fahrbahnplatte bzw. den Außenlängsträger seitlich unterstützen, siehe Abbildung 2-2. Da Kastenquerschnitte aus schlanken Blechen zusammengesetzt sind und daher zu Querschnittsverwölbungen neigen, muss diesem Effekt durch Querrahmen oder -verbände entgegengewirkt werden. Fachwerkartige Querverbände sind in der Regel die wirtschaftlichste Lösung.

Manchmal schränkt der Transport der Brückenbauteile von der Werkstatt auf die Baustelle den Gestaltungsspielraum ein. Im Idealfall haben jedoch sowohl die Werkstatt wie auch die Baustelle Zugang zu schiffbaren Gewässern, über die sehr große Bauteile transportiert werden können. Ein außergewöhnliches Beispiel ist die Öresund-Brücke zwischen Dänemark und Schweden, für die 140 m lange Schüsse mit 11 m hohen Fachwerkträgern und Betonfahrbahnplatte aus Spanien per Schiff angeliefert wurden. Ist ein Transport auf der Straße erforderlich, gibt es von Land zu Land unterschiedliche Einschränkungen, die sich auf eine optimale Gestaltung auswirken können. So kann es z. B. wirtschaftlicher sein, einen Träger mit geringer Bauhöhe zu wählen, anstatt eine Längsnaht auf der Baustelle zu schweißen.

Brücken über mehrere Felder können entweder als Durchlaufträger oder als Reihe von Einfeldträgern ausgeführt werden. Letzteres kann dazu führen, dass anfänglich geringere Investitionskosten anfallen, aber das Vorhandensein von Fahrbahnübergängen und deren Instandhaltung führen über den gesamten Lebenszyklus der Brücke zu höheren Kosten. Abgesehen davon ist der Fahrkomfort bei einer Reihe von Einfeldträgern geringer, so dass ein Durchlaufträger in der Regel zu bevorzugen ist.

2.2 Belgien

2.2.1 Einleitung

In Belgien werden Straßen und Brücken unter alleiniger oder gemeinsamer Leitung von regionalen Verwaltungen verwaltet. Es wird zwischen folgenden drei Regionen in Belgien unterschieden (Stand: 2008, siehe Abbildung 2-3):

- Brüssel-Hauptstadt (Fläche 161 km², 1.067.162 Einwohner, 6.601 Einwohner/km²)
- Flandern (Fläche 13.522 km², 6.117.440 Einwohner, 442 Einwohner/km²)
- Wallonie (Fläche 16.844 km², 3.435.879 Einwohner, 202 Einwohner/km²)

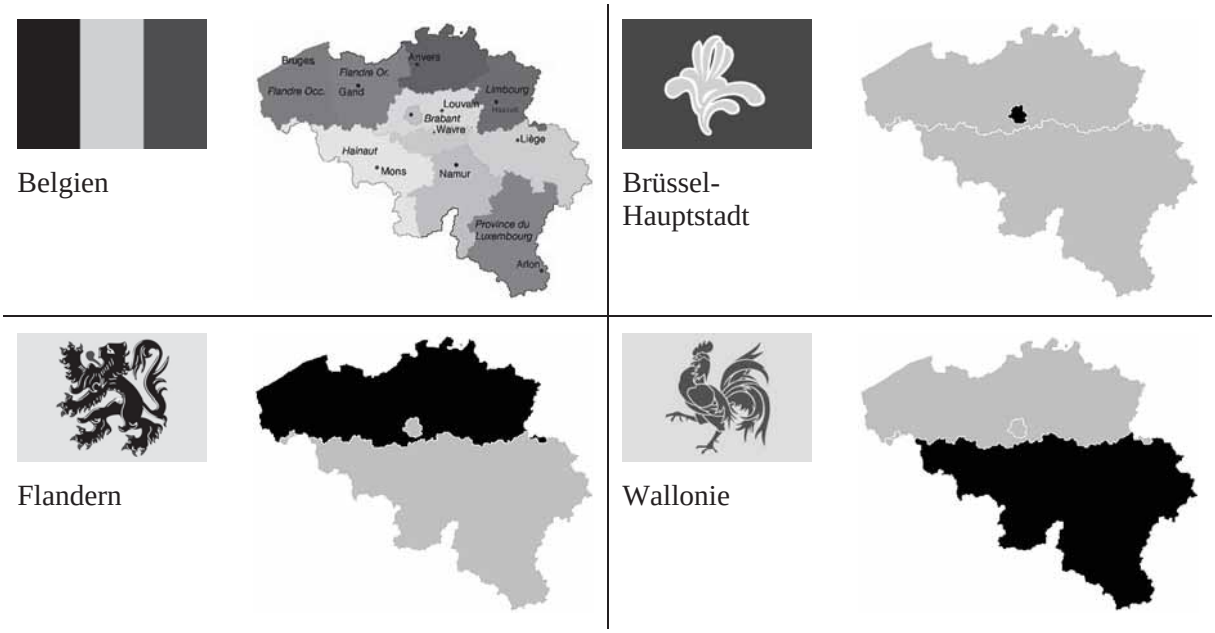


Abbildung 2-3: Die drei Regionen Belgiens (Brüssel-Hauptstadt, Flandern und Wallonie).

Die Daten für Straßenbrücken wurden von der wallonischen Regionalverwaltung (Ministère de l'Équipement et des Transports - MET) zur Verfügung gestellt und stammen nur aus der Region Wallonie. Obwohl die Daten somit nicht vollständig sind, geben sie dennoch einen guten Überblick und lassen sich extrapolieren, um Tendenzen in Belgien aufzeigen zu können.

Die Daten für Eisenbahnbrücken stammen aus einem europäischen Forschungsprojekt, dass sich mit nachhaltiger Entwicklung, globaler Veränderung und Ökosystemen beschäftigte („Sustainable Bridges: Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives - SUSBRI") [87]. Die Daten hierfür wurden von der belgischen Eisenbahngesellschaft SNCB/NMBS zur Verfügung gestellt.

2.2.2 Straßenbrücken in Wallonie

Im Juni 2002 wurden von der wallonische Regionalverwaltung ca. 3.250 Brücken verwaltet. Ein Großteil dieser Brücken steht in direktem Zusammenhang mit der Straßeninfrastruktur. Darüber hinaus werden einige Brücken unter gemeinsamer Leitung von Regionalverwaltung (MET) und anderen Einrichtungen, wie zum Beispiel der belgischen Eisenbahngesellschaft SNCB/NMBS, verwaltet. Die Tragwerks- und Bauarten dieser Brücken sind jedoch sehr unterschiedlich, siehe Abbildung 2-4 und Abbildung 2-5.

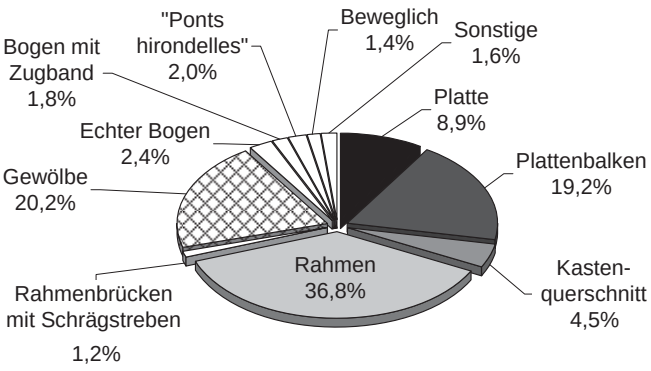


Abbildung 2-4: Verteilung der Tragwerksarten der bestehenden Straßenbrücken in Wallonie.

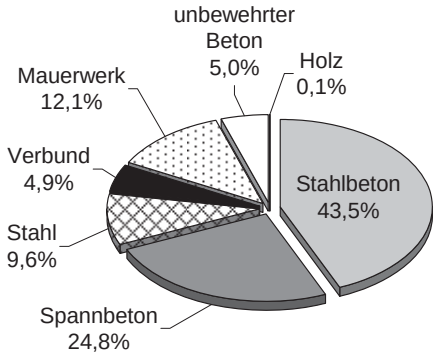


Abbildung 2-5: Verteilung der Bauarten der bestehenden Straßenbrücken in Wallonie.

76 % der Brücken in Wallonie sind Rahmen-, Bogen- oder Balkenbrücken. In den allermeisten Fällen handelt es sich hierbei um Massivbrücken aus schlaff bewehrtem Stahlbeton (44 %), Spannbeton (25 %) oder unbewehrten Beton (5 %). Verbundbrücken haben einen Anteil von 5 %, was in absoluten Zahlen ca. 160 Verbundbrücken entspricht.

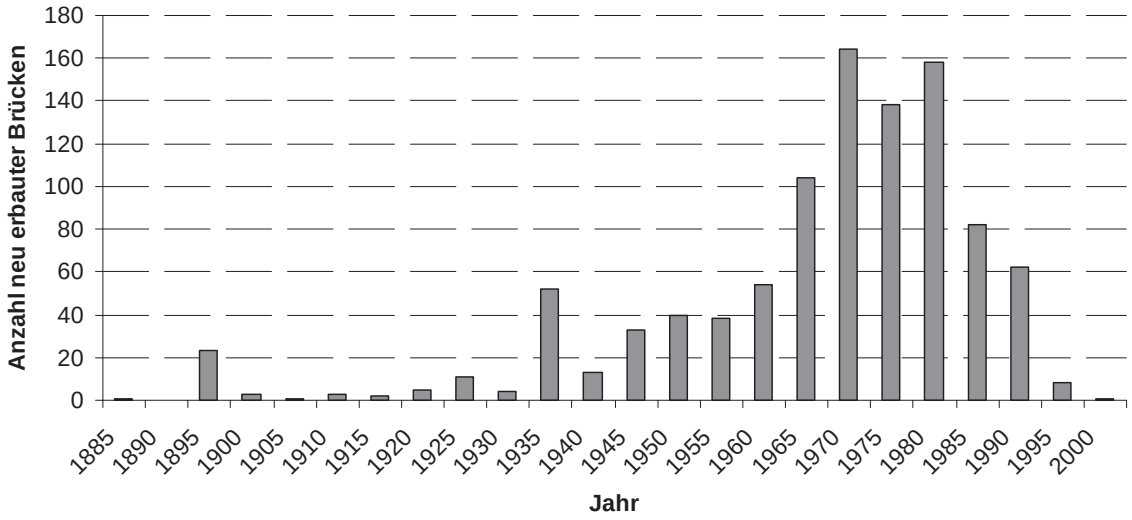


Abbildung 2-6: Anzahl der erbauten Brücken in Wallonie nach Baujahr.

Eine wichtige Komponente im langfristigen Unterhalt von Brücken ist deren Alter. In Abbildung 2-6 ist das Baujahr des derzeitigen Brückenbestandes dargestellt. Abbildung 2-6 ist in verschiedener Hinsicht interessant:

- Eine deutliche Erhöhung der Brückenanzahl ist ab dem Jahre 1935 zu beobachten, was in direktem Zusammenhang mit dem Erscheinen der ersten Autobahnen in Belgien steht.
- In den Jahren von 1940 bis 1945 ging die Anzahl der gebauten Brücke aufgrund des Zweiten Weltkrieges zurück.
- In den darauf folgenden Jahren kann eine langsame, aber konstante Erhöhung der Anzahl von Brücken, die dem Verkehr übergeben werden, festgestellt werden. Ein Höhepunkt wird in den Jahren 1970 bis 1975 erreicht, gefolgt von einem leichten Rückgang, was möglicherweise auf die erste Ölkrise im Jahr 1973 zurückzuführen ist.
- Nach dem Jahr 1985 ist eine deutliche Verringerung der neu in Betrieb genommenen Brücken festzustellen. Dieser Rückgang ist sowohl auf die schwierigen wirtschaftlichen Randbedingungen der letzten Jahre zurückzuführen, als auch auf eine gute Verdichtung des Straßennetzes.
- In der heutigen Zeit ist der Bau einer neuen Brücke in Belgien selten geworden. Der Haupttätigkeitsbereich erstreckt sich auf Ersatz, Sanierung oder Instandsetzung der alten Brücken. Die Zahl der neu zu bauenden Brücken ist daher für die nächsten Jahre als niedrig einzuschätzen.

Auch die Verteilung der Gesamtlängen der Brücken ist interessant, da dies Aufschluss über die Größe der Brücken, und damit auch indirekt über die Kosten, gibt. Die Verteilung der Brückenlängen in Wallonie ist in Abbildung 2-7 dargestellt.

26 % der wallonischen Brücken haben eine Gesamtlänge von weniger als 5 m. 49 % der wallonischen Brücken haben eine Gesamtlänge zwischen 5 und 50 m und sind somit die am häufigsten vorkommenden Brücken der Straßeninfrastruktur. Es gibt eine bedeutende Anzahl von Brücken zwischen 50 und 100 m, die im Wesentlichen dazu dienen, Autobahnen über Täler zu überführen. 9 % der wallonischen Brücken haben eine Brückenlänge von mehr als 100 m. Die Verteilung der Brückenlängen spiegelt zum einen die Topografie des Landes sehr gut wider, die sich aus großen Tälern, einer beträchtlichen Anzahl von kleineren Tälern und eine große Anzahl von kleinen Wasserläufen zusammensetzt, aber auch das dichte Verkehrswegenetz, das eine hohe Anzahl von Überführungen bedingt.

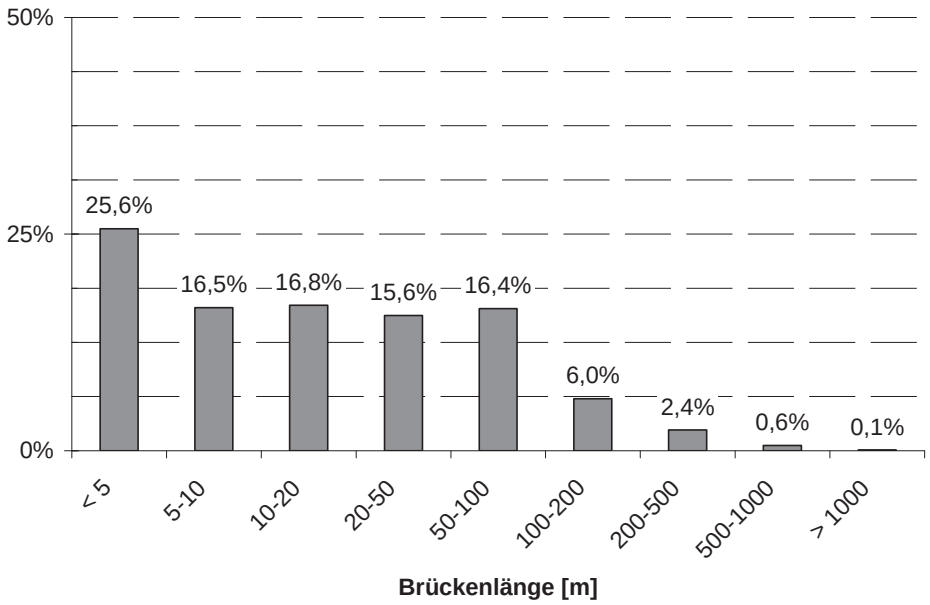


Abbildung 2-7: Längenverteilung der bestehenden Straßenbrücken in Wallonie.

2.2.3 Eisenbahnbrücken in Belgien

In Abbildung 2-8 bis Abbildung 2-10 sind die Ergebnisse des Forschungsprojekts „Sustainable Bridges: Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives - SUSBRI“ [87] zusammenfassend dargestellt. Die belgische Eisenbahnverwaltung SNCB/NMBS verwaltet insgesamt 5.206 Brücken. Anhand von Abbildung 2-8 bis Abbildung 2-10 kann Folgendes beobachtet werden:

- 42 % der Eisenbahnbrücken in Belgien sind Bogenbrücken, von denen fast alle aus Mauerwerk. bestehen. Alle Bogenbrücken besitzen eine Spannweite von weniger als 40 m und wurden vor mehr als 50 Jahren erbaut.
- 21 % der Eisenbahnbrücken in Belgien sind Stahlbetonbrücken, 13 % Spannbetonbrücken und 13 % Verbundbrücken.
- Lediglich 11 % der Eisenbahnbrücken bestehen aus Stahl. Alle Eisenbahnbrücken in Belgien mit einer Spannweite von mehr als 40 m sind aus Stahl.
- Brücken mit einer Stützweite von weniger als 10 m sind hauptsächlich gemauerte Bogenbrücken oder Betonbrücken.
- Alle Verbundbrücken liegen im Spannweitenbereich von 10 bis 40 m.

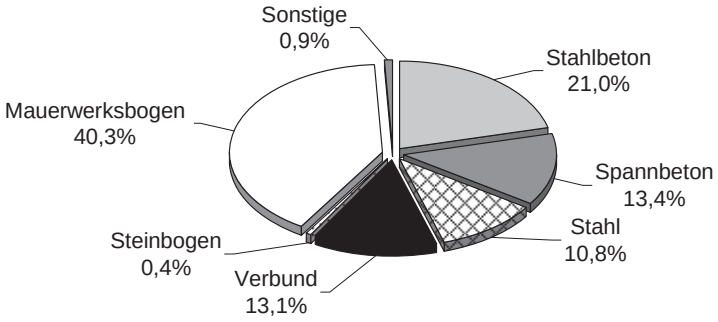


Abbildung 2-8: Verteilung der Bauarten der bestehenden Eisenbahnbrücken in Belgien.

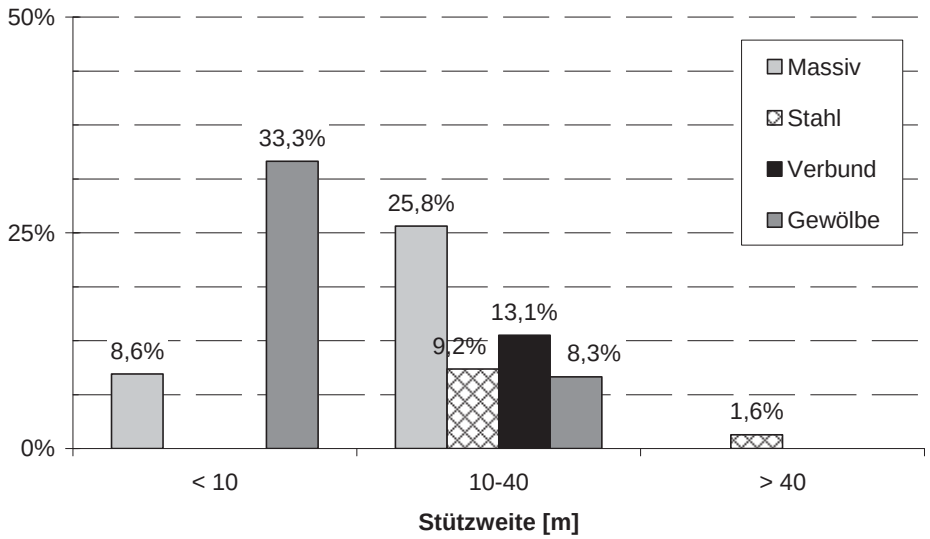


Abbildung 2-9: Stützweitenverteilung der bestehenden Eisenbahnbrücken in Belgien.

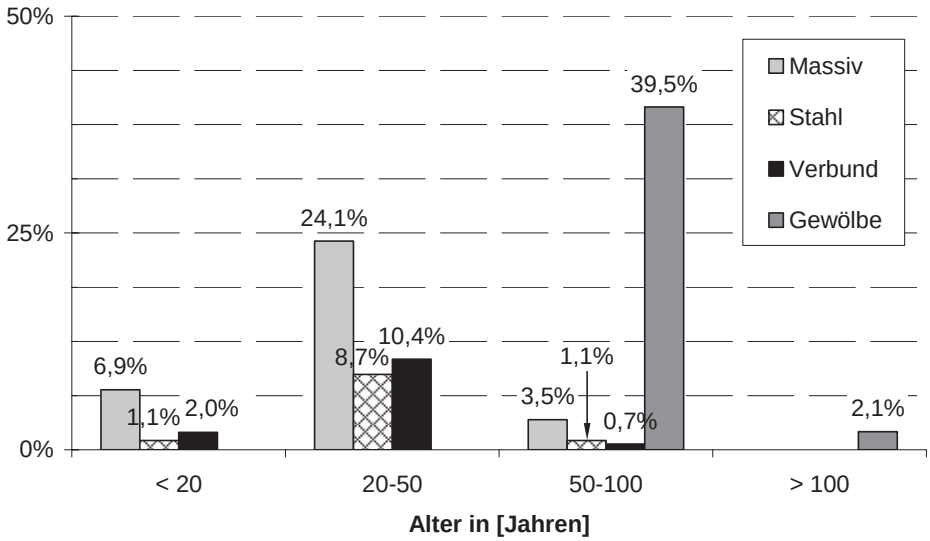


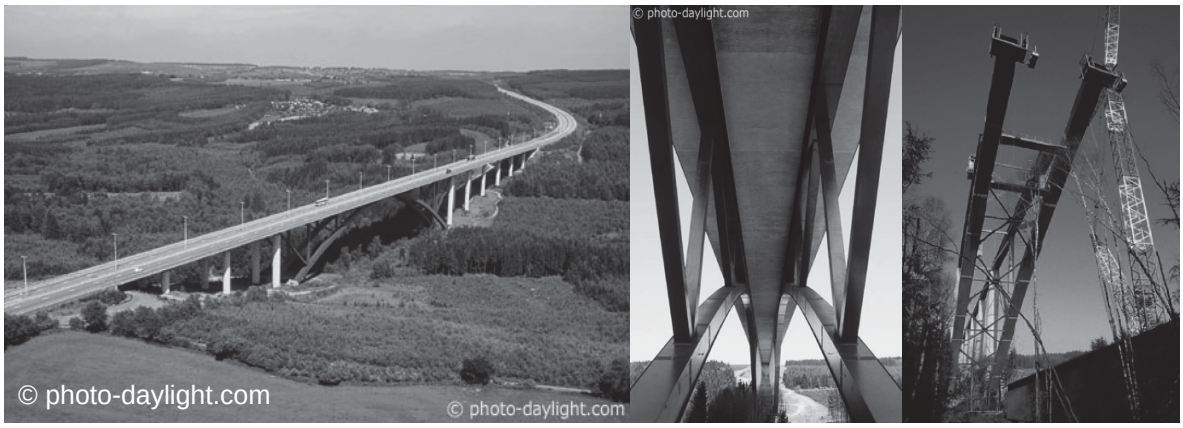
Abbildung 2-10: Alterstruktur der Eisenbahnbrücken in Belgien.

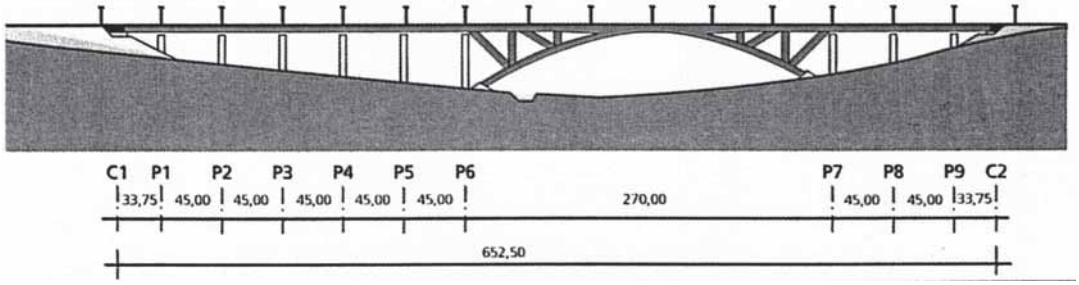
2.2.4 Ausgewählte Brückenbeispiele

2.2.4.1 Plattenbalken

Talbrücke Eau Rouge

Die Talbrücke Eau Rouge ist eine Autobahnbrücke auf der Strecke Verviers-Prüm E42 (A26). Sie wurde in den Jahren 1989 bis 1993 erbaut. Die Talbrücke hat eine Gesamtlänge von 652,5 m und besitzt eine Hauptspannweite von 270 m, die von zwei stählernen Bögen mit Rechteckquerschnitt überspannt wird. Die Fahrbahnplatte wurde teilweise eingeschoben oder mit dem Kran eingehoben.





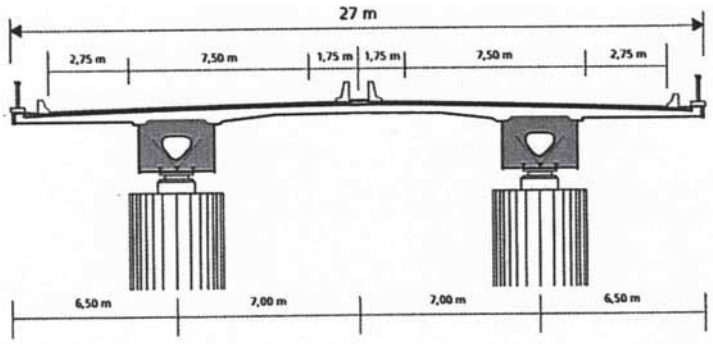


Abbildung 2-11: Talbrücke Eau Rouge bei Malmédy, Belgien, 1993.

Geultalviadukt

Das Geultalviadukt bei Moresnet ist Teil der Eisenbahnlinie 24 von Glons nach Aachen. Die Talbrücke hat eine Gesamtlänge von 1108 m und besteht aus 22 Einfeldträgern mit jeweils 48 m Spannweite. Die Brücke besteht aus zwei Stahlfachwerkträgern mit einer Höhe von 6,5 m, die durch eine 30 cm dicke Betonplatte verbunden sind. Die Brücke wurde in den Jahren 1914 bis 1917 erbaut. In den Jahren 2002 bis 2005 wurde die Brücke durch eine zusätzlich Betonscheibe über jeder Stütze verstärkt und durch einen Austausch des Stahlfachwerküberbaus instandgesetzt.

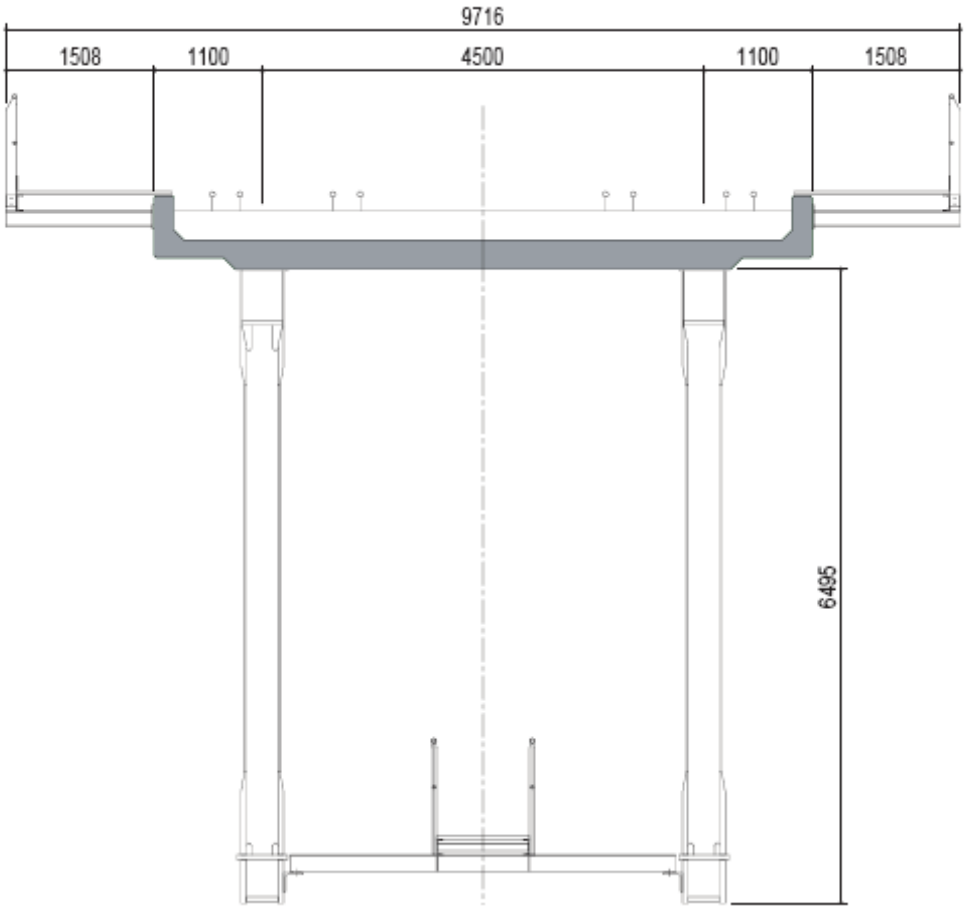


Abbildung 2-12: Geultalviadukt bei Moresnet, Belgien, 1917/2005.

Talbrücke Secheval

Die Talbrücke Secheval ist eine Autobahnbrücke auf der Strecke Maastricht-Liège-Arlon E25 (A26). Sie wurde in den Jahren 1975 bis 1979 erbaut. Sie hat eine Gesamtlänge von 294,7 m und besitzt fünf Felder mit Spannweiten von 39,4 m, 3 x 72 m und 39,4 m. Sie setzt sich aus zwei Überbauquerschnitten zusammen. Die Stahlbauteile wurden eingeschoben. Jeder Brückenquerschnitt setzt sich aus zwei stählernen Hauptträgern mit einer Bauhöhe von 3,6 m zusammen, die durch eine 24 cm dicke Betonfahrbahnplatte verbunden sind.

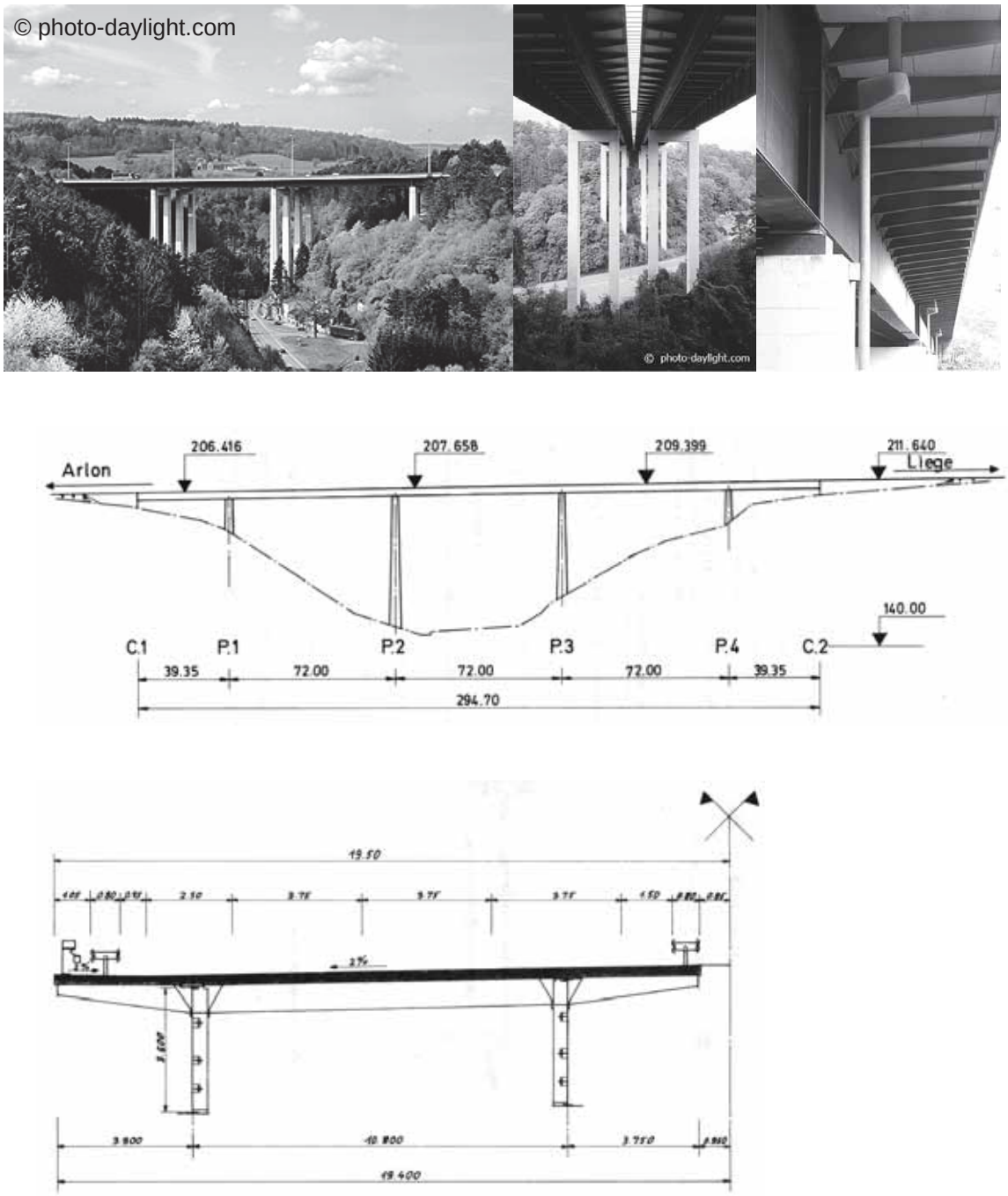
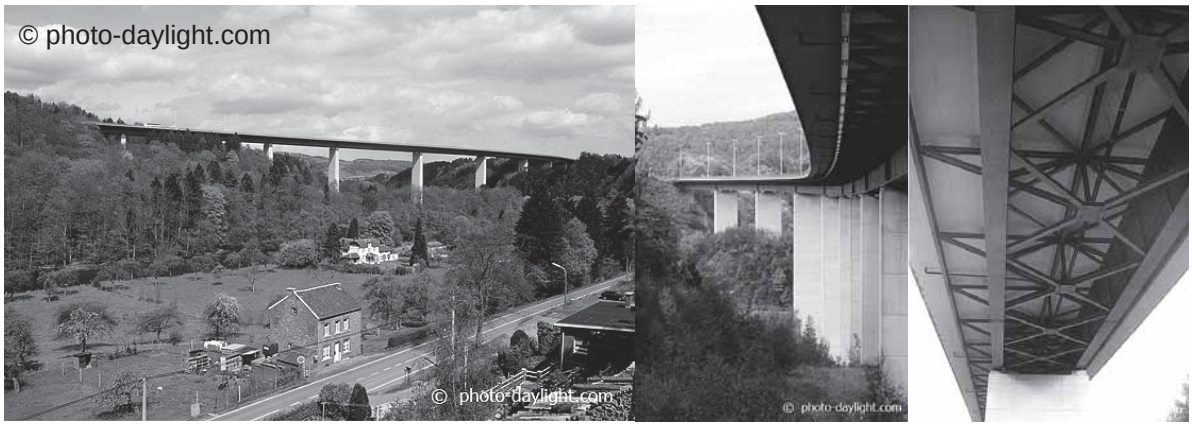


Abbildung 2-13: Talbrücke Secheval bei Aywaille, Belgien, 1979.

Talbrücke bei Remouchamps

Die Talbrücke bei Remouchamps ist ein Autobahnbrücke auf der Strecke Maastricht-Liège-Arlon E25 (A26) ganz in der Nähe der Talbrücke Secheval. Sie wurde in den Jahren 1975 bis 1980 erbaut. Die Talbrücke hat ein Gesamtlänge von 939,1 m mit Spannweiten von 39,4 m, 94,5 m, 108,0 m, 2 x 117,0 m, 76,5 m, 67,5 m, 72,0 m, 63,0 m, 54,0 m und 44,8 m. Die Brücke setzt sich aus zwei stählernen Hauptträger mit 5,1 m Höhe zusammen, die über eine Betonfahrbahnplatte und Querverbänden im Abstand von 9 m verbunden sind. Eine besonderes Merkmal dieser Brücke ist, dass sie im Grundriss gekrümmt ist. Die maximale Steigung beträgt 3 %.



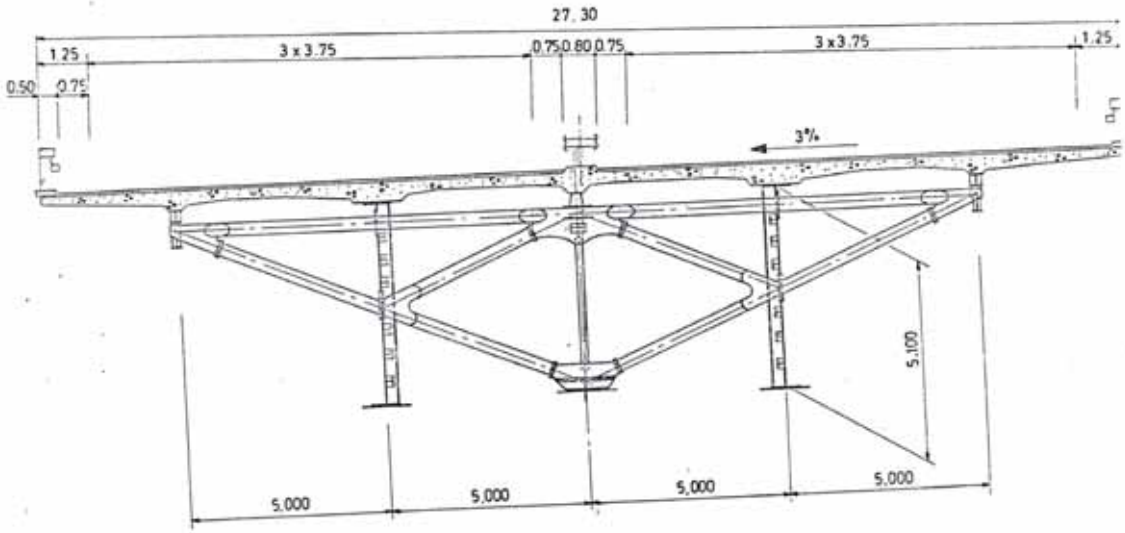


Abbildung 2-14: Talbrücke bei Remouchamps, Belgien, 1980.

Talbrücke Croupets du Moulin

Die Talbrücke Croupets du Moulin bei Sart befindet sich an der Autobahn Verviers-Prüm E42 (A26). Sie wurde in den Jahren 1975 bis 1979 erbaut. Ihre Konstruktion ist ähnlich zu der zuvor beschriebenen Talbrücke Secheval.

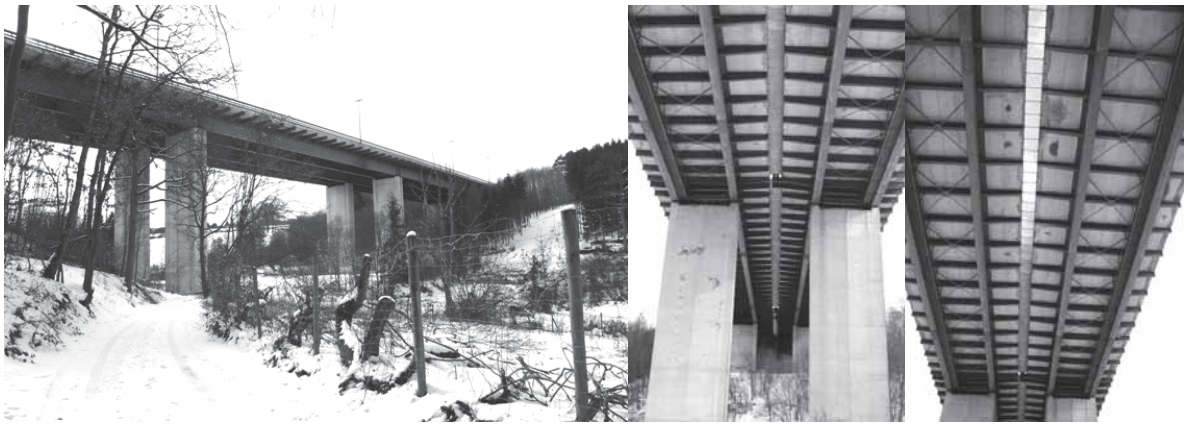


Abbildung 2-15: Talbrücke Croupets du Moulin bei Sart, Belgien, 1979.

2.2.4.2 Kastenquerschnitte in Verbundbauweise

Talbrücke bei Polleur

Die Talbrücke bei Polleur befindet sich an der Autobahn Verviers-Prüm E42 (A27). Sie wurde Ende der 1970er Jahre erbaut und hat eine Gesamtlänge von 463,9 m mit Einzelspannweiten von 93,4 m, 118,8 m, 2 x 93,6 m und 64,6 m. Die Brücke besitzt einen Kastenquerschnitt aus Stahl mit einer Höhe von 5,2 m und eine leichte Betonfahrbahnplatte. Die geneigten Stegbleche sind über die Fahrbahnplatte aus 30 bis 60 cm dickem Beton verbunden. Der Kastenquerschnitt besitzt Querverbände im Abstand von 3,6 m. Die maximale Steigung beträgt 6 %.

Abbildung 2-16: Talbrücke bei Polleur, Belgien.

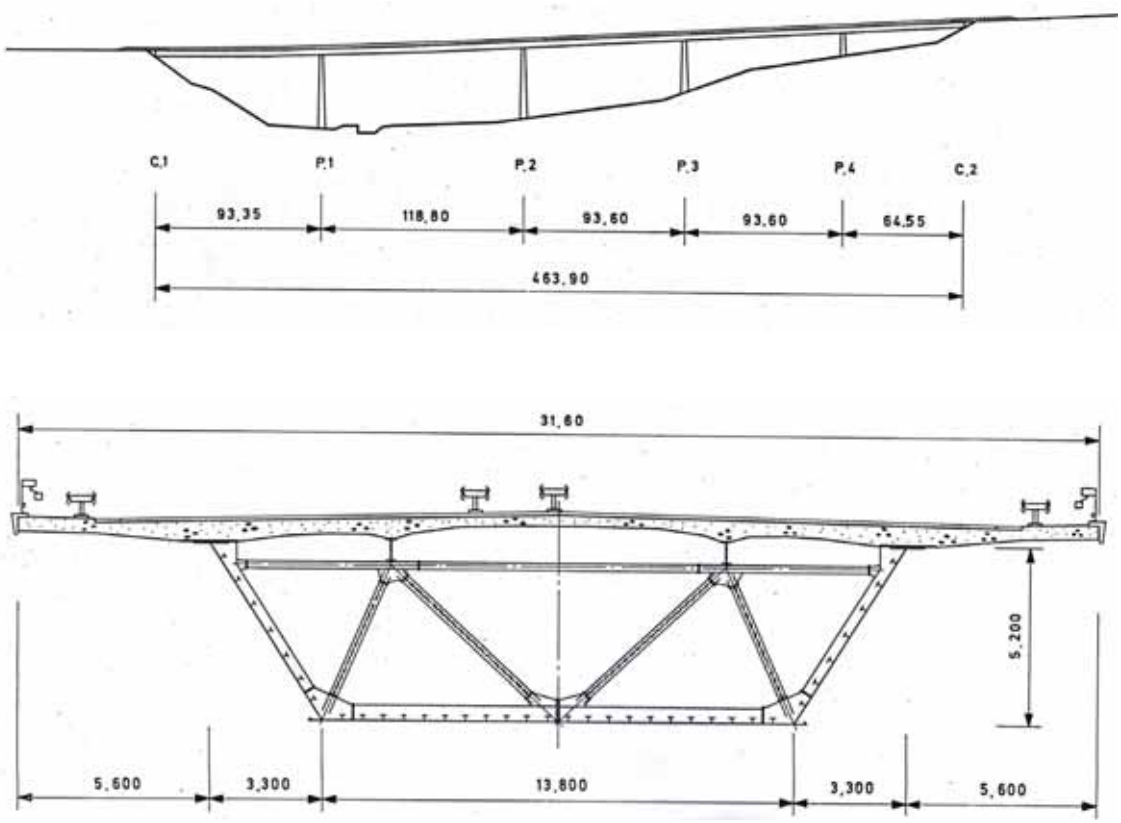


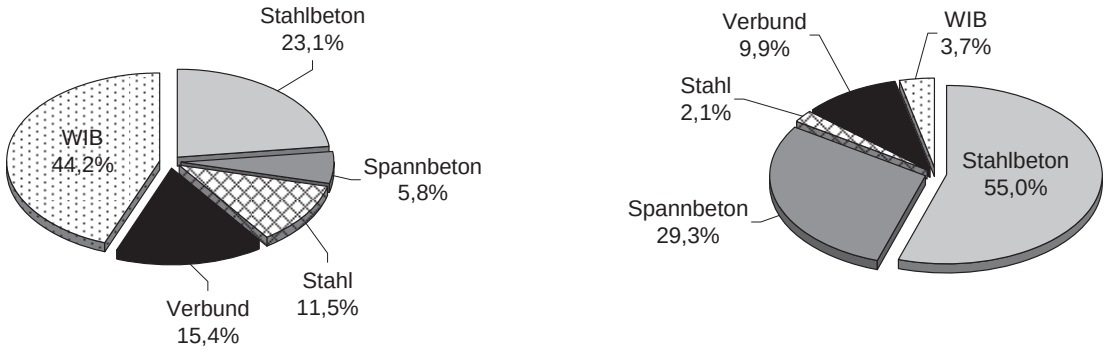
Abbildung 2-16 (fortgesetzt): Talbrücke bei Polleur, Belgien.

2.3 Frankreich

2.3.1 Einleitung

In Frankreich sind Verbundbrücken seit den frühen 1980er Jahren erfolgreich, was mit der Einführung der neuen französischen Bemessungs- und Konstruktionsregeln im Jahr 1981 zusammenhängt. Dieser Erfolg ist seitdem ungebrochen.

In Abbildung 2-17 ist die Verteilung der Bauarten von neu gebauten Brücken in Frankreich für das Jahr 2004 dargestellt. Die Zahlen beinhalten 52 neue Eisenbahnbrücken und 282 neue Straßenbrücken für Hauptstraßen, mit Ausnahme von Autobahnen. Es kann gezeigt werden, dass eine Stahl- oder Verbundkonstruktion (einschließlich WIB-Deckbrücken) mit 71 % Anteil typische Lösungen im Eisenbahnbrückenbau sind, aber lediglich einen Anteil von 16 % an den neuen Straßenbrücken darstellen. Allerdings gehören zu dieser Verteilung auch die sehr kleinen Brücken (z. B. einfache Rahmen), die hauptsächlich in Stahlbeton ausgeführt werden und vom wirtschaftlichen Aspekt her gesehen nicht so wichtig sind. Deshalb macht es mehr Sinn, die Bauartverteilung der Brücken über die Hauptspannweite aufzutragen. Abbildung 2-18 zeigt, dass für Spannweiten zwischen 40 und 80 m der zweistegige Plattenbalken in Verbundbauweise eine sehr wettbewerbsfähige Lösung ist. Für größere Spannweiten sind die vorhandenen Daten nicht umfangreich genug, um eine statistische Auswertung zu rechtfertigen, aber es kann gezeigt werden, dass die Verbundbauweise bis zu Spannweiten von 130 m wettbewerbsfähig bleibt.



a) Eisenbahnbrücken (52 neu gebaut in 2004) b) Straßenbrücken (282 neu gebaut in 2004)

Abbildung 2-17: Verteilung der Bauarten von neu gebauten Brücken in Frankreich im Jahr 2004.

Für die 10.000 km Straße, die von der französischen Nationalen Straßenbehörde verwaltet werden, wird zwischen kleinen und großen Brücken, d.h. Hauptspannweiten von mehr als 40 m, oder eine gesamte Brückenfläche von mehr als 1200 m², unterschieden. Die großen Brücken stellen 10 bis 15 % aller neuen Brücken dar, die jedes Jahr gebaut werden, und 50 % der gesamten neu erstellten Brückenfläche. Der durchschnittliche Preis liegt bei 1600 €/m² (Stand: Jahr 2005). Fast alle der 30 neuen große Brücken pro Jahr sind als Stahl- oder Verbundkonstruktion ausgeführt, wohingegen die Situation vor 30 Jahren umgekehrt war und nahezu alle neuen, großen Brücken in Massivbauweise erstellt wurden.

Dieser Trend in der Materialwahl kann auch bei den Eisenbahnbrücken beobachtet werden. Nachfolgend wird auf die Geschichte der Hochgeschwindigkeits-Bahnlinien in den letzten 25 Jahren zurückgeblickt:

- südliche TGV-Linie (Paris nach Lyon, erbaut 1983) und westliche TGV-Linie (Paris nach Le Mans, erbaut 1990): keine Stahl- oder Verbundbrücken
- nördliche TGV-Linie (Paris nach Lille, erbaut 1993): 13.000 Tonnen Stahl für den Bau neuer Brücken (für 3.600 m Streckenlänge)
- südliche TGV-Linie (Lyon nach Marseille, erbaut 2001): 42.500 Tonnen Stahl (für 9.500 m Streckenlänge)
- östliche TGV-Linie (Paris nach Nancy, erbaut 2007): alle großen Brücken wurde als Verbundkonstruktion erstellt, 26.300 Tonnen Stahl (für 5.790 m Streckenlänge)

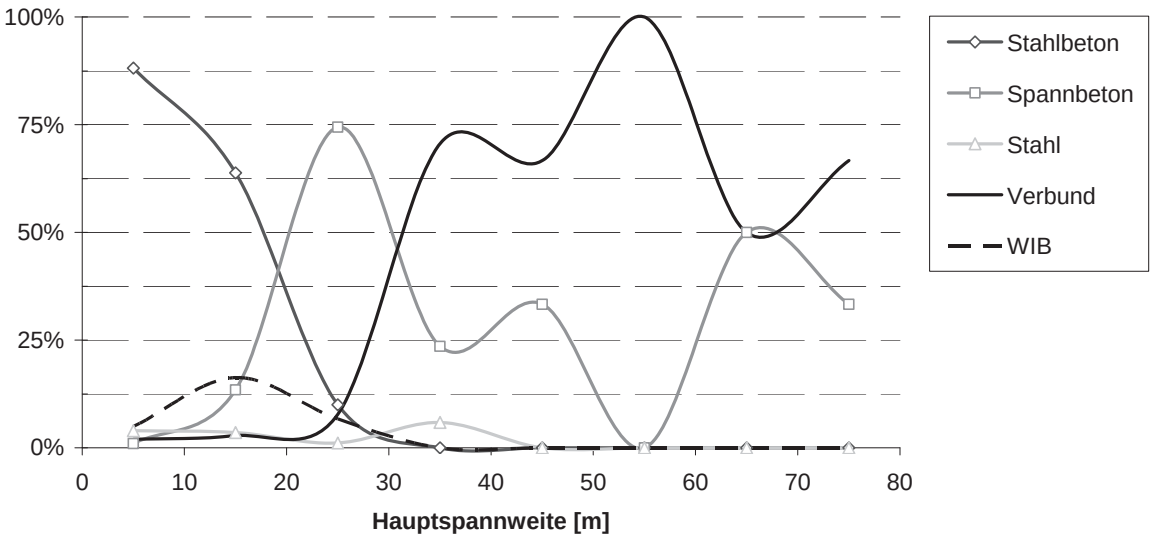


Abbildung 2-18: Verteilung von neu gebauten Brücken (Straße und Schiene) in Frankreich im Jahr 2004, dargestellt anhand der Hauptspannweite.

2.3.2 Bauweisen von Verbundbrücken in Frankreich

2.3.2.1 Allgemeines

Ein Großteil der neuen, großen Verbundbrücken sind zweistegige Plattenbalken mit einer obenliegenden Fahrbahnplatte aus Stahlbeton. Für die östliche TGV-Linie (300 km) sind 20 der neuen Brücken im mittleren und langen Spannweitenbereich Verbundbrücken, darunter 13 zweistegige Plattenbalken, vier Trogbrücken, zwei Brücken mit engliegenden Hauptträgern und ein zweizelliger Kastenquerschnitt. Die Hauptgründe für den Erfolg der zweistegigen Plattenbalken liegen in der Minimierung der Kosten und der Bauzeit.

2.3.2.2 Zweistegige Plattenbalken

Allgemeines

Die häufigsten verwendete Querschnittsform besteht aus einer schlaff bewehrten Betonplatte aus Ortbeton, die über Kopfbolzendübel oder Winkelstahldübel an die beiden Hauptträger angeschlossen wird. Diese Hauptträger sind durch Querrahmen im Abstand von 6 bis 10 m ausgesteift, siehe Abbildung 2-19.

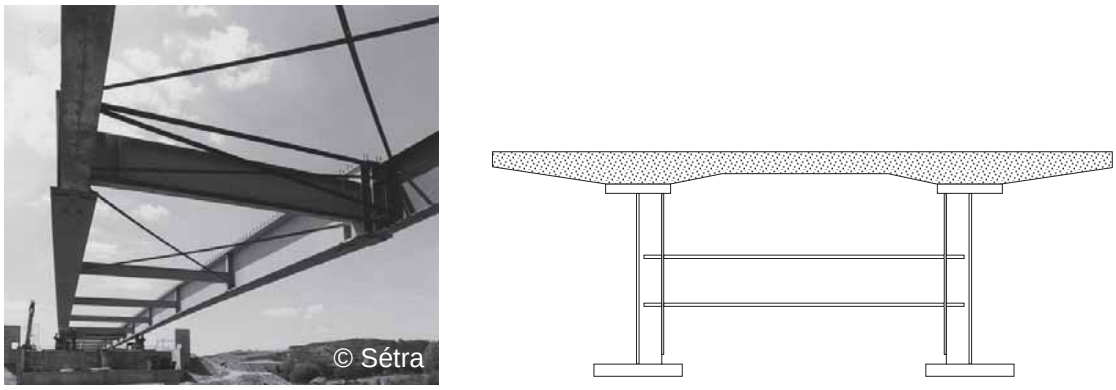


Abbildung 2-19: Typischer Querschnitt eines zweistegigen Plattenbalkens in Verbundbauweise.

Basierend auf Abbildung 2-19 gibt es viele Varianten. Die Hauptvarianten sind:

- Fahrbahnplatte mit konstanter Dicke.
- Fahrbahnplatte mit Vorspannung in Querrrichtung für sehr breite Brücken (z. B. Brücke Charles de Gaulle, Paris, 1996).
- Fahrbahnplatte schubfest mit den Querträgern verbunden. In diesem Fall liegen die Querträger in engem Abstand von ca. 4 m und werden auf Höhe der Flanschoberkante an die Hauptträger geschweißt, um die dünne Fahrbahnplatte (ca. 25 cm) zu unterstützen. Der Obergurt des Querträgers wird über eine Stumpfnaht mit dem oberen Flansch des Hauptträgers verbunden.
- Quersteifen aus Flachstahl für Brücken mit kurzer Spannweite und niedriger Bauhöhe.
- Auskragende Querträger, die außen über die Hauptträger hinausragen und die Fahrbahnplatte seitlich unterstützen, siehe Abbildung 2-1 und Abbildung 2-20.

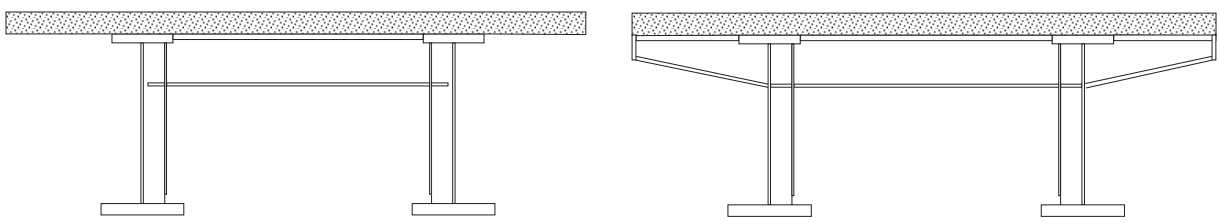


Abbildung 2-20: Querträger zur Unterstützung der Fahrbahnplatte.

Wird die Fahrbahnplatte aus Ortbeton hergestellt, wird in der Regel eine Betonierreihenfolge für einzelne Plattenabschnitte festgelegt. Um die Zugspannungen im Beton über den Innenstützen zu verringern, werden die Stützbereiche erst zum Schluss betoniert, siehe Abbildung 2-21. Ist das nächstgelegene Betonwerk zu weit entfernt oder die erforderliche Betonmenge zu gering, um eine Betonwerk auf der Baustelle zu rechtfertigen, wird mit vorgefertigten Plattenelementen gearbeitet. Diese werden dann in einem zweiten Schritt mit dem Haupttragwerk des Überbaus verbunden und die vorhandenen Aussparungen und Querfugen werden nachträglich vergossen. Die Kopfbolzendübel können entweder in der Werkstatt oder erst auf der Baustelle gesetzt werden, siehe Abbildung 2-22.

Abbildung 2-21: Abschließendes Betonieren der Fahrbahnplatte über den Innenstützen.

Abbildung 2-22: Einsatz von Betonfertigteilen für die Fahrbahnplatte.

Eine Halbfertigteillösung, die eher für Brücken mit mehreren Längsträgern verwendet wird, besteht darin, sehr dünne Betonhalbfertigteilplatten zwischen den Stahlträgern auszulegen und diese als Schalung bei der Herstellung der Fahrbahnplatte zu verwenden, siehe Abbildung 2-23.

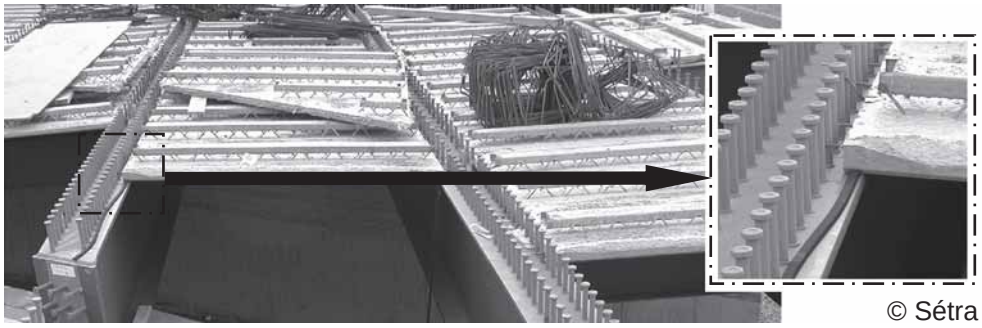


Abbildung 2-23: Betonhalbfertigteile als Schalung.

Für Eisenbahnbrücken wird in der Regel ein spezieller Querrahmen eingesetzt, um ein besseres Verhalten unter Torsionsbeanspruchung zu erreichen. Siehe Abbildung 6-4 und Kapitel 6.

Diskussion des Entwurfs unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten

Die Fertigung der Stahlkonstruktion einer zweistegigen Plattenbalkenbrücke in Verbundbauweise lässt sich in vier Schritte unterteilen: die Belieferung des Stahlbauers mit den Stahlblechen vom Stahlwerk, die teilweise Fertigung in der Werkstatt, der Transport von der Werkstatt auf die Baustelle und die endgültige Montage vor Ort. Jeder dieser Schritte gibt Randbedingungen vor, die Einfluss auf die Gestaltung der Verbundbrücke und die Wettbewerbsfähigkeit der gewählten Lösung haben.

Um eine wirtschaftliche Lösung zu erzielen, sollten die Stahlbleche vom Stahlhersteller unter Berücksichtigung der folgenden Aspekten bestellt werden:

- Liefermöglichkeiten des Stahlherstellers: maximale Dicke, Länge, Breite oder Gewicht des Bleches.
- Überschreitet z. B. das Gewicht des Bleches 23 Tonnen, muss der Herstellprozess von Strangguß auf Blockguß umgestellt werden und der Preis erhöht sich (+ 80 €/Tonne).
- Transportmöglichkeiten z. B. auf der Schiene: maximale Länge und Breite
- Optimierung für das Schneiden der verschiedenen Blechteile (in der Werkstatt vor dem Schweißen) aus dem gleichen Blech mit einem Minimum an Verschnittmenge.

Für einen zweistegigen Plattenbalken mit den gängigen Querrahmen nach Abbildung 2-19 können die anteiligen Herstellzeiten in der Werkstatt gemäß Tabelle 2-1 aufgeteilt werden. Es kann gezeigt werden, dass das Herstellen der Aussteifungen die meiste Zeit im Vergleich zum verarbeiteten Stahlgewicht kostet. Hierbei sollte erwähnt werden, dass das Herstellen der I-Querschnitte bis zu einer Höhe von 5,75 m automatisiert werden kann. Dies ist jedoch nicht der Fall bei der Herstellung der Aussteifungen, siehe Tabelle 2-1. Das Handling der Träger (z. B. das Drehen auf die andere Seite vor dem Schweißen) ist nach wie vor eine der zeitintensivsten Arbeitsschritte.

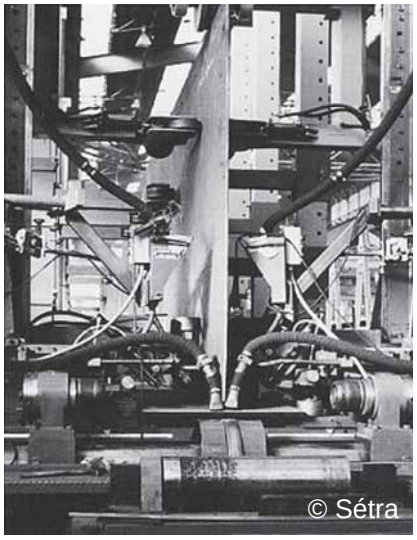
Tabelle 2-1: Relativer Zeitaufwand zur Fertigung der Stahlkonstruktion eines zweistegigen Plattenbalkens in Verbundbauweise.

Fertigungsschritte	Zeitaufwand	Gewicht
Fertigung der Hauptträger		
• Schneiden der Bleche	10 %	
• Schweißen	11 %	
• Herstellen des I-Trägers	14 %	85 %
• Aussteifungen	48 %	6 %
• Kopfbolzendübel	4 %	
• Versandfertig machen	5 %	
Fertigung des Querverbandes	5 %	6 %
Sonstiges	3 %	3 %

Der Transport der Träger von der Werkstatt auf die Baustelle kann per Lastkahn, Lastkraftwagen oder Zug erfolgen. Die Wahl des Transportmittels hat Einfluss auf die Größe der Bauteile, die Lage der Stöße, die vor Ort geschweißt werden müssen, und letztlich auch auf die Wahl des Querschnitts (I- oder Kastenquerschnitt).

In Tabelle 2-2 sind Maximalgewichte und -abmessungen für den Transport in Frankreich angegeben. Es kann z. B. festgestellt werden, dass ein Kastenquerschnitt, der breiter als 6 m ist, in zwei Teilen hergestellt werden muss, die dann vor Ort längs verschweißt werden.

Für Eisenbahnbrücken wird in der Regel ein spezieller Querrahmen eingesetzt, um ein besseres Verhalten unter Torsionsbeanspruchung zu erreichen. Siehe Abbildung 6-4 und Kapitel 6.



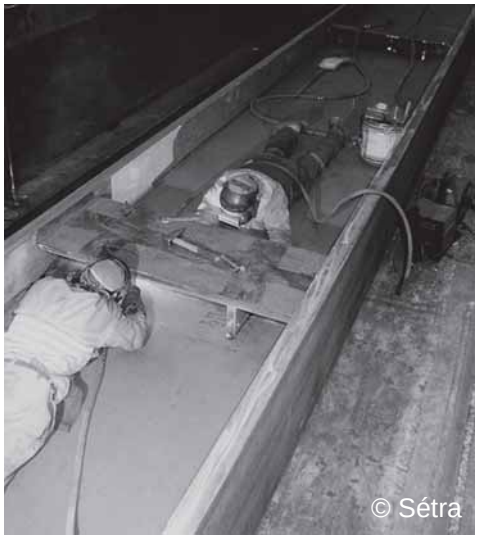


Abbildung 2-24: Zusammenbau eines I-Querschnitts und Schweißen der Quersteifen.

Tabelle 2-2: Maximalgewichte und -abmessungen für Transporte in Frankreich.

	Straßentransporte		**Schienentransporte**
	ohne besondere Genehmigung	**mit Genehmigung und Begleitfahrzeugen**	
Gewicht	20 bis 30 Tonnen	100 Tonnen	50 Tonnen (bis zu 70 Tonnen mit speziellen Waggons)
Länge	22 m	50 m	32 m
Breite	4,50 m	6,00 m	3,00 m (bei einer Höhe von 1,5 m)
Höhe	3,20 m	6,00 m (nur über spezielle Routen)	3,05 m (bei einer Breite von 0,8 m)

Die endgültige Montage vor Ort ist abhängig von der endgültigen Höhe der Brücke und den zur Verfügung stehenden Freiflächen in der Nähe des Widerlagers. Bei einer geringen Brückenhöhe kann die Montage mit Hilfe eines Mobil- oder Schwimmkrans erfolgen. Andernfalls sollte die Brücke von einer oder von beiden Auflagerseiten aus eingeschoben werden. Ein Arbeitsfläche muss jedoch hinter der Brücke vorhanden sein. In Kapitel 7 wird das Herstellverfahren des Längseinschubs näher betrachtet.

Beispiele

Die Talbrücke La Risle ist ein typischer zweistegiger Plattenbalkenquerschnitt, der im Zuge der Autobahn A28 in der Normandie im Jahr 2004 fertiggestellt wurde, siehe Abbildung 2-25.

Bauwerksdaten:

Gesamtlänge = 1.320 m,

Spannweiten = 65 – 4 x 80 – 7 x 90 – 3 x 80 – 65 m,

Trägerhöhe = 3,5 m,

Abstand der Querverbände: 8 m,

schlaff bewehrte Fahrbahnplatte, Breite 15 m, mittlere Dicke 30 cm,

5.295 Tonnen Stahl,

gebaut im Längseinschub von beiden Seiten,

Bauwerkshöhe = 70 m,

eine Fahrbahn je Richtung mit Schutzplanke in der Mitte.

Abbildung 2-25: Talbrücke La Risle bei Brionne, Frankreich, 2004.

Eine neue Straßenbrücke in Verbundbauweise ist bei Avignon in Südfrankreich im Bau, siehe Abbildung 2-26. Das Tragwerk ist ein zweistegiger Plattenbalken mit einer breiten Betonplatte zur Aufnahme von 2 x 2 Fahrspuren. Die beiden Hauptträger sind über auskragende Querträger mit I-Querschnitt mit der Fahrbahnplatte verbunden.

Bauwerksdaten:

Gesamtlänge = 740 m,

Spannweiten = 36 - 60 - 64 - 80 - 84 - 4 x 88 - 64 m,

Trägerhöhe = 3,5 m mit einem Achsabstand von 12 m zwischen den Hauptträgern,

Abstand der Querträger: 4 m,

schlaff bewehrte Fahrbahnplatte, Breite 21,5 m, Dicke 24 cm,

4.500 Tonnen Stahl (S355 + S460),

gebaut im Längseinschub.

Abbildung 2-26: LEO-Duranceviadukt bei Avignon, Frankreich, 2008.

Die Brücke wurde nach den Eurocodes (endgültige EN-Fassungen) bemessen. Für einen 33 m langen Bereich der Hauptträger nahe den Innenstützen wurde die Stahlsorte S460 für die Flansche eingesetzt. Im Vergleich zu einem Entwurf mit der Stahlgüte S355, konnte das Stahlgewicht dadurch um 8 % reduziert werden.

Das letzte hier vorgestellte Beispiel ist eine der Eisenbahnbrücke in Verbundbauweise, die für die neue, östliche TGV-Linie im Jahr 2007 erbaut wurde: die Brücke über den Ourcq-Kanal, siehe Abbildung 2-27. Diese Brücke steht stellvertretend für die Art der Querausteifung, die im Allgemeinen für Eisenbahnbrücken eingesetzt wird: ein stählerner Querverband. Die unteren Flansche sind mit Betonfertigteilplatten zur Verringerung des Lärms durch die TGV-Züge ausgesteift, was darüber hinaus zu einem verbesserten dynamischen Verhalten des Decks und einem besseren Torsionsverhalten führt.

Bauwerksdaten:

Gesamtlänge = 450 m,

Spannweiten = 45 – 6 x 60 – 45 m,

Trägerhöhe = 3,9 m,

Abstand der Querverbände: 4 m,

Obere Betonplatte: Breite 12,6 m, Dicke von 25 cm bis 40 cm aus Ortbeton,

1.963 Tonnen Stahl (S355),

gebaut im Längseinschub (mit Betonbodenplatte),

siehe Abbildung 6-4 für weitere Informationen.

Abbildung 2-27: Brücke über den Ourcq-Kanal, Frankreich, 2006.

2.3.2.3 Kastenquerschnitte in Verbundbauweise

Die Talbrücke Verrières ist eine Verbundbrücke mit Kastenquerschnitt und befindet sich an der Autobahn A75 bei Millau, siehe Abbildung 2-28. Der Stahlhohlkasten ist geschlossen und der obere Flansch ist mit der Betonfahrbahnplatte verbunden. Die breite Fahrbahnplatte überführt 2 x 2 Fahrspuren. Die Querträger sind daher mit der Fahrbahnplatte verbunden und Diagonalstreben und ein Außenlängsträger unterstützen den auskragenden Bereich der Fahrbahnplatte, siehe hierzu auch Abbildung 2-2.

Bauwerksdaten:

Gesamtlänge = 719,5 m,

Spannweiten: 96 – 136 – 144 – 136 – 128 - 80 m,

Trägerhöhe = 4,5 m

Kastenquerschnitt mit vertikalen Stegen (Abstand 7 m),

Abstand der Querverbände: 4 m,

schlaff bewehrte Fahrbahnplatte, Breite 23,5 m,

6.226 Tonnen Stahl,

Längsstoß zum Zusammenbau der beiden Querschnittshälften,

gebaut im Längseinschub,

2.261 €/m² (Stand: Jahr 2002)

Abbildung 2-28: Verrières-Viadukt bei Millau, Frankreich, 2002.

Zur gleichen Autobahn gehört auch das Millau-Viadukt (fertig gestellt im Jahr 2004) mit einem dreizelligen Kastenquerschnitt, siehe Abbildung 4-3. Ein weiteres herausragendes Beispiel aus dem Jahr 2005 ist das Jaulny-Viadukt für die östliche TGV-Linie. Das Tragwerk besteht aus einem zweizelligen Kastenquerschnitt mit einer Hauptspannweite von 73,8 m bei einer Gesamtlänge von 478,7 m. Die mittlere Bauhöhe des Hohlkasten beträgt 3,6 m, die Gurtsteifen sind Trapezhohlsteifen, wohingegen für das Stegblech Flachstahlsteifen zum Einsatz kamen.

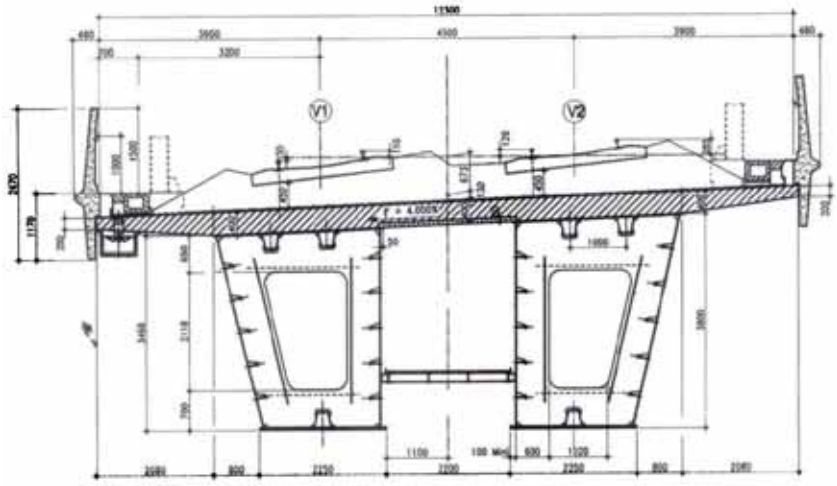


Abbildung 2-29: Eisenbahnviadukt bei Jaulny, Frankreich, 2005.

2.4 Deutschland

2.4.1 Einleitung

In Deutschland begann der erfolgreiche Aufstieg des Verbundbrückenbaus in den 1990er Jahren und er ist eng verknüpft mit einer neuen politischen Situation: der deutschen Wiedervereinigung. Zu diesem Zeitpunkt war die Infrastruktur in Ostdeutschland in einem sehr schlechten Zustand und das Ziel war es, diese so schnell wie möglich wieder aufzubauen. Während der Entwurfsphase wurden innovative Entwürfe z. B. im Hinblick auf die Weiterverwendung der vorhandenen Fundamente und Unterbauten, die - im Gegensatz zu den Aufbauten - in einem gutem Zustand waren, entwickelt. Als Ergebnis davon war oftmals die Verwendung von leichten Überbauten erforderlich, was ein Vorteil der Verbundkonstruktionen ist. Der damalige Entwurfsansatz für (Autobahn-)Brücken mit langen Spannweiten war es, getrennte Überbauten, die oft aus Plattenbalken- oder Kastenquerschnitten aufgebaut waren, für die Richtungsfahrbahnen zu haben. Beispielhaft sollen hier zwei Brücken in der Nähe von Cottbus und Schrotetal genannt werden, die in Abbildung 2-30 und Abbildung 2-31 dargestellt sind und die die übliche Bauweise in Deutschland bis zum Ende der 1990er Jahre darstellen.

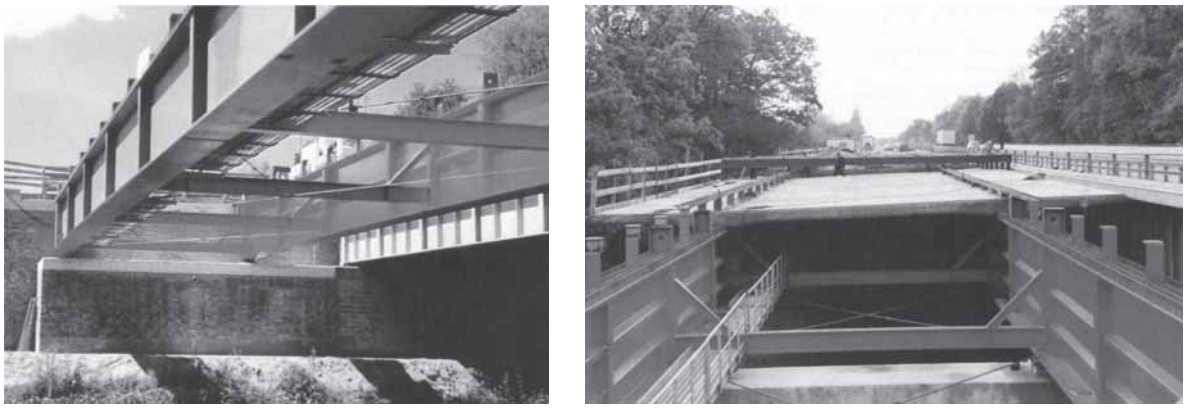


Abbildung 2-30: Brücke über die Spree bei Cottbus, Deutschland (aus [10]).

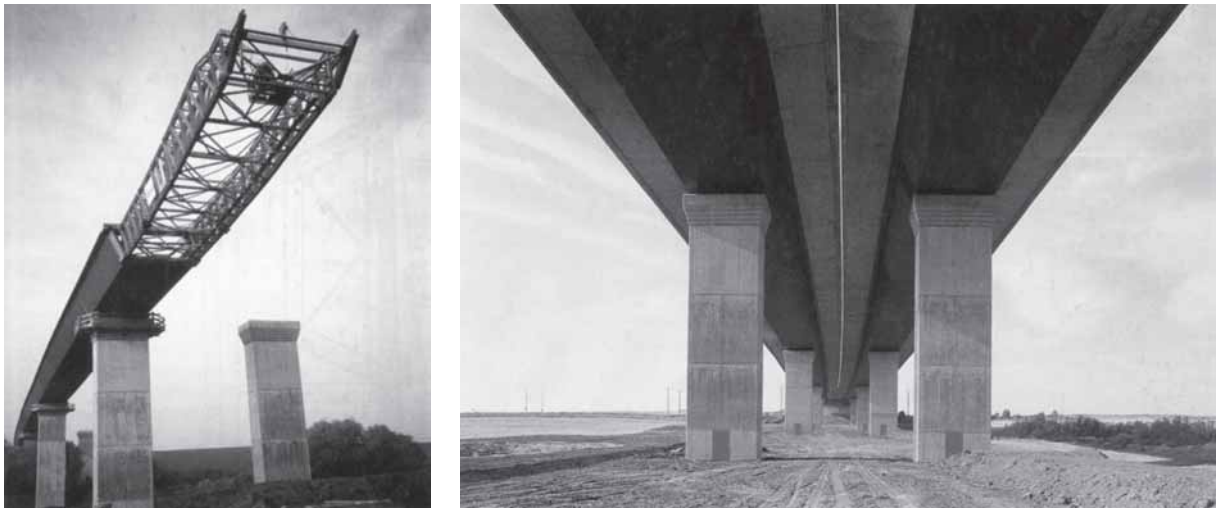


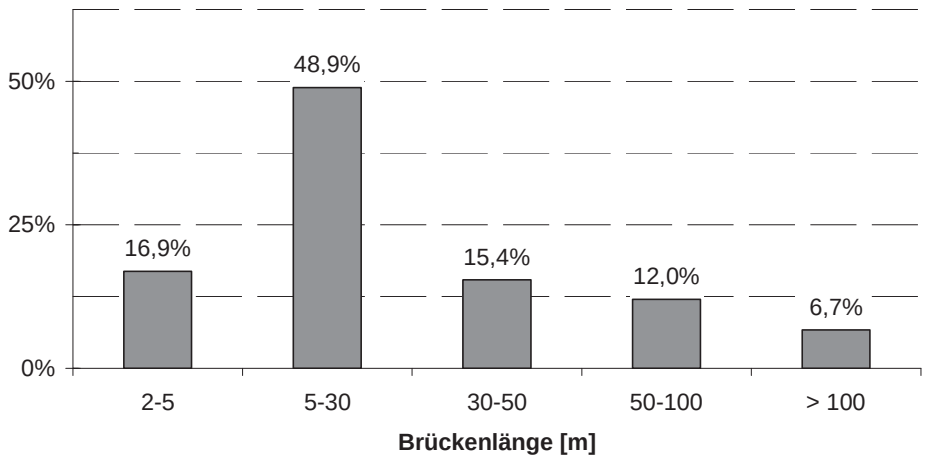
Abbildung 2-31: Brücke über das Schrotetal bei Magdeburg, Deutschland, 1997 (aus [10]).

Allerdings führte der schnelle Wiederaufbau der Infrastruktur in Ostdeutschland auch dazu, dass neue Konzepte für den Brückenentwurf entwickelt wurden. Diese bilden den Schwerpunkt der folgenden Abschnitte. Die Bauweisen, die sich seitdem etablieren konnten, sind:

- Brücken mit einteiligem Verbundquerschnitt, siehe Abschnitt 2.4.2
- Brücken mit luftdicht verschweißten Hohlkästen, siehe Abschnitt 2.4.3
- Brücken mit vorgefertigten Bauteilen und Ortbetonergänzung, siehe Abschnitt 2.4.4

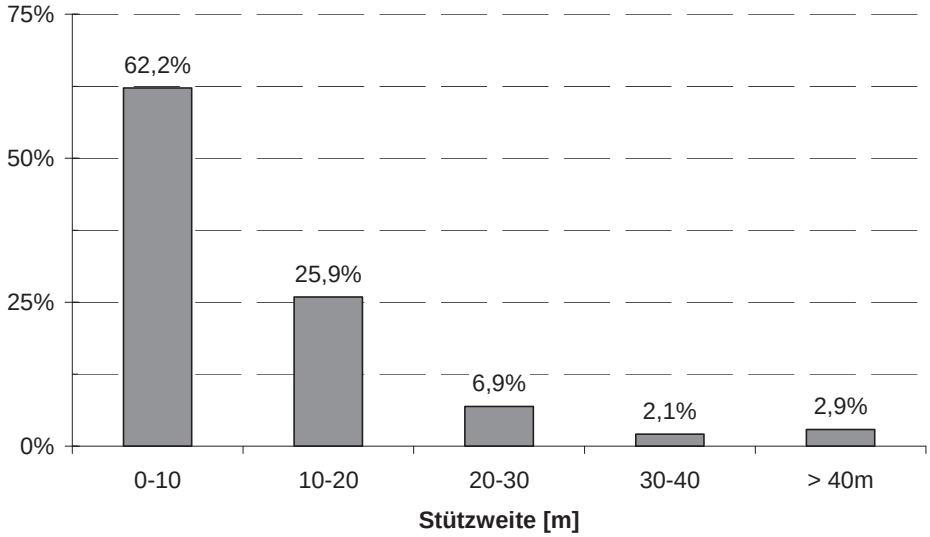
In Deutschland existiert ein dichtes Verkehrswegenetz mit über 231.000 km Straße und etwa 34.000 km Bahnlinie. Die Länge der Bundesstraßen beträgt 53.346 km (Autobahnen: 12.363 km, Bundesstraßen: 40.983 km) [4] und die Streckenlänge der Eisenbahnlinien beträgt 33.897 km [20]. Die Zahl der Brücken beträgt 35.675 für Bundesstraßen [84] und 27.165 für Eisenbahnen [20]. Daten über Landes- und Kreisstraßen sind nicht zentral erfasst, so dass im Folgenden nur Informationen über die Bundesstraßen angegeben sind.

Abbildung 2-32 zeigt die Anzahl der Brücken, dargestellt nach der Brückenlänge für Straßenbrücken bzw. der Spannweite für Eisenbahnbrücken. Für Straßenbrücken ist eine Auswertung der Daten hinsichtlich der Spannweitenverteilung nicht möglich, so dass hier lediglich auf die Brückenlänge verwiesen wird. Allerdings kann in beiden Fällen gezeigt werden, dass Brücken im Bereich des kurzen und mittleren Spannweitenbereichs dominieren. Üblicherweise bestehen die Autobahnen aus zwei Fahrspuren je Richtungsfahrbahn, die zu Überbauquerschnitten der Brücken mit Breiten zwischen 15,5 und 29,5 m je nach Art der Überbaus, ein- oder zweiteilig, führen.



a) Straßenbrücken (Bundesstraßen, nach [84]).

Abbildung 2-32: Verteilung der Brückenlängen bzw. Spannweiten in Deutschland.

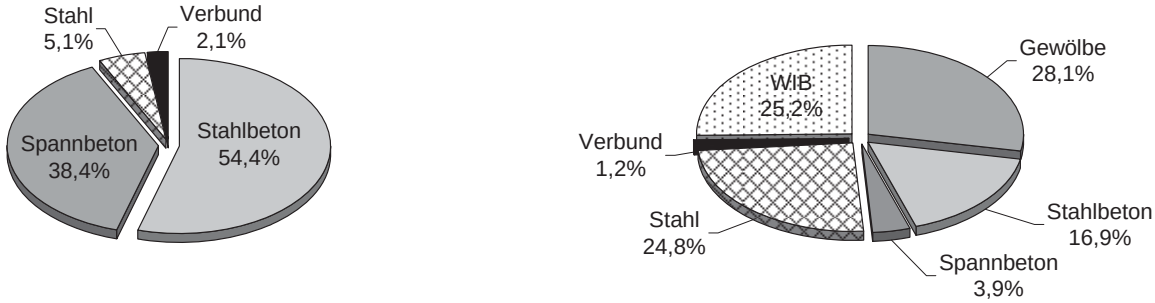


b) Eisenbahnbrücken (nach [87]).

Abbildung 2-32 (fortgesetzt): Verteilung der Brückenlängen bzw. Spannweiten in Deutschland.

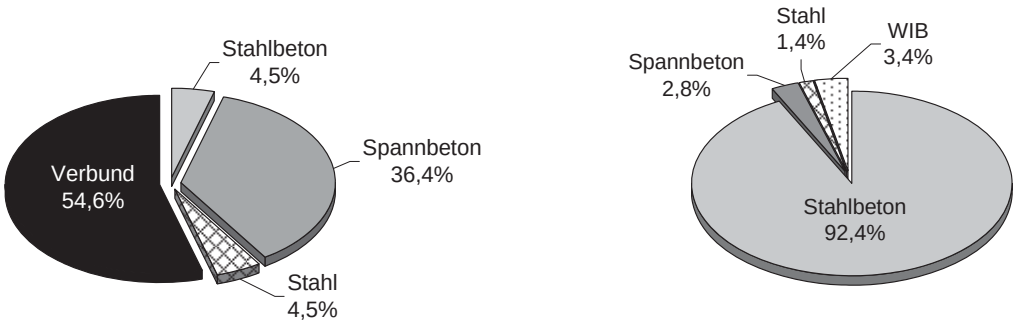
Eine Analyse der bestehenden Bauweisen in Deutschland zeigt, dass vor allem für Straßenbrücken der Markt von Massivbrücken beherrscht wurde, vgl. Abbildung 2-33. Im Gegensatz dazu sind die Bauartverteilungen für Eisenbahnbrücken ausgeglichener, aber in beiden Fällen ist es offensichtlich, dass die Verbundbrücken bisher nur eine untergeordnete Rolle spielten.

Eine Betrachtung der aktuellen Bauweisen, vgl. Abbildung 2-34, zeigt, dass die Verbundbrücken zumindest bei den Straßenbrücken einen guten Marktanteil erreicht haben. Gründe hierfür sind in den folgenden Abschnitten dargestellt.



a) Straßenbrücken (Bundesstraßen, nach [84]). b) Eisenbahnbrücken (nach [87]).

Abbildung 2-33: Verteilung der Bauarten von bestehenden Brücken in Deutschland.



a) Straßenbrücken (Bundesstraßen), Brückenlängen zwischen 30 m und 60 m.

b) Eisenbahnbrücken.

Abbildung 2-34: Verteilung der aktuellen Bauarten in Deutschland (nach [84]).

2.4.2 Brücken mit einteiligem Verbundquerschnitt

2.4.2.1 Allgemeines

Bis ins Jahr 1997 forderte das damalige Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW) getrennte Überbauten für jede Fahrrichtung bei Autobahnbrücken in Massiv- und Verbundbauweise, um der Lage zu sein, den Verkehr während der Wartungsarbeiten an einer Brückenhälfte aufrecht zu erhalten. Dies war vor allem für den Fall der Instandsetzung der Betonfahrbahnplatte erforderlich, so dass Stahlbrücken mit orthotroper Fahrbahnplatte von Anfang an von dieser Forderung ausgenommen waren. Doch im Jahr 1997 beschloss das BMVBW aus verschiedenen Gründen, für Verbundbrücken einteilige Überbauquerschnitte zuzulassen. Im Folgenden allgemeinen Teil werden die Vorteile und Merkmale der einteiligen Verbundquerschnitte genannt. In Abschnitt 2.4.2.2 werden die Auswirkungen der verschiedenen Querschnittstypen im Hinblick auf die tragwerks- und fertigungsrelevanten Aspekte näher erläutert (siehe hierzu auch [19]).

Ausgangspunkt zur Lockerung der Forderung, zwei getrennte Überbauten zu erstellen, war die Entwicklung der Autobahninfrastruktur in den neuen Bundesländern nach der Wiedervereinigung. Vor allem in Thüringen musste eine große Anzahl von tiefen Tälern überquert werden und das Ziel war es, wirtschaftliche Brückenentwürfe mit einer hohen ästhetischen Qualität zu fördern. In Abhängigkeit der Randbedingungen konnten diese Kriterien sehr gut durch einteilige Verbundquerschnitte aufgrund der folgenden Gründe erfüllt werden:

- **Anzahl der Pfeiler.** Mit einem einteiligen Verbundquerschnitt kann die Anzahl der Pfeiler im Vergleich zu den getrennten Überbauten um die Hälfte reduziert werden. Dies führt dazu, dass die Ansicht des Tales ist nicht so stark durch Pfeiler zugestellt wird, als dies mit zwei parallelen Reihen von Pfeilern erforderlich wäre und auch die Kosten für die Fundamente und Pfeiler können reduziert werden. Im Falle eines einteiligen Verbundquerschnitts wird ein wirtschaftlicher Vorteil für Pfeilerhöhen ab 40 bis 50 Meter und höher erreicht, vgl. [41].
- **Dauerhaftigkeit.** Im Vergleich zu einer reinen Massivbrücke ist die Dauerhaftigkeit von Verbundbrücken höher, weil eine Erneuerung des Korrosionsschutzes sowie ein Ersatz der Fahrbahnplatte möglich ist. Eine Voraussetzung für den Austausch ist, dass er unter laufendem Verkehr stattfinden kann und dass die sich daraus ergebenden Einwirkungen bereits in der Entwurfsphase berücksichtigt werden. Dies hat natürlich, wie nachfolgend dargestellt, wiederum auch Einfluss auf Gestaltung der Brücke. Die Bemessungssituation für einen Fahrbahnplattenaustausch ist entscheidend für die Gestaltung des Überbaus, so dass dieser für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in der Regel überdimensioniert ist, was jedoch zu einem robusten und dauerhaften Tragwerk führt, ohne die Wettbewerbsfähigkeit zu beeinträchtigen. Die allgemeinen Entwurfsüberlegungen führen zu ganz bestimmten Merkmalen der einteiligen Verbundquerschnitte, die nachfolgend vorgestellt werden. In Abbildung 2-35 sind die Bestandteile eines typischen einteiligen Verbundquerschnitts dargestellt.
- **Auskragende Fahrbahnplatte.** Die breite Fahrbahnplatte nimmt die Fahrspuren für beide Richtungsfahrbahnen und besitzt keine Vorspannung. Wegen ihrer großen Breite ist die Platte in der Regel an fünf Stellen in Querrichtung unterstützt. Zwei von ihnen entsprechen den oberen Flanschen des Kastenquerschnitts und sie werden ergänzt durch einen mittleren- und zwei äußere Längsträger. Die äußeren Längsträger werden durch Schrägstreben unterstützt.
- **Einzelliger Kastenquerschnitt aus Stahl mit Diagonalstreben und Zugbändern.** Der Kastenquerschnitt besitzt in der Regel eine breites Bodenblech und geneigte Stegbleche. Die auskragende Betonfahrbahnplatte wird durch seitliche Streben unterstützt, die oft aus Hohlprofilen bestehen. In der Regel sind in Längsrichtung zwei Außenlängsträger und ein Mittelträger vorgesehen. Die Abtriebskräfte der Diagonalstreben werden durch Zugbänder in der Ebene der oberen Flansche aufgenommen. Diese Zugbänder sind in der Regel mit der Betonfahrbahnplatte über Kopfbolzendübel verbunden. Die Querverbände und Diagonalstreben sind in einem regelmäßigen Muster in Abständen von 4 bis 5 m angeordnet.
- **Austauschmöglichkeit der Fahrbahnplatte.** Es muss möglich sein die Betonfahrbahnplatte unter laufendem Verkehr auf der Brücke zu ersetzen. Dies bedeutet, dass der Verkehr nur auf

der einen Seite der Brücke geführt wird, während auf der anderen Seite die Fahrbahnplatte entfernt wird. Dies geschieht in Abschnitten von 10 bis 15 m Länge. In der Querrichtung ist es ebenfalls möglich, die Fahrbahnplatte nicht im gesamten, sondern abschnittsweise zu entfernen. Da die einseitige Verkehrsbelastung ein hohes Torsionsmoment bewirkt, sollten Gegengewichte verwendet werden, um diesen Effekt reduzieren. Der Austausch der Betonplatte muss bereits als Lastfall während der Bemessung der Brücke vorgesehen werden. Die dazugehörige Vorgehensweise zum Austausch der Fahrbahnplatte muss ausreichend gut dokumentiert sein.

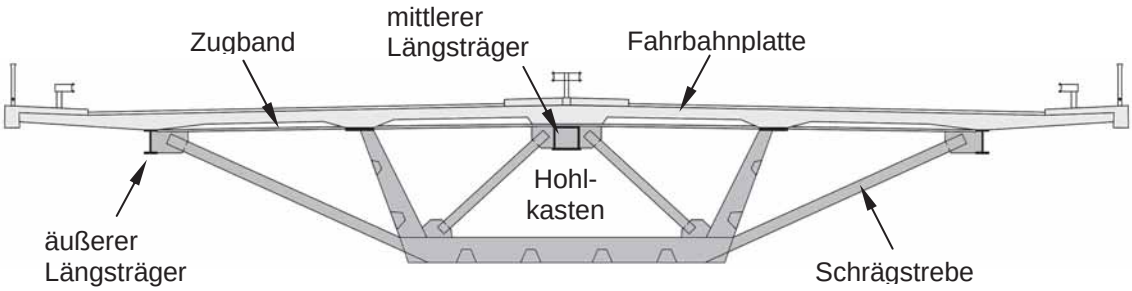


Abbildung 2-35: Bauteile eines einteiligen Verbundquerschnitts.

Tabelle 2-3 fasst die Bauwerksdaten der Brücken mit einem einteiligen Verbundquerschnitt, die bisher in Deutschland fertig gestellt wurden, zusammen. Die Kosten beziehen sich auf den Zeitpunkt des Baus.

2.4.2.2 Einfluss der Querschnittsgestaltung

Im Folgenden werden Auswirkungen bei der Wahl der unterschiedlichen Querschnittsausbildungen aufgezeigt. Folgende Themen werden betrachtet:

- Mittlerer und äußerer Längsträger
- Zugband
- Betonfahrbahnplatte
- Einfluss der Querschnittsausbildung auf die Herstellung der Fahrbahnplatte

Mittlerer und äußerer Längsträger

Durch die Wahl eines mittleren und äußeren Längsträger lässt sich in der Regel der Bauablauf vereinfachen. Die Längsträger dienen z. B. häufig als Träger für den Schalungswagen. Darüber hinaus vermeiden Längsträger eine punktuelle Unterstützung der Fahrbahnplatte im Endzustand, die zu einem biaxialen Zugspannungszustand führen würde, der in den Normen nicht berücksichtigt ist und für den auch keine Erfahrungen in Bezug auf Dauerhaftigkeit und Ermüdungsverhalten existieren. Bei der Querschnittswahl für den Mittellängsträger handelt es sich oft um einen geschlossenen Querschnitt, um die Torsionsmomente aufnehmen zu können, die durch einen Austausch der Fahrbahnplatte entstehen. Ein geschlossener Querschnitt ist in der Regel luftdicht verschweißt. Allerdings sind Außenlängsträger keine notwendige Voraussetzung wie die Brückenbeispiele Reichenbach, siehe Abbildung 2-37, Steinbachtal und Nesenbachtal, siehe Abbildung 2-40, zeigen.

Zugband

Es gibt verschiedene Möglichkeiten, wo das Zugband angeordnet werden kann.

Für ein in der Betonplatte liegendes Zugband bietet der umgebende Beton einen gewissen Schutz, allerdings ist besondere Vorsicht beim Austausch der Fahrbahnplatte geboten. Darüber hinaus müssen lokale Lasteinwirkungen aus der Fahrbahnplatte beim Entwurf berücksichtigt werden. Auch die Übertragung der Zugkräfte in die Querverbände ist in der Regel recht kompliziert.

Tabelle 2-3: Bauwerksdaten von Brücken mit einteiligem Verbundquerschnitt in Deutschland.

Brücke	Jahr der Fertig-stellung	Gesamt-länge	Spann-weiten	Max. Höhe	Brücken-fläche	Überbau						Kosten
						Beton		Bewehrungs- / Spannstahl		Baustahl		
		[m]	[m]	[m]	[m^2]	[m^3]	[m^3/m^2]	[t]	[kg/m^2]	[t]	[kg/m^2]	[€/m^2]
Wilde Gera	2001	552	30-42	110	14.628	4.630	0,317	895	61	2.508	172	1.425
Albrechtsgraben	2002	770	45-70	80	21.945	8.500	0,387	1.500	68	5.100	232	1.267
Reichenbach	2002	1.000	40-105	60	28.500	9.700	0,340	2.144	75	6.323	222	1.140
Schwarza	2002	675	55-85	68	19.238	6.450	0,335	1.700	88	4.428	230	1.138
Seßlestal	2002	320	73-88	53	9.120	3.300	0,362	800	88	2.521	276	1.349
Steinbachtal	2002	372	48-78	30	10.974	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.
Dambachtal	2005	370	45-85	65	10.545	4.400	0,417	1.000	95	2.800	266	1.166
Elben	2005	432	40-80	52	12.312	4.545	0,369	870	71	2.950	240	1.218
Thyratal	2005	1.115	70-90	40	32.893	12.300	0,374	2.550	78	8.300	252	1.216
Haseltal	2006	845	70-175	82	24.083	10,200	0.423	2,400	100	9,400	390	1.428

Für ein Zugband, das unter der Betonplatte liegt und nicht mit dieser verbunden ist, ist das Tragsystem in Längs- und Querrichtung klar gegliedert. Ein Nachteil ist der Versatz beim Anschluss an die Fahrbahnplatte, was zu lokalen Biegemomenten führt. Aufgrund der unterschiedlichen Wärmeausdehnung der Fahrbahnplatte und des Zugbandes können Zugspannungen in der Fahrbahnplatte entstehen, die bei der Bemessung der Bewehrung in der Fahrbahnplatte zu berücksichtigen sind.

Betonfahrbahnplatte

Die Fahrbahnplatte besteht in der Regel aus einer schlaff bewehrten Betonplatte, die im Pilgerschrittverfahren hergestellt wird. Die Fahrbahnplatte kann wie folgt ausgeführt sein:

- Fahrbahnplatte mit konstanter Dicke, z. B. Talbrücke Albrechtsgraben
- Fahrbahnplatte mit Vouten entlang der äußeren Längsträger und der oberen Flansche des Kastenquerschnitts
- Kassettendeckenähnliche Fahrbahnplatte, die das Volumen und damit auch das Eigengewicht des Betons reduziert. Die Bewehrungsführung ist jedoch aufwändig.

Wie in der Einleitung erwähnt wurde, ist es erforderlich, dass die Fahrbahnplatte unter laufendem Verkehr auf der Brücke ausgetauscht werden kann. Da die einseitige Verkehrsbelastung ein hohes Torsionsmoment zur Folge hat, wird empfohlen, Gegengewichte einzusetzen, um diesen Effekt zu reduzieren. Hinzu kommt, dass Anschlussbleche für die horizontale Aussteifung im Falle eines Fahrbahnplattentausches vorgesehen werden müssen, siehe Abbildung 2-36. Andere Entwurfsaspekte können z. B. auch sein, dass der Endquerträger aus Beton hergestellt wird, um abhebende Kräfte bei einem Austausch der Fahrbahnplatte im Endfeld zu vermeiden.

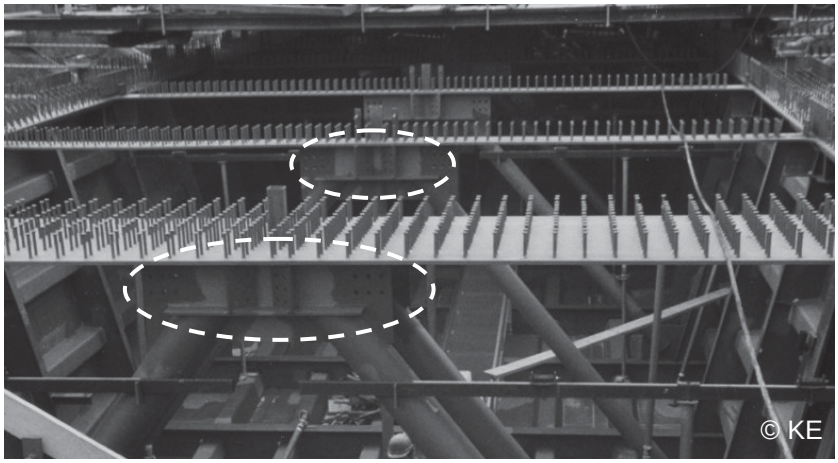


Abbildung 2-36: Anschlussbleche für die horizontale Aussteifung im Falle eines Fahrbahnplattentausches.

Einfluss der Querschnittsausbildung auf die Herstellung der Fahrbahnplatte

Wenn mehrere Betonierschritte für die Herstellung der Betonplatte vorgesehen sind, wird in der Regel ein Schalwagen verwendet, der die Aufgabe hat, die Lasten der Schalung, des Frischbetons und weiterer Verkehrslasten zu übernehmen. Für den Einsatz eines Schalwagens gibt es folgende Gründe:

- Eine bodengestützte Schalung kann nicht errichtet werden, so dass die Lasten über den Stahlüberbau abgetragen werden müssen.
- Leichte Verfahrbarkeit, wobei die Schrägstreben beachtet werden müssen.
- Lediglich wenige Auflagerpunkte.
- Verträglichkeit der Steifigkeiten des Überbaus und des Schalwagens.
- Leichtbau.
- Wirtschaftlichkeit.

Auf Grundlage dieser Anforderungen existieren verschiedene Schalwagensysteme in Abhängigkeit der gewünschten Querschnittausbildung. Im Folgenden werden oben- und untenfahrende Schalwagen vorgestellt.

Obenfahrende Schalwagen

Für obenfahrende Schalwagen sind so genannte „Stühlchen“ erforderlich, über die die Lasten in den Stahlüberbau eingeleitet werden. Diese „Stühlchen“ sind an maximal fünf Standorten in der Achse der Querverbände und Schrägstreben möglich, um auch horizontalen Kräfte in den Überbau einleiten zu können. Darüber hinaus ist es erforderlich, Aussparungen in der Fahrbahnplatte für die „Stühlchen“ vorzusehen. Nach dem Herstellen der Fahrbahnplatte werden die „Stühlchen“ unterhalb der Oberkante abgeschnitten und die Aussparung wird nachträglich vergossen. Diese Aussparungen sind eher unerwünscht, weil die Qualität der Fahrbahnplatte darunter leidet und auch die Bewehrungsführung in diesem Bereich komplizierter ist. Es ist also zu berücksichtigen, dass der Stahlüberbau so bemessen ist, dass er diese hohen lokalen Auflagerkräfte aufnehmen kann, vor allem dann, wenn die Anzahl der Auflagerpunkte so weit wie möglich reduziert wird. Es ist auch zu berücksichtigen, dass der Schalwagen die Schrägstreben passieren muss. Eine separate Schalung wird in der Regel innerhalb des Kastenquerschnitts eingesetzt, die unabhängig von der äußeren Schalung gehoben oder gesenkt werden kann.

Für die Talbrücke Reichenbach wurden alle fünf möglichen Standorte als Auflagerpunkte in Querrichtung verwendet, für die in Abbildung 2-37 die „Stühlchen“ zu sehen sind. Die Talbrücke Reichenbach hat keine Außenlängsträger, so dass die Schalung der Fahrbahnplatte außerhalb des Kastenquerschnitts abklappbar ausgeführt wurde und am äußeren Ende des Schalwagens angeschlagen war. Die Schalung der Fahrbahnplatte innerhalb des Kastenquerschnitts erfolgte durch verfahrbare Schalungen [70].

Abbildung 2-37: „Stühlchen“ als Auflagerpunkte für den obenfahrenden Schalwagen, Talbrücke Reichenbach bei Ilmenau, Deutschland, 2002.

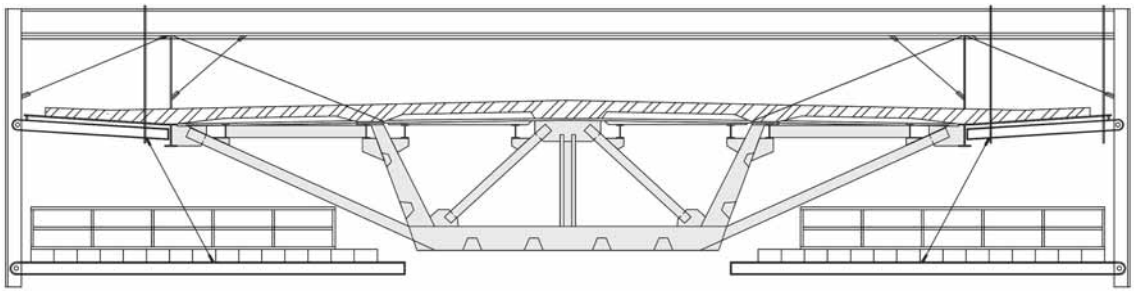


Abbildung 2-38: Beispiel eines obenfahrenden Schalwagens.

Für die Talbrücke Wilde Gera wurde die Anzahl der Auflagerpunkte in der Querrichtung auf zwei reduziert, die sich am Kreuzungspunkt aus Schrägstrebe, Zugband und Außenlängsträger befinden. Dadurch konnte die Anzahl der Aussparungen in der Fahrbahnplatte reduziert und die Qualität der Fahrbahnplatte verbessert werden. Im auskragenden Fahrbahnplattenbereich wurden abklappbare Schalungen verwendet, die vom Schalwagen abgehängt waren. Die Schalung der Bereiche zwischen den Schrägstreben erfolgte über Schalungen, die auf temporären Konsolen aufgelagert waren, die an den Diagonalstreben und Querverbänden befestigt waren, siehe Abbildung 2-38 und [18].

Untenfahrende Schalwagen

Wenn ein durchlaufender Außenlängsträger vorhanden ist, ist es von Vorteil, einen Schalwagen an diesen unten anzuhängen. Neben den Längsträgern wird dieser seitlich vom leicht überstehenden unteren Flansch des Kastenquerschnitts gehalten. Somit sind keine Aussparungen in der Fahrbahnplatte wie für die Auflagerpunkte des obenfahrenden Schalwagens erforderlich. Obwohl dies zu einer höheren Qualität der Betonplatte führt, sind oftmals zusätzliche Einbauteile und Verstärkungsmaßnahmen für die Stahlbauteile notwendig. Besondere Aufmerksamkeit sollte dem Korrosionsschutz gewidmet werden.

Für eine Reihe von Talbrücken wurde ein untenfahrender Schalwagen verwendet, der am äußeren Längsträger abgehängt wurde. In der Regel werden abklappbare Schalungen verwendet, die am Schalwagen angeschlagen sind, und lediglich hängend am Außenlängsträger verfahrbar angebracht sind. Während der Herstellung der Betonplatte, wird die Schalung zusätzlich durch den leicht überstehenden unteren Flansch des Kastenquerschnitts unterstützt. Im Inneren des Hohlkasten werden ähnliche Schalungssysteme, wie für die Systeme mit obenfahrendem Schalwagen, verwendet. Abbildung 2-39 zeigt den Schalwagen der Talbrücke Schwarza. Dieses System wurde z. B. auch für die Talbrücken Albrechtsgraben und Elben genutzt.

Abbildung 2-39: Abklappbare, äußere Schalung, Talbrücke bei Schwarza, Deutschland, 2002.

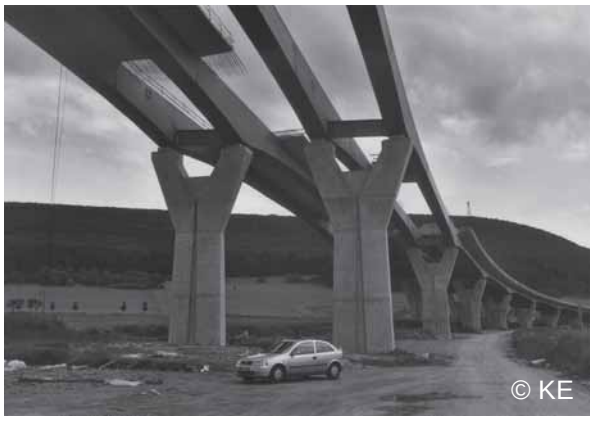
Halbfertigteile aus Beton

Anstelle von Ortbeton für die Fahrbahnplatte können alternativ auch Betonhalbfertigteilplatten verwendet werden, die auf die Stahlkonstruktion aufgelegt werden und mit Ortbeton ergänzt werden. Ein Beispiel für eine solche Lösung ist die Nesenbachtalbrücke [6], siehe Abbildung 2-40. Obwohl jeder Brückenträger nur eine Richtungsfahrbahn bestehend aus zwei Fahrspuren aufnimmt, weisen sie die gleichen Eigenschaften wie die einteiligen Verbundquerschnitte auf: es handelt sich um einen Kastenquerschnitt mit Schrägstreben und Zugbändern. Die Fahrbahnplatte setzt sich aus Betonhalbfertigteilplatten zusammen, die auf die Querträger im Abstand von 4 m aufgelegt werden. Begleitende Messungen zeigten, dass die Halbfertigteilplatten in der Lage sind, eine mittragende Einheit mit dem Ortbeton zu bilden [48].

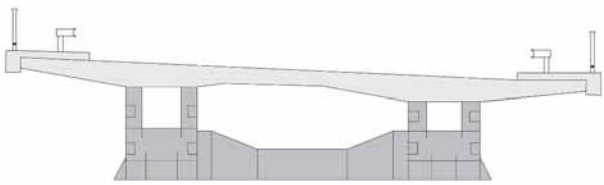
Abbildung 2-40: Brücke über das Nesenbachtal in Stuttgart, Deutschland, 2000.

2.4.3 Brücken mit luftdicht verschweißten Hohlkästen

Seit Mitte der 1990er Jahre begann die Verbreitung von Brücken mit kleinen Hohlkästen in ganz Deutschland, die luftdicht verschweißt sind und ohne Korrosionsschutz im Inneren auskommen. Dieser Entwurf war in der Lage, mit anderen Verbund- und Massivbauweisen im Spannweitenbereich von 30 bis 80 m zu konkurrieren. Ein typischer Querschnitt besteht aus zwei Hauptträgern, die in Längsrichtung orientiert sind, siehe Abbildung 2-41.



a) Werratalbrücke bei Einhausen, Deutschland, 2003.



b) Typischer Querschnitt mit Querträger.

Abbildung 2-41: Brücke mit luftdicht verschweißten Hohlkästen.

Ursprünglich gab es starke Bedenken gegen luftdicht verschweißte Hohlkästen und die Wirksamkeit der Luftdichtigkeit zur Sicherstellung des Korrosionsschutzes. Das luftdichte Verschweißen wurde jedoch bereits in vielen Bereichen genutzt, z. B. als Schutz im Inneren von unzugänglichen Bereichen von Fachwerkträger und Bogenträgern mit Hohlquerschnitten sowie für Aussteifungen mit einer geschlossenen Querschnittsform. Eine andere Sicht der Dinge entwickelte sich Mitte der 1990er Jahre, als die Durchlaufträger in Kastenquerschnittsform des Fahrwegs der Transrapid-Versuchsanlage zugänglich gemacht wurden, vgl. [83]. Diese Querschnitte wurden im Jahr 1982 als luftdicht verschweißte Hohlkästen mit einer prognostizierten Lebensdauer von nur 12 Jahren ausgeführt. Ihre Überprüfung ergab jedoch, dass keine Korrosion innerhalb der luftdicht verschweißten Abschnitte stattgefunden hatte.

Schließlich ebnete dies den Weg für eine neue Bauweise, die zudem durch verbesserte Fertigungsverfahren bei der Herstellung der Stahlbauteile, wie auch Fortschritte in der Computertechnologie zur Berechnung von Verbundtragwerken, unterstützt wurde. Eine Zusammenfassung der wichtigsten Brücken, die in Zeitschriften, Büchern, etc. veröffentlicht wurden [11], [13], [14], [21], [22] sind in Tabelle 2-4 zusammengefasst. Es wurden allerdings bisher viele weitere Brücken mit luftdicht verschweißten Hohlkästen gebaut, die der Öffentlichkeit nicht sehr bekannt sind.

Tabelle 2-4: Bauwerksdaten von Brücken mit luftdicht verschweißten Hohlkästen in Deutschland.

Brücke	Jahr der Fertigstellung	Gesamtlänge [m]	Spannweiten [m]	Fahrbahnplattenbreite [m]	Anzahl Längsträger	Brückenfläche [m^2]	Baustahl [kg/m^2]	Kosten [€/m^2]
Union	2000	253,7	25-35	19,1	2 x 2	9.704	k.A.	1.106
Werratal	2003	1194,0	37-85	14,25	2 x 2	34.029	k.A.	837
Müglitz	2003	310,0	45-55	14,25	2 x 2	8.835	k.A.	k.A.
Schwentine	2003	296,0	20-52	11,5	2	3.404	241	1.704
Wakenitz	2004	294,5	32-55	14,9	2 x 2	8.781	247	1.651
Seidewitztal	2006	605,0	31-55	12,9	2 x 2	15.609	k.A.	k.A.
Wiedersbach	2006	177,5	30-60	14,25	2 x 2	5.059	217	1.192
Schleuse	2007	680,0	40-80	14,25	2 x 2	19.380	260	1.028

Die Merkmale von luftdicht verschweißten Hohlkästen können wie folgt zusammengefasst werden, siehe [74]:

- **Auflagerung der Betonfahrbahnpaltte.** Die zwei Stege der beiden Hauptträger stellen eine vorteilhafte Unterstützung der Betonplatte dar.
- **Gewicht.** Die geringe Breite des stählernen Untergurts führt zu einer größeren effektiven Breite in negativen Momentenbereichen. Die engliegenden Auflagerpunkte für die Betonplatte führen dazu, dass Platten mit einer Dicke von maximal 35 cm ausgeführt werden können, was für das gesamte Eigengewicht der Brücke von Vorteil ist. Eine Quervorspannung wird in der Regel nicht angewendet.
- **Fertigung.** Eine Vorfertigung des Hohlkastens ist bis zur maximalen Transportlänge ist möglich, so dass vor Ort nur Längsstöße geschweißt werden müssen. Aufgrund der geringen Abmessungen sind die Hohlkästen in der Werkstatt zwar einfach zu handhaben, führen aber auch zu schwierigen Schweißpositionen bei der Herstellung der Schweißnähte im Hohlkasten.
- **Korrosionsschutz.** Im Vergleich zu einem I-Querschnitt mit Aussteifungen gibt es wenige und ebene äußere Oberflächen im Falle der Hohlkästen. Im Inneren ist überhaupt kein Korrosionsschutz erforderlich.
- **Transport.** Die Hohlkästen können als Ganzes transportiert werden, ohne auf der Baustelle in der Querrichtung verschweißt werden zu müssen. Die hohe Torsionssteifigkeit erleichtert den Transport.

- **Errichtung.** Der Hohlkasten ist während des Aufbaus und im Endzustand aufgrund seiner hohen Torsionssteifigkeit sehr stabil. In der Regel werden die Elemente in ihre endgültige Position eingehoben, aber auch die Verschiebetechnik kann verwendet werden, wie dies z. B. bei der Brücke Seidewitztal [27] eingesetzt wurde. Die Hohlkästen bieten nicht viel Platz, um Schweißarbeiten vor Ort durchzuführen, so dass im Wesentlichen die Mannlöcher am Ende geschlossen werden müssen. Es gibt nur wenige Bereiche, die einen abschließenden Korrosionsschutzanstrich auf der Baustelle benötigen.
- **Bauzeit.** Die einfache Kranmontage von großen vorgefertigten Abschnitten führt zu einer sehr kurzen Bauzeit ohne den Verkehrsfluss zu stark behindern.
- **Ausrüstung.** Die Ausrüstung begehbarer Hohlkästen, wie z. B. Gitterweg, Beleuchtung, use. wird nicht benötigt.
- **Instandhaltung.** Zeit und Aufwand für die Wartung der Stahlkonstruktion werden reduziert, weil nur äußeren Oberfläche inspiziert werden müssen. Allerdings erfordert die Wartung von weiteren Brückenausrüstungen wie der Entwässerung auf der Außenseite mehr Aufwand. Tragwerkselemente innerhalb des Hohlkastens sind nicht leicht zugänglich. Sollte eine Inspektion des Hohlkastens tatsächlich notwendig werden, so können schienengebundenen Fahrzeuge genutzt werden, die jedoch bereits in Planung zu berücksichtigen sind.

Der Entwurf von Kleinhohlkästen hängt in erster Linie von der Fahrbahnplattenbreite und der Hauptspannweite ab. Bei kleinen Spannweiten liegen die Hauptträger in engem Abstand von 2 bis 3 m. Bei mittleren Spannweiten besteht die typische Konstruktion aus zwei Hauptträgern, die die Fahrbahnplatte mit Breiten zwischen 11 bis 16 m unterstützen. Wie Tabelle 2-4 zu entnehmen ist, kommt diese Fahrbahnplattenbreite sehr häufig vor. Für größere Breiten werden entweder mehrere Hauptträger oder geneigte Streben und auskragende Querträger verwendet. In diesem Fall kann die Verwendung von vorgefertigten Betonplatten günstig sein [75]. Eine weitere, nicht sehr verbreitete ist die Lösung, ist die Vorspannung der Fahrbahnplatte in Querrichtung, die z. B. für die Union Brücke in Dresden eingesetzt wurde [11]. Darüber hinaus sollten folgende Punkte berücksichtigt werden [72], [73]:

1. In Deutschland reichen die Schweißanforderungen nach ZTV-ING T4 zur Herstellung von luftdicht verschweißten Hohlkästen aus.
2. Ein Abrostungszuschlag für die Bleche ist nicht erforderlich.
3. Eine Überprüfung der Luftdichtheit ist nicht erforderlich.
4. Ein Korrosionsschutz innerhalb des Hohlkastens ist nicht erforderlich. Auch Bauteile, die auf der Baustelle verschweißt werden, benötigen keinen Schutz, obgleich diese oft einen Grundanstrich erhalten. Die Schüsse des Hohlkastens müssen bis zur Errichtung nicht luftdicht verschweißt sein.
5. Ein Lastfall mit einer Temperaturdifferenz von ±15 K muss berücksichtigt werden. Demzufolge sollte auch das luftdichte Verschweißen der Hohlkästen auf der Baustelle bei Temperatur erfolgen, die in der Berechnung zugrunde gelegt wurden.
6. Die Einspannwirkung der Fahrbahnplatte in die breiten Obergurte muss berücksichtigt werden.
7. Eine Inspektion des Inneren des Hohlkastens ist nicht erforderlich, falls die statisch relevanten Schweißnähte von außen untersucht werden können.
8. Luftdicht verschweißte Hohlkästen sind Stand der Technik im mittleren Spannweitenbereich in Deutschland.

2.4.4 Brücken mit vorgefertigten Bauteilen und Ortbetonergänzung

2.4.4.1 Allgemeines

Aufgrund der Vorherrschaft von Massivbrücken im kurzen und mittleren Spannweitenbereich in Deutschland wurde erkannt, dass die Wettbewerbsfähigkeit der Verbundbrücken durch ein hohes Maß an Vorfertigung entscheidend verbessert werden könnte. Mit Beginn der 1990er Jahre, stellte Roik [76] die Idee vor, warmgewalzte Stahlträger für Straßenbrücken in Verbundbauweise zusammen mit vorge-

fertigten Betonelementen für Brücken im kurzen und mittleren Spannweitenbereich zu verwenden. Die Vorteile dieses Vorschlags sind noch bis heute gültig:

- **Vorfertigung**. Ein hoher Vorfertigungsgrad kann erreicht werden, so dass z. B. ein Schweißen auf der Baustelle nicht notwendig ist und der Korrosionsschutz vollständig in der Werkstatt aufgebracht werden kann.
- **Bauzeit.** Der hohe Vorfertigungsgrad führt im Allgemeinen zu kurzen Bauzeiten und der Verkehr ist lediglich während des Einbaus der Träger behindert. Dadurch sind nur kurze Sperrzeiten für Straßen oder Eisenbahnlinien erforderlich.
- **Gewicht.** Falls ein Unterbau in gutem Zustand vorhanden ist, kann dieser weiterhin genutzt werden.

Seit Ende der 1990er Jahre wurden zahlreiche Verbundbrücken mit einem hohen Vorfertigungsgrad erfolgreich gebaut und waren in der Lage, sich als wirtschaftliche Lösung im Spannweitenbereich zwischen 20 bis 80 m zu etablieren. Von Anfang an wurden Versuche unternommen, nicht nur die Stahlkonstruktion zu optimieren, sondern auch die Herstellung der Betonplatte zu vereinfachen. Für Talbrücken über mehrere Felder wird häufig ein Schalwagen verwendet, der in der Regel keine geeignete Lösung für Brücken im kurzen und mittleren Spannweitenbereich ist. Daher wurden zwei innovative Ansätze entwickelt, die beide durch Ortbeton ergänzt werden.

- Stahlträger und Betonhalbfertigteile, siehe Abschnitt 2.4.4.2
- Stahlverbundfertigteilträger, siehe Abschnitt 2.4.4.3

2.4.4.2 Stahlträger und Betonhalbfertigteile

Im Jahr 1989 initiierte der Stahlhersteller ARBED ein Forschungsprogramm zur Optimierung der Planung und des Baus von Verbundbrücken durch die Verwendung von warmgewalzten Stahlträgern mit besonderen Eigenschaften, wie z. B. einer Trägerhöhe von bis zu 1100 mm und einer Streckgrenze von bis zu 460 MPa [49]. Die Merkmale der Bauweise mit warmgewalzten Trägern im Gegensatz zu geschweißten Trägern waren:

- Mehrere Längsträger im Abstand von 2,5 m.
- Haupträger aus warmgewalzten Profilen ohne Längssteifen und Verbände.
- Maximale Bauhöhe von 1100 mm
- Verringerte Dicke der Betonplatte von 27 cm im Vergleich zu üblicherweise 35 cm

Die wichtigsten Erkenntnisse des Forschungsprojekts waren, dass aufgrund der Geometrie der warmgewalzten Träger das Risiko des Biegdrillknickens des unteren Druckgurtes an den Auflagern reduziert wird, da der Steg eine vorteilhafte elastische Einspannung darstellt. Das gesamte System wurde bereits für die Verwendung mit Betonhalbfertigteilen vorgesehen, um die Bauzeit zu verkürzen, weil keine zusätzliche Schalung erforderlich ist und die Verwendung von Betonhalbfertigteilen als verlorene Schalung die Montage erleichtert. Allerdings wurden die auskragenden Bereiche der Fahrbahnplatte in Ortbeton ausgeführt. Ein weiterer Nachteil ist, dass warmgewalzte Träger nur mit einer Länge von bis zu 30 Metern wirtschaftlich zu transportieren sind

Im Jahr 1997 wurden standardisierte Entwürfe für Brücken über deutsche Autobahnen erarbeitet, weil die Anforderungen an die Tragwerkssysteme in fast allen Fällen dieselben sind. Die am häufigsten zu überführenden Straßenarten sind Wirtschaftswege (WW), zwei- oder dreispurige Straßen mit einem Regelquerschnitt RQ10,5 und RQ15,5.

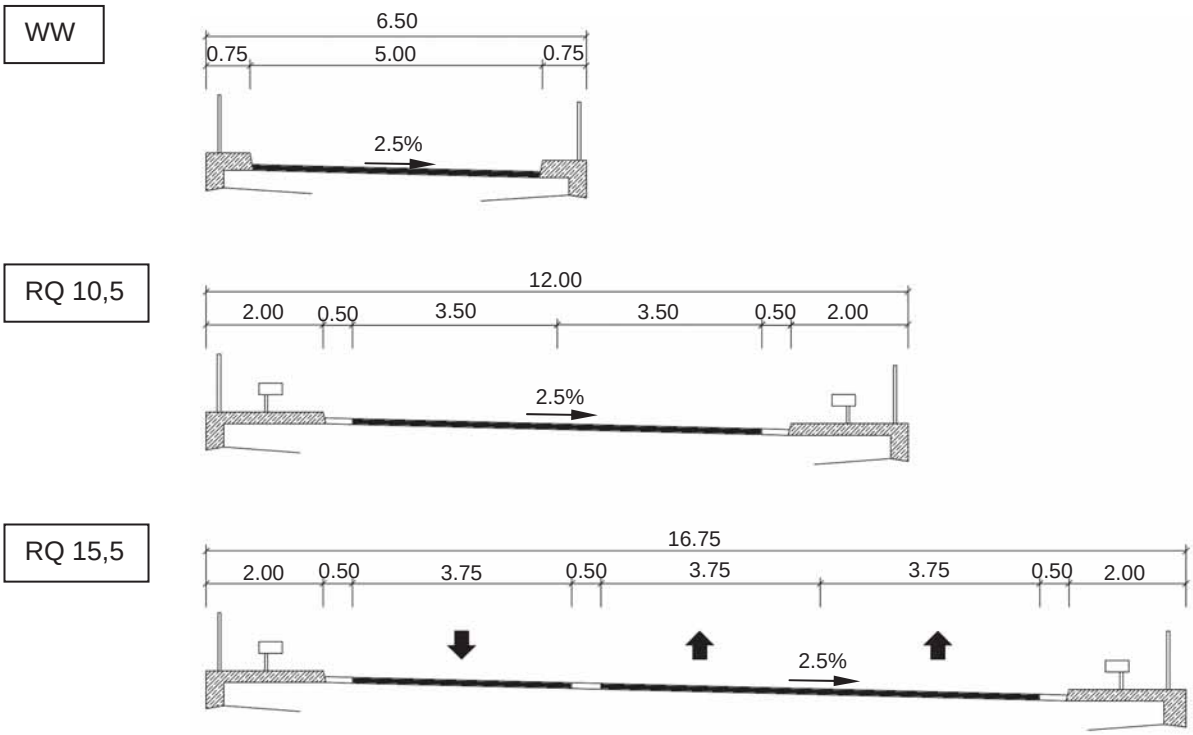


Abbildung 2-42: Typische Querschnitte von Verbundbrücken mit Betonhalbfertigteilen. Lediglich die Fahrbahnabmessungen nach [71] sind dargestellt. Abmessungen in [mm].

Folglich war das Ziel, den Planer für typische Brückenquerschnitte zu unterstützen. Die verschiedenen standardisierten Typen wurden z. B. in [81] und [82] veröffentlicht. Im Gegensatz zu den Betonhalbfertigteilen, die gemeinhin für Bauwesen bekannt sind, wurden hier sogenannte Großflächenschalelemente entwickelt. Sie haben die folgenden Merkmale [81]:

- Die Schubübertragung zwischen den Großflächenschalelemente und dem Ortbeton wird durch girlandenförmige Schubbewehrung sicher gestellt, die keinen oberen Bewehrungsstab besitzt. Dadurch lässt sich die Bewehrung ohne umständliches Einfädeln herstellen.
- Die Großflächenschalelemente sind im Endzustand voll wirksam. Um die Schubübertragung sicher zu stellen, werden Aussparungen in den Großflächenschalelementen vorgesehen, die abschließend vergossen werden.
- Elastomerstreifen werden auf die Stahlträger aufgelegt, um Toleranzen auszugleichen und den Spalt zwischen Stahl und Beton zu versiegeln.
- Die Fugen in Querrichtung werden in der Werkstatt durch Moosgummi abgedichtet. Sie besitzen eine besondere Querschnittsform aus folgende Gründen: die Plattendicke ist an den Fugen reduziert, um eine genügende Betondeckung von 4,5 cm sicher zu stellen. Die Kanten sind gebrochen, um Ausbrüche zu vermeiden.

Für die unterschiedlichen Typen werden dem Planer Verlegepläne zur Verfügung gestellt, wieviele und wo die Großflächenschalelemente ausgelegt werden müssen.

In Abbildung 2-44 ist ein Beispiel für eine Brücke mit Stahlträgern und Großflächenschalelementen dargestellt, die in der Nähe von Ravensburg fertiggestellt wurde. Man kann erkennen, dass die Kopfbolzendübel in Gruppen angeordnet sind, um eine Anwendung von auskragenden Schalungselemente zu ermöglichen.

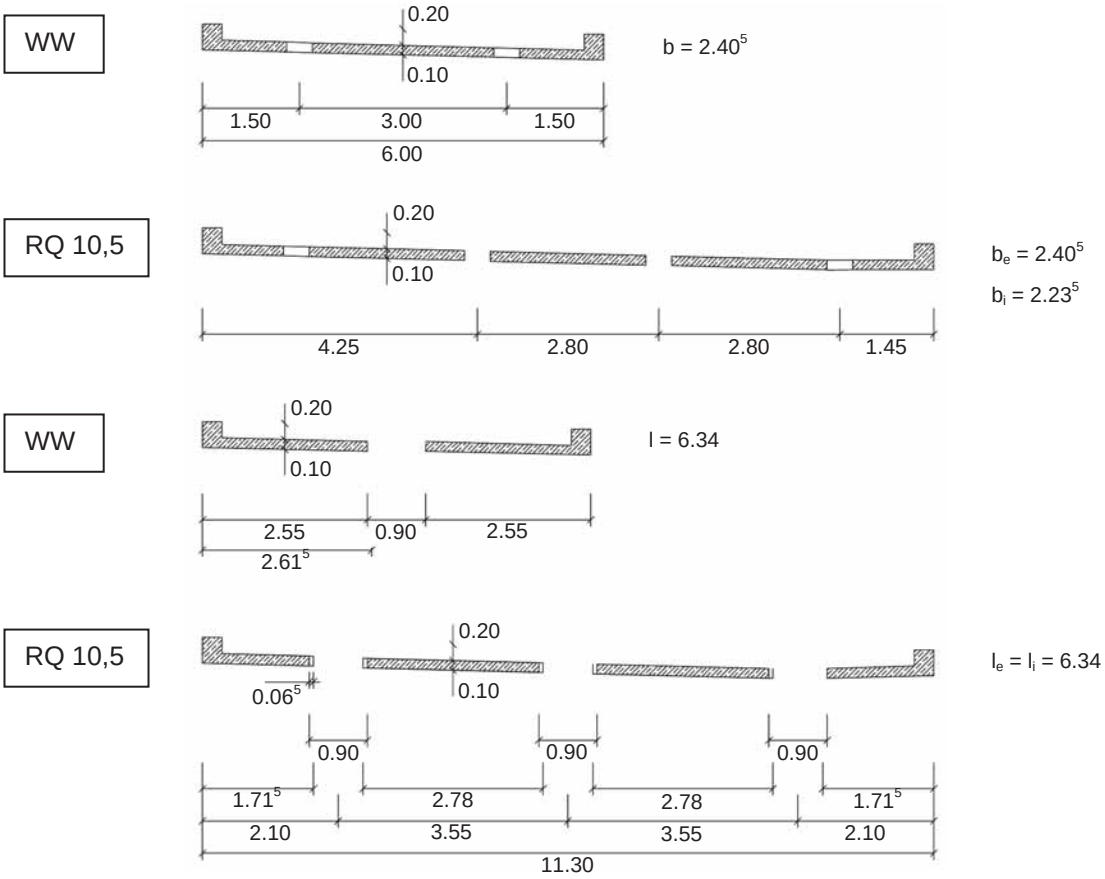
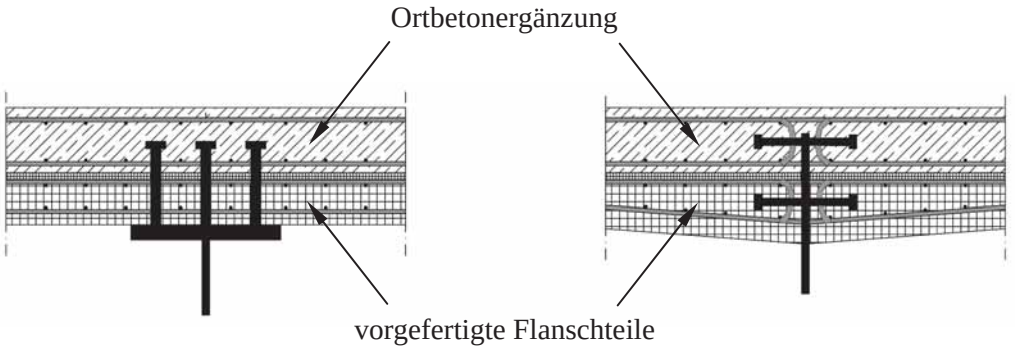


Abbildung 2-43: Beispiele für Querschnitte mit Großflächenschalelementen nach [81] für die Querschnitte in Abbildung 2-42. Abmessungen in [m].

Abbildung 2-44: Bau einer Brücke mit Stahlträgern und Großflächenschalelemente bei Ravensburg, Deutschland.

2.4.4.3 Verbundfertigteilträger

In Abbildung 2-45 ist der Aufbau eines typischen Verbundfertigteilträgers dargestellt. Es besteht aus einem gewalzten oder geschweißten Stahlträger, der durch einen Betongurt ergänzt wird. Der Betongurt wird in der Werkstatt vorgefertigt und die Schubverbindung wird entweder durch stehende oder liegende Kopfbolzendübel sichergestellt. In letzterem Fall kann der obere Flansch weggelassen werden. Alternativ können auch Betondübel eingesetzt werden. Auf der Baustelle dient der vorgefertigte Betongurt dann als Schalung für die Ortbetonergänzung.

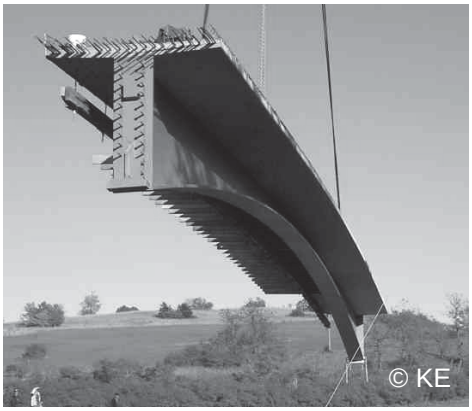


a) mit stehenden Kopfbolzendübeln b) mit liegenden Kopfbolzendübeln

Abbildung 2-45: Typische Querschnitte eines Verbundfertigteilträgers mit Ortbetonergänzung.

Verbundfertigteilträgern haben folgende Merkmale:

- **Gewicht.** In herkömmlichen Verbundkonstruktion werden nur die Stahlträger vorgefertigt und auf der Baustelle angeliefert. In der Regel sind die Stahlträger die Unterstützung für die Schalung. Im Falle einer Errichtung ohne Hilfsstützen entstehen aufgrund des Eigengewichts der Schalung und des Betons hohe Schnittkräfte, die vom Stahlträger allein aufgenommen werden müssen, weil noch keine Verbundwirkung vorhanden ist. Dadurch erhöht sich die Baustahlmenge und die Wettbewerbsfähigkeit verringert sich. Bei der Verwendung von Verbundfertigteilträgern hat sich gezeigt, dass die Einsparungen beim Baustahl bis zu 30 % im Vergleich zu einer herkömmlichen Verbundkonstruktion betragen, weil die Betongurte dem Stahlträger als tragendes Bauelement Festigkeit und Stabilität verleihen [24], [85].
- **Fertigung.** Bei der Fertigung der Verbundträger werden dem Stahlträger keine Spannungen aufgeprägt. Der Stahlträger wird in einer spannungslosen Werkstattform hergestellt und der Korrosionsschutz wird bereits mit aufgebracht. Während des Betonierens und des Aushärtens des Betongurts wird der Stahlträger so lange unterstützt, so dass keine Schnittkräfte entstehen und unplanmäßige Verformungen vermieden werden.
- **Transport.** Aufgrund ihres geringen Gewichtes können Verbundfertigteilträger leichter transportiert und gehandhabt werden als Spannbetonträger, die aufgrund ihres Eigengewicht eine maximale Länge von etwa 30 bis 40 m haben. Im Gegensatz dazu können Verbundfertigteilträger in größeren Dimensionen transportiert werden: die Trägerlänge ist auf 60 m auf der Straße und auf bis zu 100 m auf dem Wasserweg begrenzt [85].
- **Montage.** In herkömmlichen Verbundkonstruktionen muss der Stahlträger nicht nur die Schnittkräfte aufnehmen, die durch das Gewicht der Schalung und des Betons entstehen, sondern Austeifungsverbände müssen auch das Umkippen oder Biegdrillknicken verhindern. Diese temporären Verbände sind jedoch schwierig zu installieren und teuer. Die Verwendung von Verbundfertigteilträgern erleichtert die Montage erheblich, weil der Träger eine höhere Festigkeit und Stabilität bietet. Er kann sogar über die Flansche gekoppelt werden. Die Verbundfertigteilträger und deren Anordnung sind so vorzusehen, dass keine zusätzliche Schalung für das Betonieren der Platte erforderlich ist. Fugen zwischen den Trägern und den angrenzenden Bauteilen aus Beton lassen sich so entwerfen, dass sie für alle Arten von statischen Systemen genutzt werden können: Einfeldträger, Durchlaufträger und Rahmen.
- **Bauzeit.** Der hohe Vorfertigungsgrad im Allgemeinen führt zu kurzen Bauzeiten, weil der Verkehr nur während der Montage des Trägers behindert wird Es ist keine zusätzliche Sperrung von Straßen oder Eisenbahnlinien erforderlich, wenn die Verbundfertigteilträger sowohl die Arbeitsebene als auch die Schalung für die Ortbetonergänzung darstellen.



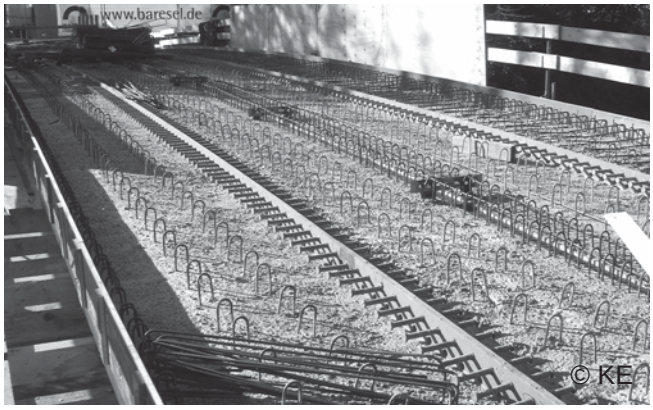


Abbildung 2-46: Montage eines Verbundfertigteilträgers mit liegenden Kopfbolzendübeln bei Münsingen, Deutschland.

- **Instandhaltung.** Die Vorfertigung der Träger in der Werkstatt stellt ein hohes Niveau der Verarbeitung z. B. im Hinblick auf den Korrosionsschutz und die Betonqualität sicher, so dass nur wenige Instandhaltungsarbeiten zu erwarten sind. Zu einem späteren Zeitpunkt sind Verbundträger zudem leichter zu inspizieren als Spannbetonbalken, da sie wegen ihrer offenen Bauweise leichter zugänglich sind. Dies hat sich zu einem wichtigen Thema für die Brückeneigentümern und Betreiber aufgrund einer hohen Anzahl von Schäden an Spannbetonbrücken in den 1990er Jahren entwickelt.

In Abhängigkeit der Randbedingungen der Brücke können die Vorteile der Verbundfertigteilträger ihre volle Wirkung entfalten, wenn sie konsequent genutzt werden. So werden sie zu einer wettbewerbsfähigen Lösung im Vergleich zu den Spannbetonträgern. Folgende Möglichkeiten und Vorteile sollten konsequent bei der Gestaltung eines Verbundfertigteilträgers ausgenutzt werden:

- Einsatz höherfester Stähle.
- Wirtschaftliche Gründungen aufgrund des leichteren Überbaus.
- Kurze und wenige Verkehrsunterbrechungen aufgrund einer kurzen Montagezeit.
- Günstige Preise und genaue Kalkulation aufgrund der Vorfertigung möglich.
- Weiterentwickelte statische Systeme führen zu lager- und fugenlose Brücken, die die Verformung und Schwingungsanfälligkeit des Überbaus reduzieren.
- Weiterentwickelte statische Systeme führen zu Brücken ohne Mittelpfeiler, so dass der Verkehr weder während der Montage noch während der Wartung z. B. der Lager am Mittelpfeiler behindert wird.
- Niedrige Instandhaltungskosten für integrale Brücken ohne Lager und Fahrbahnübergänge

In Tabelle 2-5 sind Beispiele von veröffentlichten Bauwerksdaten von fertiggestellten Brücken mit Verbundfertigteilträgern zusammengefasst. Diese Übersicht stellt allerdings nur einen kleinen Teil der gebauten Brücken dar. Im Allgemeinen stellt eine Verbundbrücke eine wirtschaftliche Alternative zu einer Massivbrücke dar, wenn kein bodengestütztes Gerüst für das Betonieren errichtet werden kann. Es kann festgestellt werden, dass alle Arten von statischen Systemen gebaut wurden, obwohl Durchlaufträger und Rahmen besser geeignet sind Einfeldträger. Ein herausragendes Beispiel für einen Durchlaufträger über mehrere Felder ist die Brücke Oberhartmannsreuth [2]. Für Überführungsbauwerke z. B. von Autobahnen wird oft ein Rahmenbauwerk gewählt [7].

Tabelle 2-5: Bauwerksdaten von Brücken mit Verbundfertigteilträgern in Deutschland.

Brücke	Jahr der Fertig-stellung	Gesamt-länge [m]	Spannwei-ten [m]	Statisches System	Brücken-fläche [m^2]	Kosten [€/m^2]
Schmuckerweg	k.A.	33,5	33,5	Einfeld	436	k.A.
Regen	k.A.	107,6	33,4-40,8	Durchlauf	1399	k.A.
Oberhartmanns-reuth	2000	201,6	34,8-44,0	Durchlauf	5860	k.A.
Unterhaching	2000	44,5	44,5	Rahmen	614	1.873
Bergkirchen	2002	46,5	46,5	Rahmen	465	~ 2.000
Sulzemoos	2002	48,5	48,5	Rahmen	465	2.120

Weiterentwicklungen der Verbundfertigteilträger haben eine Verringerung der Schweißarbeiten und einfache Verbundmittel zum Ziel. Dies führt z. B. dazu, dass warmgewalzte Stahlprofile im Stegblech so getrennt werden, dass die erzeugte Geometrie als Betondübel verwendet werden kann. Ein Beispiel für diese Bauweise ist die Brücke in Pöcking [86].

2.5 Spanien

2.5.1 Einleitung

Trotz der vorliegenden Informationen aus mehreren Quellen durch das spanische Bau- und Verkehrsministerium (Ministerio de Fomento), ist es lediglich möglich eine qualitative Analyse des Marktanteils von Stahl- und Verbundbrücken in Spanien in den letzten Jahren zu geben.

Die Fläche Spaniens beträgt 505.000 km^2 und das Land hat mehr als 164.000 km Nationalstraßen, wobei diese Zahlen die 490.000 km Straße, die von den Städten unterhalten werden, nicht berücksichtigen. Die spanische Eisenbahngesellschaft Red Nacional de Ferrocarriles Españoles (RENFE) besitzt 15.700 km Streckenlänge mit insgesamt 6.401 Brücken.

Die folgenden Information stammen aus der Datenbank der spanischen Straßenverwaltungsbehörde, die nur die Brücken an Nationalstraßen erfasst. Diese Datenbank berücksichtigt Brücken mit Spannweiten über 10 m und die öffentlich verfügbaren Informationen stellen den Stand aus dem Jahr 1996 dar:

- 8.500 Brücken, von denen 420 Fußgängerbrücken sind:
    - 5.509 Brücken mit Plattenbalkenquerschnitt
    - 506 Brücken mit Kastenquerschnitt
    - 5 Schrägkabelbrücken
    - 17 Fachwerkbrücken
- Im Hinblick auf die Werkstoffe besteht die große Mehrzahl der Brücken aus Beton. Die Daten der Stahl- und Verbundbrücken sind wie folgt:
    - 82 Stahlbrücken, siehe Tabelle 2-6
    - 159 Verbundbrücken

- Weitere Informationen aus der Datenbank:
    - Mittlere Spannweite: 23,7 m
    - Mittlere Brückenlänge: 69,0 m

Tabelle 2-6: Stahlbrücken in Spanien nach Art des Haupttragwerks (Stand: Jahr 1996).

Haupttragwerk	Anzahl bestehender Stahlbrücken
Balkenbrücken	33
Balkenbrücken mit Kastenquerschnitt	25
Schrägkabelbrücke	1
Fachwerkbrücken	17
Sonstige	6
Insgesamt	82

Betrachtet man die Stahl- und Verbundbrücken, haben die Stahlbrücken eine mittlere Spannweite von 41,1 Metern und eine mittlere Brückenlänge von 109,8 m. Für Verbundbrücken ergeben sich diese Kennzahlen zu 38,5 m und 102,8 m.

Über die Informationen des Jahres 1996 hinaus ist es möglich, einige Informationen über die Aktivitäten im Zusammenhang mit dem Bau von Brücken in den letzten Jahren zu geben. Das spanische Bau- und Verkehrsministerium errichtet zwischen 300 und 400 Brücken pro Jahr entlang der Nationalstraßen und etwa 10 bis 20 davon werden in Stahl- oder Verbundbauweise erstellt. Diese Daten tragen dazu bei, eine Schätzung des aktuellen Marktanteils von Stahl und Verbundbrücken abzugeben, der demnach in Spanien weniger als 3 % beträgt.

In Spanien ist es allgemein bekannt, dass der Marktanteil von Stahl- und Verbundbrücken nicht repräsentativ ist für die technischen Fähigkeiten der Bauingenieure, Stahlbauer und Baufirmen des Landes. Es gibt daher eine gemeinsam vereinbarte Erklärung zu dieser Situation [58], [60]:

- Obwohl es in Spanien eine mehr als 40-jährige Erfahrung von außergewöhnlichen Verbundkonstruktionen gibt, sind die Ingenieurkosten für den Entwurf einer Verbundbrücke höher als für eine Alternative aus Beton.
- Die typischen Verbundhohlkastenquerschnitte, die in Spanien entwickelt wurden („Puente mixto con tipología de cajón estricto“), bieten zusätzliche Vorteile, wie z. B. Qualitätssicherung durch industrielles Bauen, Verkürzung der Bauzeit und Verringerung der indirekten Kosten dank weitestgehend vorgefertigter Bauteile und Minimierung des Materialverbrauchs. Diese Vorteile können allerdings nicht so einfach im Haushaltsplan berücksichtigt werden und zumindest bis heute ist ein wettbewerbsfähiger Haushalt die zentrale Aufgabe.
- Verbundbrücken werden jedoch in städtischen Gebieten aufgrund ihrer gestalterischen Qualität, in Erdbebengebieten oder in Situationen, in denen hohe Pfeiler oder tiefe Gründungen erforderlich sind, aufgrund des geringen Gewichts der Verbundlösung bevorzugt. Für konventionelle Brücken im mittleren Spannweitenbereich werden Verbundbrücken in Spanien jedoch selten gebaut.

Nach den Brückenbauingenieuren und dem unabhängigen spanischen Stahlbauverband APTA [58], [60], *“zeigt die Erfahrung unseres Landes und die unserer europäischen Nachbarn, dass aktive Impulse vom Stahlsektor mit gleichzeitiger Unterstützung und Rückendeckung durch die zuständigen Behörden ausgehen müssen, um die Verbreitung von Verbundbrücken sicher zu stellen.*

Die französische Erfahrung zeigt, dass es durch die systematische Nutzung und Optimierung dieser Lösungen bei den Hochgeschwindigkeitsbahnlinien möglich war, einen technologisch fortschrittlichen und sehr konkurrenzfähigen „nationalen" Brückentyp zu entwickeln, der möglicherweise in naher Zukunft für den Einsatz in der Eisenbahninfrastruktur nach ganz Ostasien, Osteuropa oder Südamerika exportiert werden kann."

2.5.2 Spanische Normensituation für den Brückenbau

Die spanische Normensituation für den Entwurf und die Bemessung von Stahl- und Verbundbrücken basiert auf den folgenden Dokumenten:

- Zur Bestimmung der Einwirkungen: "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" [42].
- Für Stahlbrücken "Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras" [77].
- Für Verbundbrücken "Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras" [78].
- Das spanische Bau- und Verkehrsministerium gibt darüber hinaus ein Handbuch heraus, um Bauingenieuren bei der Anwendung der spanischen Brückenbaunormen und -empfehlungen zu helfen: "Manual de aplicación de las recomendaciones RPM-RPX/95" [79].

Dank des bereitgestellten Hintergrundberichts durch das spanische Bau- und Verkehrsministerium in Zusammenarbeit mit der spanischen Wissenschaftlichen und Technischen Vereinigung für Stahlbetonbau ACHE [1], [17] kann ein Vergleich zwischen den spanischen Entwurfsempfehlungen und den entsprechenden Eurocodes für Stahl- und Verbundbrücken in diesem Handbuch gezogen werden.

Im wesentlichen sind die Konstruktions- und Bemessungsgrundlagen der spanischen Dokumente mit denen der Eurocodes harmonisiert. Die spanischen Unterlagen wurden in der Zeit der Umstellung der Eurocodes von der ENV-Version in die EN-Version formuliert, weshalb es möglich war, von den Entwurfsversionen der Eurocodes (prEN-Versionen) bei der Entwicklung der spanischen Dokumente zu profitieren.

Allerdings gibt es Unterschiede zwischen den Eurocodes und den spanischen Empfehlungen, insbesondere in Bezug auf die Detaillösungen einer Brücke. Zur Bewertung der tatsächlichen Auswirkungen aufgrund der Unterschiede zwischen den spanischen Empfehlungen und den Eurocodes hinsichtlich der endgültigen Bemessung wurde die in Abbildung 2-47 dargestellte Fallstudie im Detail durch das spanische Bau- und Verkehrsministerium und ACHE untersucht.

Die wichtigsten Schlussfolgerungen aus dieser Fallstudie zeigen, dass die Unterschiede bei der Überprüfung der Grenzzustände nach den Eurocodes oder den spanische Empfehlungen einen sehr geringen Einfluss auf die resultierende Konstruktion im Endzustand haben, siehe Abbildung 2-48. Die wichtigsten Unterschiede der Fallstudie sind folgende:

- **Grundlagen der Tragwerksplanung**. Die spanischen Empfehlungen sind mit den Eurocodes harmonisiert.
- **Einwirkungen auf Tragwerke.** Die Verkehrslasten sind in EN 1991-2 [29] deutlich größer als in IAP [42]. Allerdings gibt es auch Unterschiede bei den Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten auf Einwirkungs- und auf Materialseite, die den Einfluss einer höheren Verkehrslast in EN 1991-2 verringern und folglich ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Sicherheitsreserve ähnlich hoch.
- **Verkehrslasten auf Brücken**. EN 1991-2 [29] führt einen Anpassungsfaktor für Doppelachsen und gleichmäßig verteilte Lasten ein. Dieser Ansatz bietet die Möglichkeit die Werte des Lastmodells dem zu erwartenden Verkehr in Spanien anzupassen. Für die vorliegende Fallstudie wurde der Wert zu 1,0 gewählt.
- **Querschnittswiderstand und wirksame Breite.** Es gibt in vielerlei Hinsicht Unterschiede, die die Formulierung hinsichtlich der Bemessung von Querschnitten, wie z. B. den wirksamen

Breiten, der Bewertung von Kriechen und Schwinden, usw. betreffen. Allerdings sind die Endergebnisse der Fallstudie sehr ähnlich und im Allgemeinen hat die Vorgehensweise in den spanischen Empfehlungen und den Eurocodes für den Brückenbau eine gemeinsame Grundlage.

- **Momententragfähigkeit.** Es gibt einen wichtigen Unterschied zwischen den spanischen Empfehlungen und den Eurocodes. Die spanischen Empfehlungen für den Entwurf von Verbundbrücken RPX [78] erlauben eine sogenannte "elasto-plastische Methode (EP)", für die im Gegensatz zu den Eurocodes keine Klassifizierung der Querschnitte erforderlich ist. Der wirksame Querschnitt wird aus der Dehnungsverteilung bestimmt. Durch die Verwendung dieses Ansatzes verschwinden die Übergänge zwischen den verschiedenen Querschnittsklassen.
- **Verbundmittel:**
  - Die spanischen Empfehlungen in RPX sind einfacher zu benutzen als EN 1994-2 [36], und darüber hinaus bietet RPX einen logischen Zusammenhang, weil bei der Berechnung der Verbundmittel die Momententragfähigkeit des Querschnitts berücksichtigt wird. Der Eurocode hingegen verwendet das einwirkende Moment. Für die Fallstudie führt der RPX-Ansatz nicht zu zusätzlichen Kosten im Hinblick auf das Endergebnis der Verbundmittelbemessung im Vergleich mit dem Ergebnis der Eurocodes.
  - Allerdings führt das Konzept in EN 1994-2 zu einer besseren Verteilung der Verbundmittel im elasto-plastischen Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Längsschub je Einheitslänge. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hingegen wird durch eine zusätzliche Bedingung sicher gestellt. Aufgrund dieser Schlussfolgerung könnte das RPX-Verfahren durch die Anpassung zusätzlichen Beschränkungen im Hinblick auf die Mindestzahl von Verbundmitteln in Feldmitte verbessert werden.
  - Für die Bemessung von Querschnitten unter negativem Biegemoment sollte die Vorgehensweise in EN 1994-2 ergänzt werden, um klar zu stellen, wie die Verbundmittel bemessen werden müssen, falls das einwirkende Moment größer als $M_{el,Rd}$ ist.

Alle Schlussfolgerungen wurden auf Grundlage der detaillierten Auswertung des Fallbeispiels in Abbildung 2-48 gezogen, um die Folgen der Anwendung der Eurocodes im Verbundbrückenbau in Spanien abzuschätzen. Darüber hinaus müssten weitere Betrachtungen unter Berücksichtigung von Parametern, wie z. B. Spannweite, Brückentyp, Anschlüsse und Herstellkosten durchgeführt werden, um die wirtschaftlichen Auswirkungen aufgrund der Verwendung der spanischen Empfehlungen oder der Eurocodes festzustellen. Für dieses Handbuch reichen diese jedoch Schlussfolgerungen aus, um aufzuzeigen und zu unterstreichen, was die wichtigsten Unterschiede zwischen den spanischen Empfehlungen und den Eurocodes im Brückenbau sind.

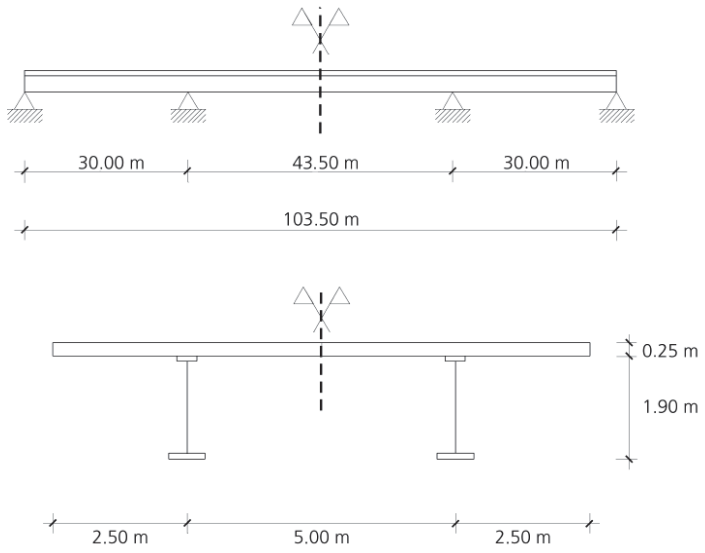
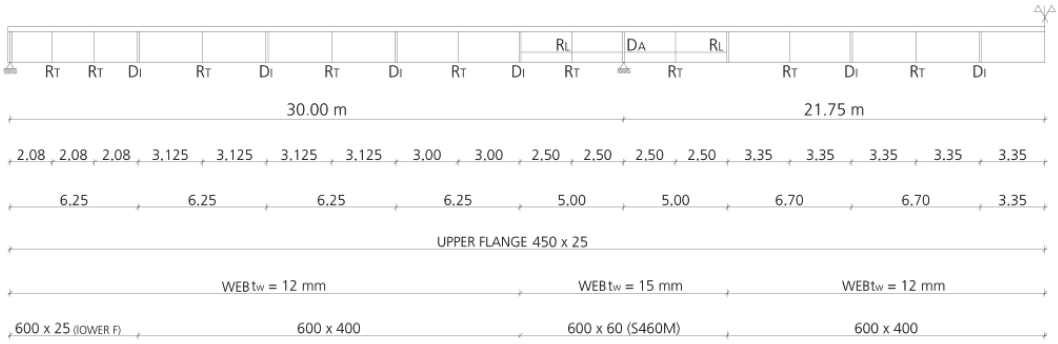


Abbildung 2-47: Fallbeispiel für den Vergleich zwischen den spanischen Empfehlungen und den Eurocode-Regeln für Stahl- und Verbundbrücken [1] ,[17].



RT: Transversal stiffener; DI: Intermediate Diaphragm; DA: Support Diaphragm; RI: Longitudinal

Structural steel	for $t \leq 40$ mm	S355	f_y = 355 N/mm²
	for $40 < t \leq 100$ mm	S460	f_y = 430 N/mm²
Concrete	C30/37	f_{ck} = 30 N/mm²	
Reinforcing steel	B 500	f_{sk} = 500 N/mm²	
Shear connectors	ϕ = 19 mm	f_u = 450 N/mm²	
	h = 125 mm		

Abbildung 2-48: Querschnitte, Steifenanordnungen und Querverbände im Endzustand [1], [17].

2.5.3 Ausgewählte Brückenbeispiele

Die Vorliebe in Spanien für Kastenquerschnitte in Stahl- und Verbundbrücken und die häufige Anwendung des Doppelverbundes in Brückenbauwerken ist weithin bekannt [5], [80].

a) Puente de Juan Bravo, Madrid, 1970
(L/h-Verhältnis = 40 , wetterfester Baustahl).

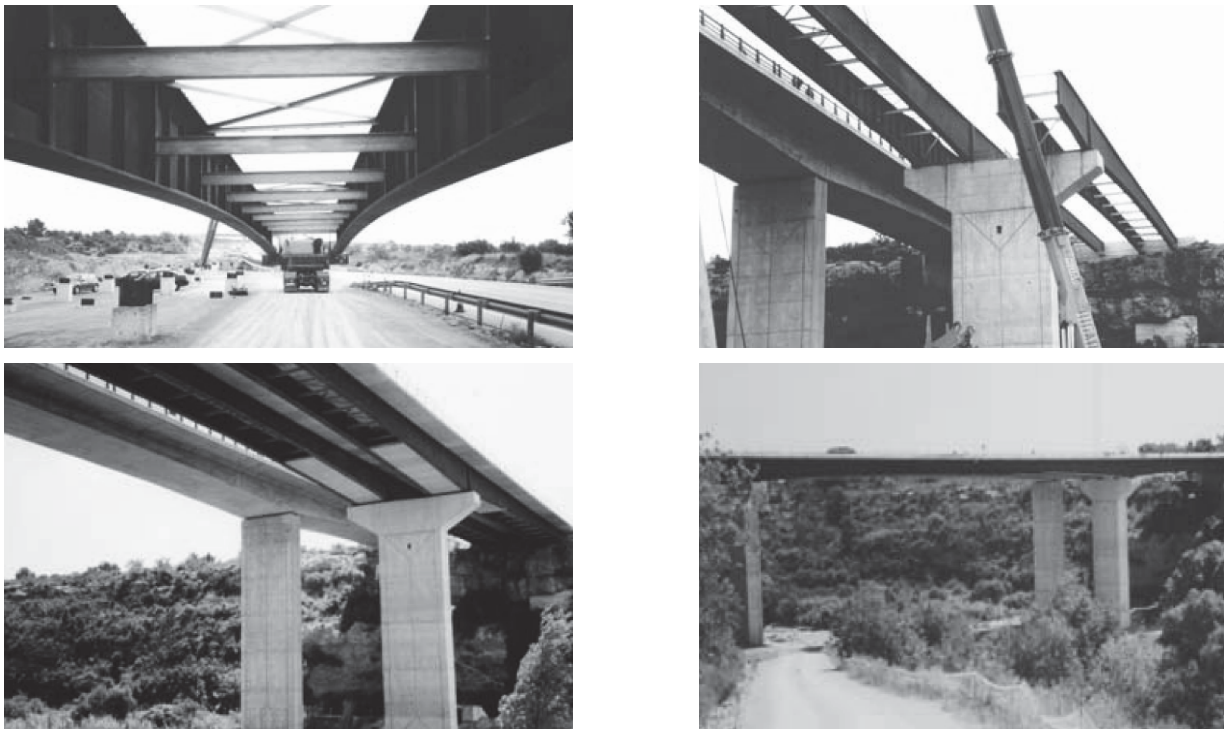
b) Puente del Diablo, Barcelona, 1972
(100 m Spannweite, zwei dreiecksförmige Hohlkästen).

c) Puente sobre la Ría de Ciérvana, Bilbao, 1978
(weltweit erstes veröffentlichtes Beispiel mit Doppelverbundquerschnitt).

Abbildung 2-49: Innovative Entwürfe für Verbundbrücken in Spanien [60].

Die spanischen Bauingenieure Martinez Calzón und Fernández Ordoñez führten bereits vor 35 Jahren innovative Entwurfsansätze für Verbundbrücken ein, siehe Abbildung 2-49. Um die Anwendung des Doppelverbunds ausführlicher erklären zu können, wird nachfolgend am Beispiel der Talbrücke Tina Menor an der Cantábrico-Autobahn ein komplettes Brückenbeispiel zur Veranschaulichung der Doppelverbundwirkung in einem Kastenquerschnitt vorgestellt.

In Spanien wurde ein innovatives Konzept für die Doppelverbundwirkung entwickelt, die so genannte „Puente mixto con tipología de cajón estricto“ (Strict box composite bridge) [54], [59], das eine Kombination des französischen zweistegigen Plattenbalkensystems und dem spanischen Doppelverbundkastenquerschnittstyp ist. Dieses Konzept kombiniert den offenen Querschnitt im Feldbereich mit einem geschlossenen Doppelverbundquerschnitt im Stützbereich. Eine zusätzliche Innovation besteht darin, den unteren Torsionsverbandes aus Stahl im Feldbereich durch Betonfertigteilplatten zu ersetzen, siehe Abbildung 2-50. Die Talbrücke Arroyo de las Piedras, die im Rahmen der Hochgeschwindigkeitseisenbahnverbindung zwischen Córdoba und Málaga erbaut wurde, stellt ein gutes Beispiel für die Verwendung der „Puente mixto con tipología de cajón estricto“ dar.

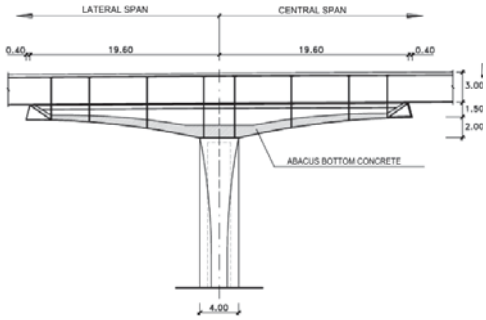


© Millanes Mato, F; IDEAM, S.A.

Abbildung 2-50: Puente Betxi-Borriol, Valencia, Spanien [60].

Obwohl sich der Inhalt dieses Handbuchs vor allem auf zweistegige Plattenbalken und Kastenquerschnitte konzentriert, gibt es weitere interessante Beispiele spanischer Verbundbrücken, siehe Abbildung 2-51: das “Abacus”-System für das Einschieben von Brücken mit gevouteten Trägern, Verbundbogenbrücken und Schrägkabelbrücken.

Die folgenden Abschnitte konzentrieren sich auf die spanischen Besonderheiten und die Beispiele zielen darauf ab, den Stand der Technik und die derzeitigen Praxis der am weitesten verbreiteten, gebauten Verbundbrücken in Spanien vorzustellen. Aufgrund des begrenzten Umfangs dieses Handbuchs können jedoch nur einige ausgewählte Beispiele vorgestellt werden.



a) Puente del Arenal, Cordoba, 1993, und Darstellung des “Abacus”-Systems für das Einschieben von Brücken mit gevoutetem Träger [55].

© Manterola Armisén, J; CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.

b) Verbundbogenbrücke: Puente sobre el Escudo, Unquera, 2001 [52].

© Pantaléon Prieto, M.J; APIA XXI, S.A.

c) Doppelverbundkastenquerschnitt: Puente sobre el río Tajo, Alcántara Reservoir, 2006 [51].

Abbildung 2-51: Weitere Beispiele von Verbundbrücken in Spanien.

© Llombart Jaques, J.A; EIPSA

d) Schrägkabelbrücke in Verbundbauweise: Viaducto de Escaleritas, Las Plamas de Gran Canaria, 2007 [66].

Abbildung 2-51 (fortgesetzt): Weitere Beispiele von Verbundbrücken in Spanien.

Talbrücke Tina Menor an der Cantábrico-Autobahn

Diese Talbrücke über den Fluss Tina Menor überführt die Cantábrico-Autobahn über die Flussmündung in San Vicente de la Barquera, einem kleinen touristischen Ort in der Nähe von Santander. Der Eigentümer des Viadukts ist das spanische Bau- und Verkehrsministerium und der Entwurf stammt von Javier Manterola Armisén, Antonio Martínez Cutillas und Armando López Padilla aus dem Ingenieurbüro Carlos Fernández Casado [53], [56].

Die Gesamtlänge der Talbrücke beträgt 378,50 m mit vier Spannweiten von 64,25, 125,00, 125,00 und 64,25 m, siehe Abbildung 2-52. Die ersten beiden Felder im Grundriss folgen einem Kreisbogen mit Radius 600 m. Die letzten beiden Felder folgen einer Übergangskurve mit einem Wendepunkt.

Die Brücke ist als Durchlaufträger mit einem Kastenquerschnitt in Verbundbauweise ausgeführt. Die Hauptabmessungen des Hohlkastens sind die folgenden: konstante Höhe von 6,50 m und konstante Breite von 10,00 m, siehe auch Abbildung 2-53. Die Betonfahrbahnplatte hat eine Dicke von 32 cm und wird durch die Verwendung vorgefertigter Rippenplatten mit einem minimalen Dicke von 6 cm und einer Dicke von 26 cm Ortbetonergänzung hergestellt.

Um eine Fahrbahnplattenbreite von 30 m für die Autobahn zu erreichen, besitzt der Querschnitt seitliche Schrägstreben bzw. einen seitlichen Fachwerkträger, siehe Abbildung 2-54. Darüber hinaus trägt der seitliche Fachwerkträger wesentlich zur Torsionssteifigkeit des Querschnitts bei. Der Anteil beträgt etwa 25 % des reinen Kastenquerschnitts.

Die Dicke des Untergurts liegt zwischen 20 bis 30 mm und das Stegblech variiert von 15 bis 30 mm. Die deutliche Verringerung der Dicke des Bodenblechs und die damit verbundene Erfordernis der Aussteifung wird durch den Doppelverbundquerschnitt erreicht. Die Stützbereiche werden mit Betonplatten verstärkt, die mit dem Bodenblech schubfest verbunden sind und deren Dicke zwischen 20 und 70 cm beträgt.

Die gesamte Fahrbahnplatte ist quer vorgespannt und der Bau wurde mit temporären Unterstützungen in den ersten beiden Felder und der Mitte des dritten Feldes ausgeführt. Aufgrund der erschwerten Montagebedingungen in einigen Bereichen der Brücke, wurde für das restliche Tragwerk längs eingeschoben, siehe Abbildung 2-55.

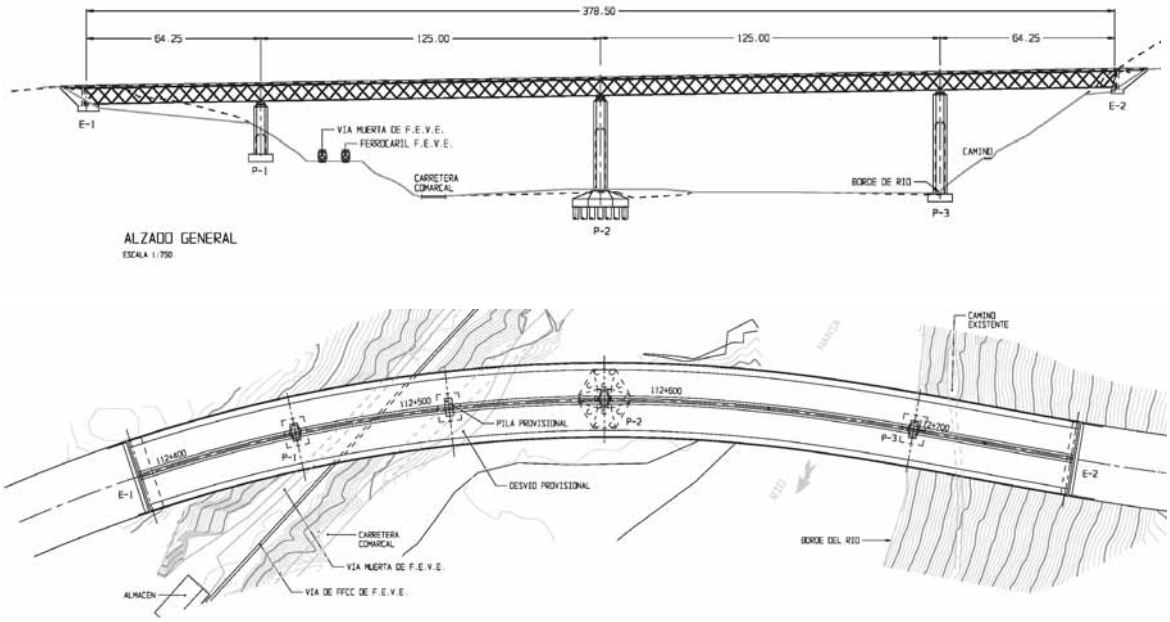


Abbildung 2-52: Ansicht und Draufsicht der Talbrücke Tina Menor [56].

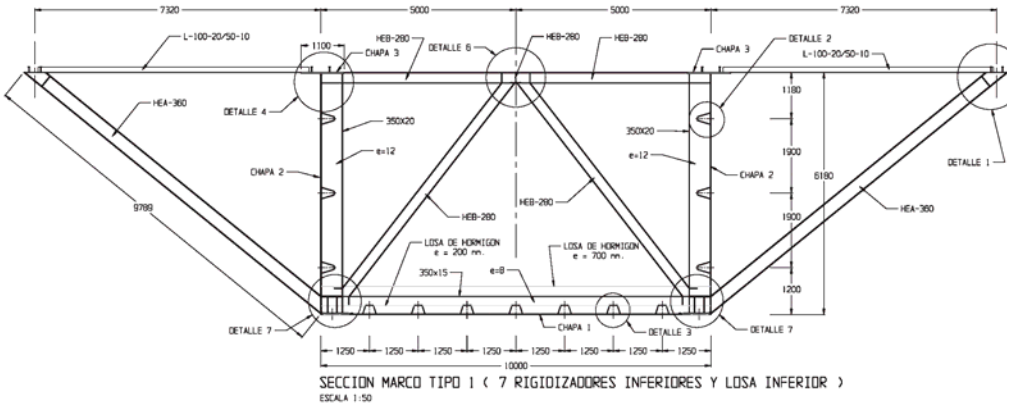
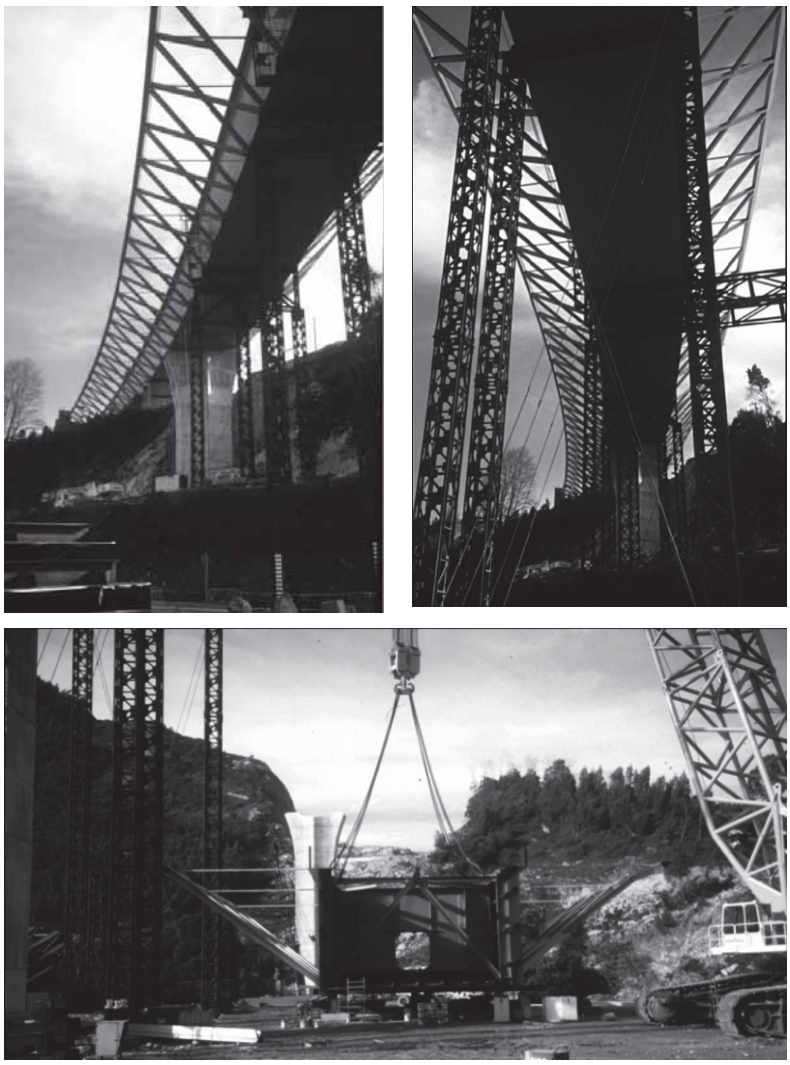


Abbildung 2-53: Querschnitt der Talbrücke Tina Menor mit einer Betonbodenplatte (hellgrau), um eine Doppelverbundwirkung im Stützbereich zu erzielen [56].

Abbildung 2-54: Seitlicher Fachwerkträger der Talbrücke Tina Menor [56].



© Martinez Cutillas, A; CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.

Abbildung 2-55: Hilfsstützen beim Bau der Talbrücke Tina Menor [56].

Talbrücke Arroyo de las Piedras an der Hochgeschwingkeitseisenbahnlinie zwischen Córdoba und Málaga

Die Talbrücke Arroyo de las Piedras stellt eine innovative Lösung des Verbundbrückenbaus für Hochgeschwindigkeitsbahnlinien dar. Der Entwurf stammt von Francisco Millanes, Javier Pascual Santos und Miguel Ortega Cornejo aus dem Ingenieurbüro IDEAM [59], [61] und ist die erste Verbundbrücke für eine HochgeschwindigkeitStraße der Eisenbahn in Spanien.

Ausgehend von der neuen spanischen Tradition, der „Puente mixto con tipología de cajón estricto“, handelt es sich bei dem Querschnitt um einen Doppelverbundkastenquerschnitt, wie er üblicherweise für Straßenbrücken in Spanien eingesetzt wird. In dieser Brücke wurden allerdings mehrere Neuerungen eingeführt, die tatsächlich einen neuen Entwurfsansatz für Doppelverbundbrücken darstellen.

Bevor näher auf den Querschnitt eingegangen wird, soll zunächst das zugrunde liegende Konzept erklärt werden. Ausgangspunkt des Entwurfs ist die typische zweistegige Plattenbalkenlösung, die häufig in Frankreich und ganz Europa eingesetzt wird. Sie wurde hinsichtlich des Konzepts der „Puente mixto con tipología de cajón estricto“ verbessert, aber unter Beibehaltung der Vorteile des Plattenbalkenquerschnitts. Zusätzlich zur Anwendung des Doppelverbunds im Stützbereich ist eine weitere Neuerung dieser Brücke, dass der Doppelverbund entlang der gesamten Länge der Brücke dafür eingesetzt wird, um die Torsionssteifigkeit, die aufgrund der dynamischen und exzentrischen Einwirkungen aus Zügen auf einer einzigen Spur erforderlich ist, zu erhöhen.

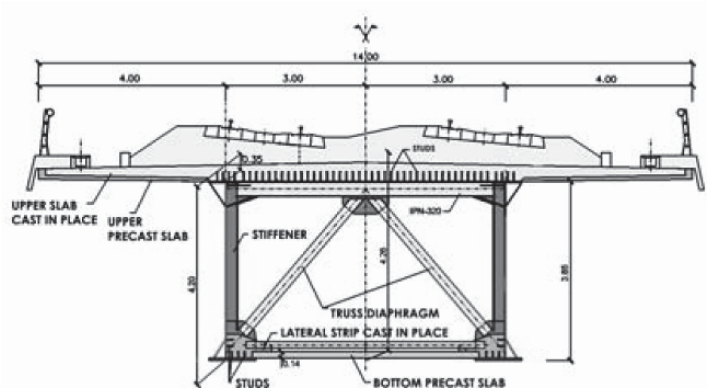
Das Tragwerk ist ein Durchlaufträger in Verbundbauweise mit Spannweiten von 50,4 m + 17 x 63,5 m + 44 m + 35 m. Zum Zeitpunkt des Entwurfs und der Bauphasen war es die längste Talbrücke ihrer Art für Hochgeschwindigkeitseisenbahnbrücken. Sie war 0,5 m länger als die Talbrücke Orgon entlang des französischen TGV-Linie Mediterranée. Viele der Pfeiler erreichen Höhen von 93 m und mehr, siehe Abbildung 2-56.

Abbildung 2-56: Talbrücke Arroyo de las Piedras [61].

Der Brückenquerschnitt besteht aus zwei I-Querschnitten mit einer Höhe von 3,85 m und einer 14 m breiten Betonplatte als Obergurt, deren Dicke zwischen 41 cm in der Mittellängsachse und 22 cm an der Außenkante variiert. Der daraus resultierende zusammengesetzte Querschnitt hat eine Gesamthöhe von 4,26 m, siehe Abbildung 2-57.

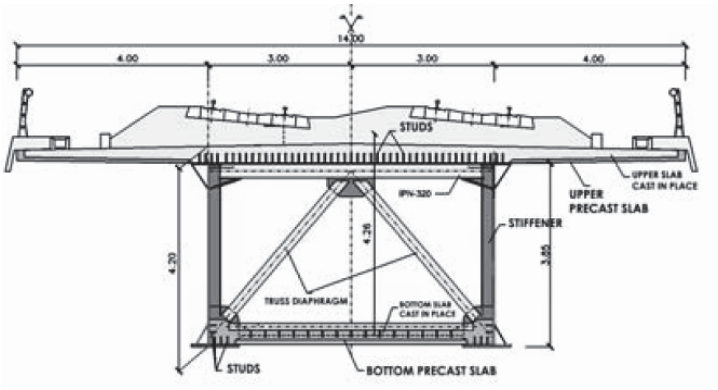
Ohne ihn ausführlich zu beschreiben, kann der Querschnitt wie ein typischer zweistegiger Plattenbalken verstanden werden, der häufig in Frankreich eingesetzt wird. Allerdings gibt es einige interessante Veränderungen, die nachfolgend beschrieben sind [61]:

- Anstelle von Querträgern werden Querverbände über die Höhe der Hauptträger im Abstand von 8 m verwendet. Diese Veränderung erleichtert die Montage auf der Baustelle und reduziert das Stahlgewicht und das Schweißvolumen.



a) Feldbereich.

Abbildung 2-57: Querschnitte der Talbrücke Arrollo de las Piedras [61].



b) Stützbereich.

Abbildung 2-57 (fortgesetzt): Querschnitte der Talbrücke Arrollo de las Piedras [61].

- Das Stahlfachwerk der Untergurtebene wird ersetzt durch Betonfertigteilplatten mit 2 m Breite und einer Dicke von 14 cm. Im Feldbereich sind die Betonplatten nicht miteinander verbunden, sondern lediglich über eine Länge von 1 m mit dem Stahluntergurt verbunden, um Torsionsschubspannungen zwischen den Hauptträgern und den Betonplatten übertragen zu können. Mit Hilfe dieses Ansatzes kann die erforderliche Torsionssteifigkeit sicher gestellt werden und sie ist im Vergleich zu einem reinen Stahlfachwerk sogar höher.
- Im Untergurt des Hauptträgers wurden anstelle von Längssteifen Schrägbleche eingesetzt, siehe Abbildung 2-58. Diese kleinen Hohlkästen verbessern das Stabilitätsverhalten der unter Druckspannung stehenden Flansche und Stege während des Einschubvorgangs und unter Gebrauchslasten. Darüber hinaus stellt dies ein geeignete Lösung dar, um die Tragfähigkeit bei lokaler Querbelastung der Stegbleche während des Einschubes zu erhöhen. Quersteifen sind im Abstand von 4 m angeordnet.
- Am Obergurt wurde die Betonplatte in Querrichtung im Abstand von 2 m mit IPN-Profilen (schmale I-Träger mit geneigten inneren Flanschflächen) verbunden, um eine Verbundwirkung zu erzielen, die zu einer Verringerung des Gesamtgewichts der Brücke führte.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass der Querschnitt im Stützbereich vergleichbar ist mit dem im Feldbereich, mit dem Unterschied, dass die Doppelverbundwirkung durch eine Ortbetonergänzung über dem unteren Flansch erreicht wird, um eine volle Mitwirkung der Betonfertigteilplatten zu erreichen. Der Betonuntergurt erstreckt sich auf beiden Seiten des Pfeiler über eine Länge von 13,9 m für die Spannweite von 63,5 m und etwas weniger in den kürzeren Spannweiten. Die Dicke der Platte variiert zwischen 25 cm am Ende bis zu einer Dicke von maximal 50 cm über den Stützen. Der Betonuntergurt ist mit Kopfbolzendübeln und Bewehrung an die Flansche der beiden Hauptträger angeschlossen.

Dank der Doppelverbundwirkung beträgt die maximale Dicke der Stahlbleche der Brücke 40 mm, die viel dünner ist als beim klassischen zweistegigen Plattenbalken. Die Brücke wurde im von beiden Widerlagerseiten längs eingeschoben, siehe Abbildung 2-59.

Für das Haupttragwerk wurde ein wetterfester Stahl S355 J2G2W Cor-Ten eingesetzt. Dieser Stahl ist für die klimatischen Bedingungen des Gebietes, in der sich die Brücke befindet, angemessen. Für die Querverbände wurde normaler Baustahl verwendet, wodurch eine Kostensenkung unter Berücksichtigung der Kosten für die Instandhaltung des normalen Baustahls möglich war. Die Bereiche mit normalem Baustahl sind für Wartungsarbeiten und Inspektionen gut zugänglich.

a) Zweistegiger Plattenbalken mit angepasstem Querschnitt

b) Hauptträger mit dreiecksförmigen Hohlkästen

c) Halbfertigteilplatten des Obergurts

d) Halbfertigteilplatten mit Ortbetonergänzung im Untergurt.

Abbildung 2-58: Montage der Talbrücke Arrollo de las Piedras [61].

a) Verschiedene Einschubzustände.

b) Ansicht der Hilfskonstruktion zum Einschieben mit Spannlitzen und Hydraulikzylindern.

c) Arbeitsvorgang während des Überschiebens der Stütze und Anheben des Verschubschnabels.

Abbildung 2-59: Einschub der Talbrücke Arrollo de las Piedras [61].

2.6 Schweden

2.6.1 Einleitung

Schweden ist ein flächenmäßig großes Land, das nahezu die gleiche Fläche wie das metropolitane Frankreich besitzt, aber, im Gegensatz zu Frankreichs 62 Millionen Einwohnern, nur 9 Millionen Einwohner hat. Eine Folge hiervon ist, dass es ein Straßenverkehrsnetz mit vielen Kilometern und geringem Verkehrsaufkommen gibt. Die meisten Straßen werden daher nur aus zwei Fahrstreifen gebildet, lediglich Autobahnen verfügen über zwei Fahrstreifen je Richtungsfahrbahn. In letzterem Fall ist es üblich, eine Brücke je Richtungsfahrbahn zu errichten. Eine solche Lösung ist in der Regel teurer als eine breite Brücke, die vier Fahrstreifen aufnehmen kann. Dennoch werden zweiteilige Brückenquerschnitte vom Bauherrn meist wegen der größeren Flexibilität für Instandsetzung und Sanierung bevorzugt. Dies bedeutet, dass schwedische Brücken sehr schmal sind, mit Breiten von nicht mehr als 13 m, und die übliche Bauweise für Verbundbrücken ist der zweistegige Plattenbalken mit Hauptträgern aus Stahl und einer Fahrbahnplatte aus Beton. Im Durchschnitt werden 100 Straßenbrücken pro Jahr in Schweden erbaut. Der Marktanteil für Verbundbrücken liegt bei ungefähr 40 %.

Lange Zeit wurden Eisenbahnbrücken nur als Ersatz von alten Brücken erbaut, aber zur Zeit erfährt der Schienenverkehr eine Renaissance. Derzeit wird eine neue Bahnlinie mit 190 km Länge entlang der nördlichen Küste einschließlich 120 Brücken erstellt, von denen viele der größten Brücken Verbundbauwerke sind. Darüber hinaus sind an der schwedischen Westküste 140 Straßenbrücken in Planung.

2.6.2 Straßenbrücken

Die Brücke bei Rångedala ist ein typisches Beispiel für eine moderne schwedische Autobahnbrücke. Sie befindet sich an der Nationalstraße E6 im südwestlichen Schweden. Es handelt sich um eine Autobahn mit vier Fahrstreifen und die Brücke besitzt getrennte Überbauten mit jeweils zwei Fahrstreifen, siehe Abbildung 2-60 und Abbildung 2-61. Die Bauwerksdaten sind wie folgt:

Spannweiten: 54 m + 4 x 70 m + 54 m

Breite: 9,75 m

Bauweise: Zweistegiger Plattenbalken, Höhe 2,6 m

Stahl: Hybridträger aus S460 und S355

Beton: C35/45, 1,3 m^2 je Hauptträger

Stahlgewicht: 1480 Tonnen bzw. 196 kg/m^2

Die Brücke wurde auf Grundlage der schwedischen Brückenbaunorm Bro 2004 [9] bemessen. Die Verkehrlasten sind etwas geringer als die der EN 1991 [29]. Die Norm lässt eine elastische Tragwerksberechnung und elastisch ermittelte Tragfähigkeiten zu, aber sie erlaubt die Ausnutzung überkritischer Beultragfähigkeiten. Für das Stegblechatmen gibt es eine Spannungsbegrenzung in Abhängigkeit der idealen Beulspannung, die in der Regel für die Stegblechdicke im Feldbereich maßgebend wird. Die Ermüdungsfestigkeit aus Verkehr wird in der Regel für den Entwurf nicht maßgebend. Die Anzahl der Lastwechsel beträgt 100.000 Zyklen (Hauptverkehrsstraßen wie z. B. E4 und E6) oder 400.000 Zyklen (wie z. B. einige Brücken in städtischen Gebieten wie Stockholm).

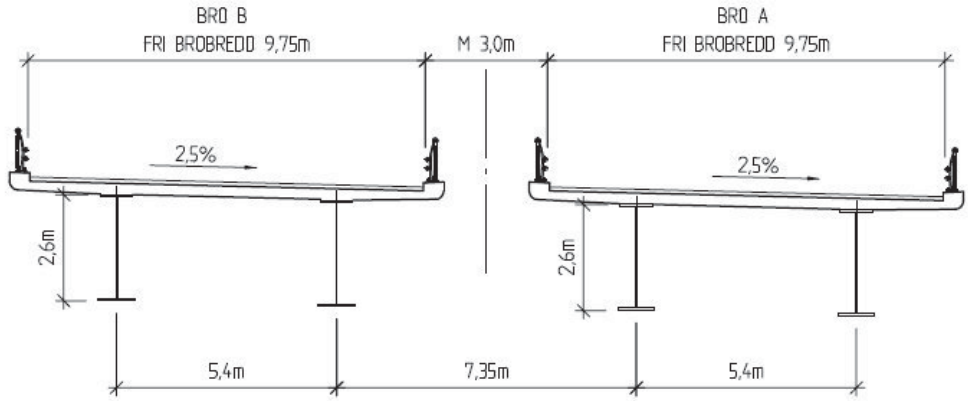


Abbildung 2-60: Querschnitt der Brücke bei Rångedala, Schweden.

Abbildung 2-61: Bau der Brücke bei Rångedala, Schweden.

2.6.3 Integrale Brücken ohne Lager und Fugen

Die Kosten für die Instandhaltung sind ein stetig wachsendes Problem für die Straßenverwaltungen auf der ganzen Welt, und Brücken stellen keine Ausnahme dar. Eine Möglichkeit, zukünftige Instandhaltungskosten, sowie auch die Investitionskosten zu senken, ist es, Brücken ohne Fahrbahnübergange zu errichten. Es ist eine kostengünstige Konstruktion, aber es stellt sich die Frage, welche Länge die Brücke maximal haben sollte. Dies wird nicht nur durch den Verzicht auf Dehnfugen, sondern auch durch das Fließen der Pfeiler aufgrund von Verformungen aus Temperatur und Verkehr bestimmt. In den USA wird das Fließen aufgrund von Zwangsverformungen ignoriert und eine Brücke von über 300 m wurde bereits in dieser Bauweise erstellt.

In der 1980er Jahren wurden wenige Brücken mit integriertem Widerlager in Schweden gebaut. Die meisten der Brücken mit kurzer und mittlerer Spannweite in Schweden sind semi-integral, was bedeutet, dass es keine Fugen in der Fahrbahn gibt, aber dass die Brücke auf Lagern ruht. In einem Projekt an Technischen Universität in Luleå wurde auch an Versuchskörpern im Maßstab 1:1 überprüft, ob Pfeiler mit kreuzförmigen Querschnitt für integrale Brücken geeignet sind. Im Rahmen des Projekts wurde eine Brücke in der schwedischen Provinz Västerbotten im September 2000 fertig gestellt. Bei der Brücke handelt es sich um einen Einfeldträger in Verbundbauweise mit einer Spannweite von 37,15 m.

Um die aus der Durchbiegung der Brücke resultierenden Biegespannungen zu reduzieren, wurden die Arbeiten wie folgt durchgeführt:

1. Acht Pfähle (X180·24 mm) wurden für jedes Widerlager gegründet. Die Pfähle wurden um 45 Grad aus der Auflagerlinie heraus gedreht und reduzieren so die Biegespannungen aus den Verkehrslasten.

2. Die stählernen Hauptträger wurden auf der Oberkante des unteren Teils der Widerlagerwand aufgelagert. Auf der sicheren Seite liegend wurden die Träger als Einfeldträger bemessen, ohne die Einspannung am Widerlager zu berücksichtigen.
3. Die Schalung der Widerlagerseiten wurde entfernt und erlaubte den Pfählen eine Verdrehung in der entgegen gesetzten Richtung als der aus Verkehrsbelastung. Anders ausgedrückt: die Pfähle wurden vorgespannt um die später auftretenden Verdrehungen aus Eigengewicht und Verkehr aufzunehmen.
4. Die oberen Teile des Widerlagers wurden zusammen mit der Fahrbahnplatte der Brücke gegossen.
5. Die Böschung hinter der Widerlagerrückwand wurde aufgefüllt und der Fahrbahnbelag sowie die Brückenausrüstung wurde errichtet.

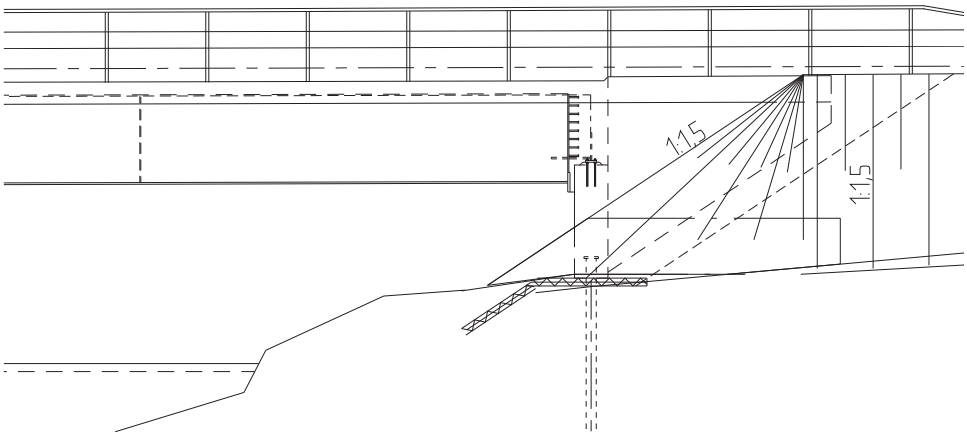


Abbildung 2-62: Brücke mit integralem Widerlager, das auf Stahlpfählen unter der Widerlagerwand aufgelagert ist.

2.6.4 Brücken mit Fahrbahnplatten aus Betonfertigteilen

In Schweden wurden bereits mehrere Straßenbrücken mit vollständig vorgefertigter Fahrbahnplatte hergestellt. Die meisten dieser Brücken hatten Querfugen im Abstand von 400 mm, in denen sich Bügelbewehrung überschnitt. Die Verbundmittel wurden in der Regel mit einem Achsabstand von 1,8 m konzentriert in Gruppen zwischen den Plattenelementen angeordnet. Nach der Positionierung der Plattenelemente auf den Trägern wurden die Fugen und Aussparungen für die Verbundmittel ausbetoniert. Auf Grundlage eines Forschungsprojekts an der Technischen Universität in Luleå wurde eine neue Lösung entwickelt, die diese Bauweise einen weiteren Schritt nach vorn bringt und nachfolgend beschrieben ist.

Im Jahr 2002 wurde die schwedische Straßenbrücke AC 1684 als Bahnüberführung in Norrfors gebaut, die eine alte schmale Brücke in schlechtem Zustand ersetzte. Es handelt sich um einen Einfeldträger in Verbundbauweise mit einer Spannweite von 28 m. Die Fahrbahnplatte wurde so konzipiert, dass sechzehn vorgefertigte Betonelemente mit Trockenfugen erstellt wurden. Die kalkulierten Baukosten waren etwas höher als bei einer herkömmlichen Massivbrücke, aber da die Unterbrechung des Eisenbahnverkehrs auf ein Minimum reduziert werden konnte, hat es sich gelohnt, das neue Konzept einzusetzen. Eine Herausforderung war die Anforderung, dass die Brücke in weniger als 24 Stunden errichtet werden sollte. Die Frist wurde dadurch festgelegt, wie lange der Strom für die Eisenbahn abgeschaltet werden konnte. Eine Draufsicht der Brücke ist in Abbildung 2-63 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Brücke im Grundriss gekrümmt ist. Da die Fahrbahnplatte eine konstante Gradiente besitzt, entstand sowohl für die Betonelemente als auch für den Stahlträger eine komplizierte Geometrie. Hohe Anforderungen wurden an die Stahlteile gestellt, die in direktem Kontakt mit dem Beton stehen.

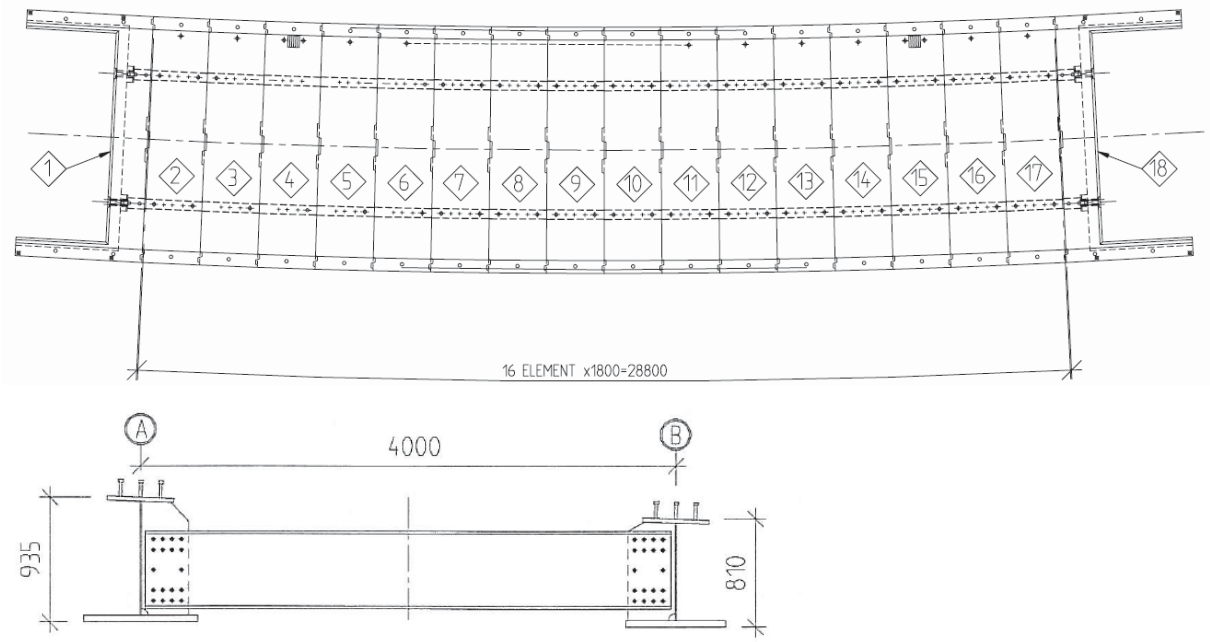


Abbildung 2-63: Draufsicht und Querschnitt der Brücke mit vollständig vorgefertigter Fahrbahnplatte (Die Bauteile 1 und 18 sind die vorgefertigten Widerlager).

Jedes Fahrbahnplattenelement hat die Abmessungen 1800 mm x 7500 mm x 280 mm, was einem Gewicht je Element von ca. 10 Tonnen entspricht. Die Elemente waren wegen der Kurve im Grundriss trapezförmig, siehe Abbildung 2-64. Die Elemente haben einen Tunnel an der Stelle, an der sie auf dem Träger aufliegen. Dieser wurde mit einer speziellen Betonmischung durch 100 mm große Löcher auf der Oberseite vermörtelt. Die Tunnelwände haben ein besondere Oberfläche, um sicherzustellen, dass zwischen der Fugenmasse und den Betonelementen eine Schubübertragung stattfinden kann. In der Mitte und am Rand der Elementlängsränder gibt es Nuten und Federn, um vertikalen Schub zwischen den Elementen übertragen zu können. Um die Elemente passgenau vorfertigen zu können, wurde das darauf folgende Element mit der Kante des vorangegangenen Elements als Schalung gegossen (passgenaues Betonieren). Die Genauigkeit dieses Verfahrens war ausreichend und eine kleine externe Vorspannkraft von 600 kN an den Enden der Brücke mit dem Hauptträgern als Spannelement führte zu sehr kleinen Fugen zwischen den Elementen.

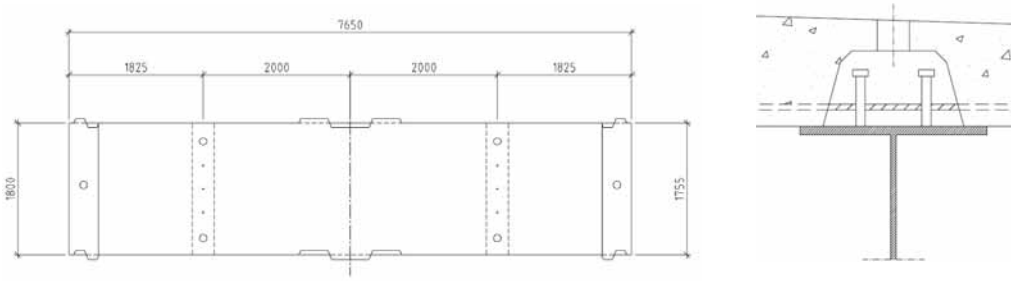


Abbildung 2-64: Draufsicht eines Fahrbahnplattenelements und Detail am Auflagerpunkt des Hauptträgers.

In Abbildung 2-65 ist das Einheben eines Element dargestellt und Abbildung 2-66 verdeutlicht, mit welch geringen Toleranzen gearbeitet wurde, um die Elemente zu montieren. Das Projekt wurde bewertet, um Erfahrungen und Meinungen über diese Bauweise mit vorgefertigten Plattenelementen zu sammeln. In der Bewertung heißt es, dass die wichtigste Erfahrung sei, dass alle Projektbeteiligten sich des Ziels des Projekts und dessen Verantwortung bewusst sein müssen. Es ist notwendig, dass alle Projektbeteiligten die Bedeutung der geforderten Toleranzen erkennen, da diese viel kleiner sind als in der Regel im Bauwesen üblich. Es gibt keine Zeit, Korrekturen während der Montage der Brücke vorzunehmen. Zwar war nicht alles perfekt, aber die Brücke wurde in der vorgegebenen Zeit errichtet. Aller-

dings muss sich das Bauwesen zunächst auf strengere Verfahren und Toleranzen einstellen, bevor diese Art von industriellem Bauen in einem größeren Maßstab angewendet werden kann.

Abbildung 2-65: Montage eines Fahrbahnplattenelements.

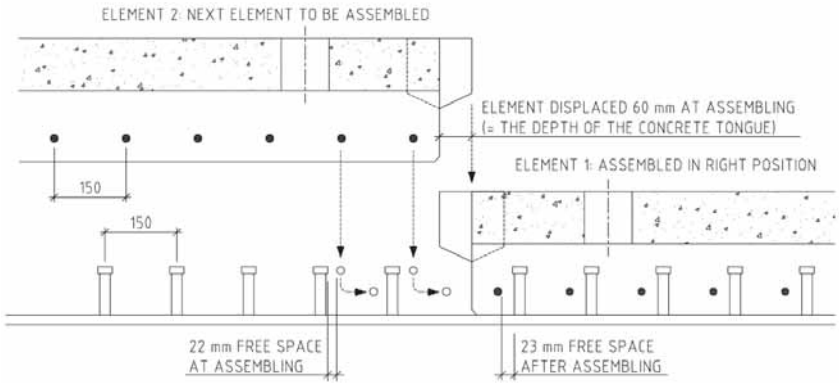


Abbildung 2-66: Schematische Darstellung der geringen Toleranzen.

2.6.5 Eisenbahnbrücken

Die schwedische Eisenbahngesellschaft bevorzugt Massivbrücken, aber Verbundbrücken stellen für mittlere und lange Spannweiten über Wasser eine wettbewerbsfähige Alternative dar. Ein aktuelles Beispiel ist die Brücke über den Veckefjärden. Es handelt sich um einen zweistegigen Plattenbalken in Verbundbauweise im Zuge der neuen Bahnlinie, die in der Einleitung in Abschnitt 2.6.1 erwähnt wird. Die Brückenlänge beträgt 490 m mit Hauptspannweiten von 60 m. Die Träger wurden in 24 m langen Schüssen mit einem Werkstattstoß in der Mitte angeliefert. Die 24 m langen Einheiten hatten ein Gewicht von bis zu 65 Tonnen.

Im Jahr 2007 wurden in der schwedischen Norm für Eisenbahnbrücken die Ermüdungslastwechsel von 10^6 auf $2 \cdot 10^6$ Zyklen erhöht, was zur Folge hat, dass Stahlsorten mit Streckgrenzen höher als 355 MPa nicht mehr voll ausgenutzt werden können. Diese Brücke wurde jedoch im Jahr 2004 entworfen und für den Untergurt im Stützbereich und den Obergurt im Feldbereich wurde die Stahlgüte S420 eingesetzt.

Der Abstand der Hauptträger beträgt 2,5 m mit einer Höhe von 3,0 m (L/20), was eine höhere Schlankheit als üblicherweise bei Straßenbrücken ist. Da die Trassierung der Gleise von einem horizontalen Radius von 3220 m an einem Ende der Brücke auf eine gerade Trassenführung am anderen Ende übergeht, sind die Hauptträger zwischen den Punkten, die 6 m vom Widerlager entfernt liegen, gerade. Da die Brücke von beiden Widerlagern aus eingeschoben wurde, wurde eine spezielles Verschiebeeinrichtung mit vertikaler Drehsachse eingesetzt, die es ermöglichte, den Brückenträger sowohl mit als auch ohne Radius daran anzupassen. Nach dem Einschub wurde des „Scharnier“ entfernt und die Träger wurden zusammengeschweißt. Wie in Abbildung 2-67 zu sehen ist, bestehen die Querverbände aus U-Profilen, die mit den Quersteifen verschraubt sind.

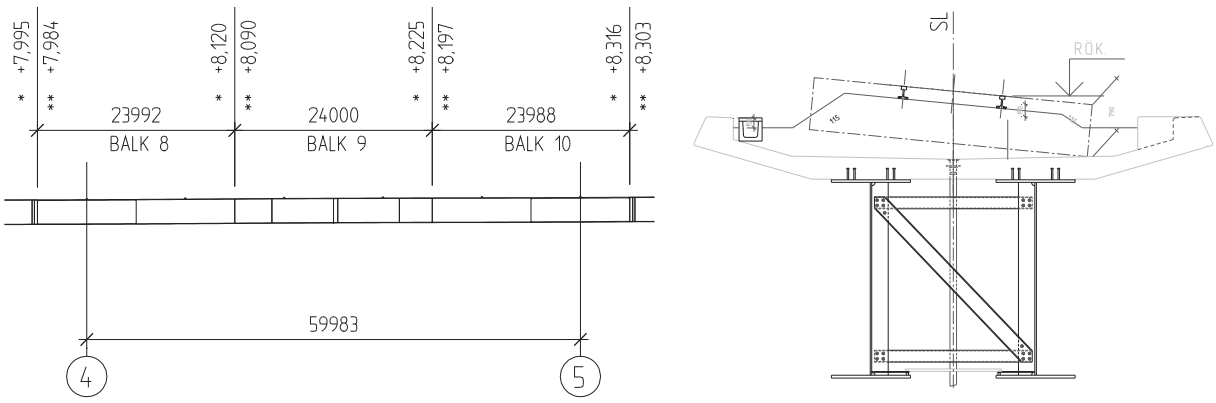


Abbildung 2-67: Ansicht und Querschnitt der Brücke über den Veckefjärden, Schweden.

Abbildung 2-68: Brücke über den Veckefjärden während der Errichtung im Winter.

Da die Temperaturen im Winter unter -30 Grad Celsius fallen können, ist es sehr praktisch den Arbeitsbereich mit großen Zelten einzuhausen, die nicht nur die Umgebung erwärmen, sondern auch Wind, Regen und Schnee abhalten, siehe Abbildung 2-68. Um zu große Temperaturunterschiede zwischen den Stahlträgern und dem Beton zu vermeiden, wurden die Träger vorgewärmt. Werden die Träger nicht vorgewärmt, so hat der Temperaturunterschied den gleichen Einfluss, als ob der Beton stärker schwindet.

2.6.6 Außergewöhnliche Brücken

In Schweden werden die meisten Brücken entworfen, ohne deren Gestaltung besonders zu berücksichtigen. Die einzige formelle Anforderung an das Aussehen ist es, dass Aussteifungen auf der Innenseite der Träger angeordnet sein müssen. Außer bei sehr großen Brücken sind Architekten beim Entwurf lediglich in seltenen Fällen beteiligt. Manchmal sind die Eigentümer der Brücke jedoch auch bereit, ein wenig mehr für die Schönheit der Brücke zu zahlen. Wie das Sprichwort sagt, liegt die Schönheit jedoch im Auge des Betrachters und eine gute Wahl von Form und Farbe der Brücke kann zu überraschenden Ergebnissen führen.

Im Jahr 1993 veröffentlichte der schwedische Stahlbauverband „Stahlbrücken“ und schlägt vor, bestehende und geplante Brücken durch die Entwicklung gut geplanter Alternativen in Stahl attraktiver zu gestalten. Eine der wirksamsten Ideen ist es, die übliche dreifeldrige Schrägstielrahmenbrücke mit geneigten Betonstützen in Massivbauweise durch eine Verbundbrücke mit geneigten Stahlstützen zu ersetzen. Diese Art von Tragwerk kommt sehr häufig als Überführungsbauwerk von Autobahnen zum Einsatz. Die Architekten nahmen die Gelegenheit wahr, dieses Konzept bei den Brücken des Höga-Kusten-Projekts anzuwenden.

Höga-Kusten-Projekt

Abbildung 2-69: Brücke über die Nationalstraße E4 bei Höga Kusten, Schweden.

Die Bogen tragen die Last von der Mitte der Brücke ab, und obwohl sie aus statischer Sicht eher gerade sein könnten, verleiht der geschwungene Bogen dem Tragwerk unbestreitbar ein attraktives Aussehen, was durch die schlanken Abmessungen der Stahlträger verstärkt wird. Für den Transport wurde das Tragwerk in Bauteile aus dem Feldbereich, zwei Seitenträger und zwei Bogenteile zerlegt.

Vallsundet

Das letzte Beispiel behandelt die 1.500 m lange Brücke über den Vallsundet in Schweden, die die Insel Frösön mit dem Festland verbindet. Diese Brücke besitzt einen Kastenquerschnitt aus Stahl mit Betonfahrbahnplatte. Die Brücke ist vor allem geprägt durch einen leichten vertikalen Radius und den gespreizten Auflagern am höchsten Punkt. Neben einem guten Aussehen, ermöglicht dieses Auflager eine vergrößerte Spannweite über der Fahrrinne.

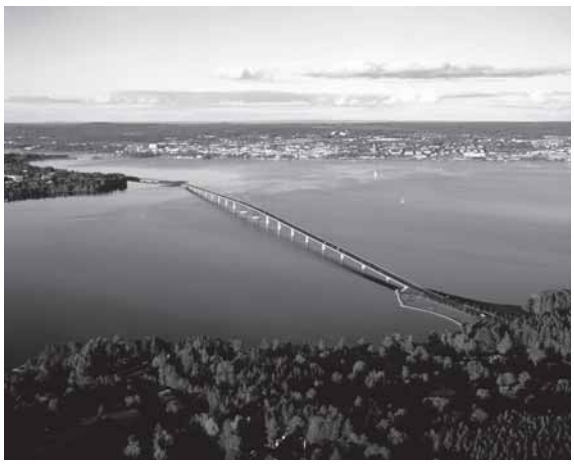


Abbildung 2-70: Brücke über den Vallsundet, Schweden, und gespreiztes Auflager nahe der Fahrrinne.

Bei Kastenquerschnitten in Verbundbauweise erfolgt das Betonieren der Betonplatte zwischen den Stegen oftmals mit Hilfe von Trapezblechprofilen. Diese werden, in Querrichtung spannend, auf Gerüsten montiert, die sich auf dem Bodenblech abstützen. Die auskragenden Bereiche werden mit Hilfe eines Schalwagens betoniert, der auf am Obergurt befestigten Schienen verfahren werden kann. Für Brücken mit kurzer Spannweite sind zwei Betonierabschnitte je Spannweite ausreichend: im Feldbereich und abschließend im Stützbereich, um die Zugspannungen im Beton über der Stütze zu verringern. Für Brücken mit längeren Spannweiten können zwei oder mehr Schalwagen gleichzeitig zum Einsatz kommen.

Abbildung 2-71: Herstellung der Fahrbahnplatte für die Brücke über den Vallsundet, Schweden.

Wie in Abbildung 2-71 dargestellt, wurde für das Betonieren der Fahrbahnplatte ein Schalwagen verwendet. Zwischen den Stegen wurden Trapezblechprofile mit einer Profiltiefe von 45 mm als verlorene Schalung eingesetzt. Die Sperrholzplatten auf deren Oberfläche erleichtern den Transport der Bewehrung vor dem Betonieren.

In Abbildung 2-72 ist der Kastenquerschnitt der Brücke über der Stütze dargestellt. Querkräfte und Torsionsmomente werden über zwei Querrahmen mit einer Blechdicke von 18 mm (Pos. 1) auf die Auflager übertragen. Die Trapezhohlsteifen verhindern das Beulen des Bodenblechs und sind gleichzeitig Luftkanäle für entfeuchtete Luft. Das Innere des Kastens ist nicht mit Korrosionsschutz versehen. Die geneigten Steifen (Pos. 4) sind Pressenansatzpunkte zum Auswechseln der Lager.

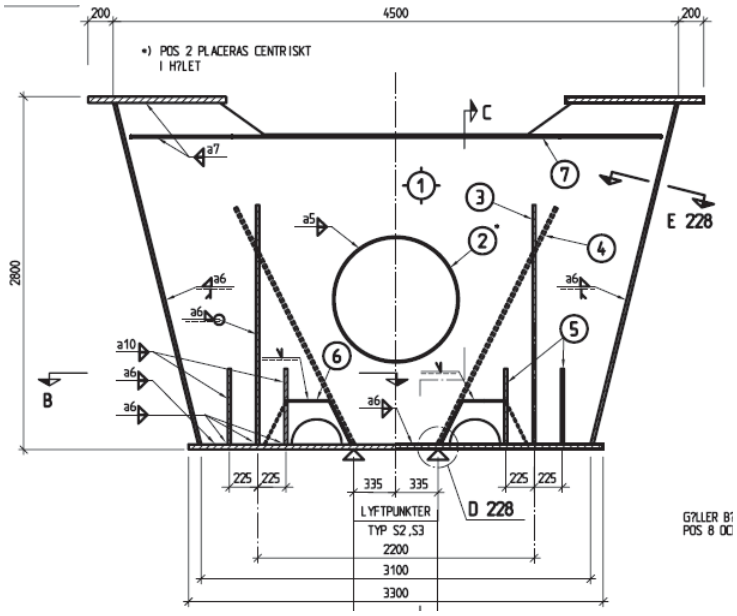


Abbildung 2-72: Querschnitt im Stützbereich der Brücke über den Vallsundet, Schweden.

3 Stahlsorten

3.1 Einleitung

Die am häufigsten eingesetzte Stahlgüte im Brückenbau in Europa ist S355. Die Anwendung höherfester Stähle (S460 und S690) hingegen ist von Land zu Land unterschiedlich und hängt vor allem von den nationalen Regelwerken und von der Erfahrung ab. Die Stahlgüte S460 wird z. B. in Frankreich recht häufig verwendet und ist in Schweden sogar die marktübliche Stahlgüte, wohingegen in Deutschland ihr Einsatz deutlich seltener ist. Hierbei muss beim Brückenentwurf nach Eurocodes beachtet werden, dass EN 10025 [37] Stahlgüten bis S960 behandelt und EN 1993-1-12 [34] zusätzliche Regeln zur Erweiterung der Stahlgüten bis S700 enthält. Für Verbundbrücken schränkt EN 1994-2 [36] den Einsatz der Stahlgüte auf S460 ein und auch bei Anwendung von S460 kann die Momententragfähigkeit bereits durch den β-Faktor abgemindert sein, siehe Abs. 6.2.1.2 (2), EN 1994-2 [36]. Für Verbundquerschnitte mit Stahlgüten höher als S460 liegen derzeit kaum Erfahrungen vor, so dass die Grenztragfähigkeit bei Biegebeanspruchung lediglich elastisch berechnet werden sollte. Allerdings werden in anderen Anwendungsgebieten, wie z. B. dem Mobilkranbau, dem Offshore-Bereich oder dem Schiffbau schon heute Stahlgüten bis zu einer Streckgrenze von 1100 MPa eingesetzt.

Im Folgenden werden die Vor- und Nachteile bei Anwendung höherfester Stähle (High Strength Steel - HSS) zunächst im Hinblick auf den Entwurf und die wirtschaftlichen Gesichtspunkten dargestellt. Danach werden nationale Tendenzen anhand von Brückenbeispielen, für die höherfeste Stähle zum Einsatz kamen, aufgezeigt. Neben der Stahlgüte an sich sind auch weitere Qualitätsmerkmale und die Eigenschaften in Dickenrichtung beim Brückenentwurf nach EN 1993-1-10 [33] zu berücksichtigen.

3.2 Zur Anwendung von höherfesten Stählen im Brückenbau

3.2.1 Allgemeines

Die Anwendung von höherfesten Stählen kann zu einem verringertem Materialverbrauch führen, was wiederum die Fertigungskosten (geringerer Schweißaufwand, Beschichtungen,…) und Montagekosten der Brücke (geringere zu bewegende Massen, leichtere Gründungen,…) reduziert. Die tragenden Bauteile werden leichter und schlanker und ermöglichen dadurch ansprechende und elegante Tragwerke, die durch ihren geringen Ressourcenverbrauch die Umwelt schonen und im Einklang mit der Nachhaltigkeitsdebatte stehen. Ferner kann gezeigt werden, dass höherfeste Stähle nicht nur eine höhere Streckgrenze, sondern auch eine ausgezeichnete Zähigkeit und hervorragende Schweißeigenschaften aufweisen, so dass damit eine hohe Sicherheit beim Entwurf und der Fertigung sichergestellt ist. Die Materialeinsparungen reduzieren auch die Schnittgrößen in den Stützbereichen der Brücke, was letztlich zu einer Erhöhung der Wettbewerbsfähigkeit von Stahl- und Verbundbrücke mit höherfesten Stählen führt.

Um die Frage der Wirtschaftlichkeit bei Anwendung von höherfesten Stählen beantworten zu können, ist eine Schätzung der Kosten erforderlich, was eine schwierige Aufgabe ist. Der Stahlpreis erhöht sich in der Regel mit der Streckgrenze, siehe Abbildung 3-1 und [44]. Das Diagramm zeigt die auf die Streckgrenzengruppe S235 bezogenen Preise für Grobbleche aus höherfestem Stahl von drei führenden europäischen Herstellern. In Abbildung 3-1 ist auch eine Trendlinie dargestellt, die der Quadratwurzel des Streckgrenzenverhältnisses folgt. Die jeweils gegenwärtige Marktlage und Marketingstrategie der Hersteller führen zum Teil zu einer erhebliche Streuung der Stahlpreise. Die Herstellkosten erhöhen sich hauptsächlich bei einer Änderung des Herstellverfahrens, wenn z. B. vom thermomechanischen Walzen auf ein anderes Vergütungsverfahren umgestellt wird. Auch die Anzahl der herzustellenden

Stahlsorten hat Einfluss auf die Herstellkosten und es ist eine Frage der Unternehmensstrategie, wo diese Kosten verrechnet werden. Ein ungewöhnliches Beispiel ist, dass in den USA die Streckgrenzengruppe S355 preiswerter zu bekommen ist als Stähle mit niedrigerer Streckgrenze. Den nachfolgenden Untersuchungen wird für die Bewertung der Kosten jedoch die Trendlinie gemäß Abbildung 3-1 zugrunde gelegt.

Bei voller Ausnutzung der Streckgrenze verringern sich die Materialkosten, weil die Festigkeit zunimmt, siehe Abbildung 3-2. Obwohl die Gesamtkosten eines Tragwerks auch von der Herstellung und Montage abhängen, wird hier lediglich der Materialpreis in den Untersuchungen berücksichtigt.

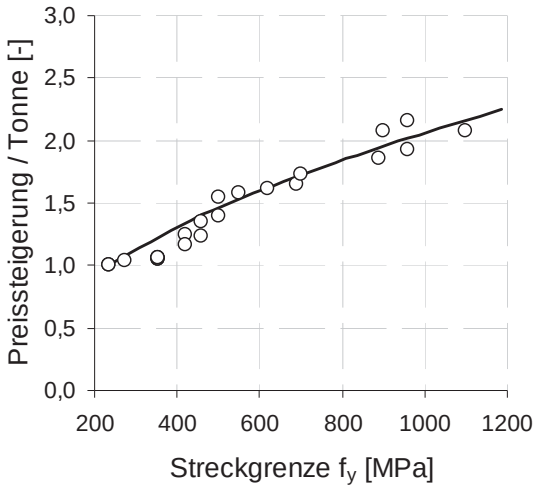


Abbildung 3-1: Ungefähre Preissteigerung je Tonne warmgewalzten Stahls in Abhängigkeit der Streckgrenze (bezogen auf S235).

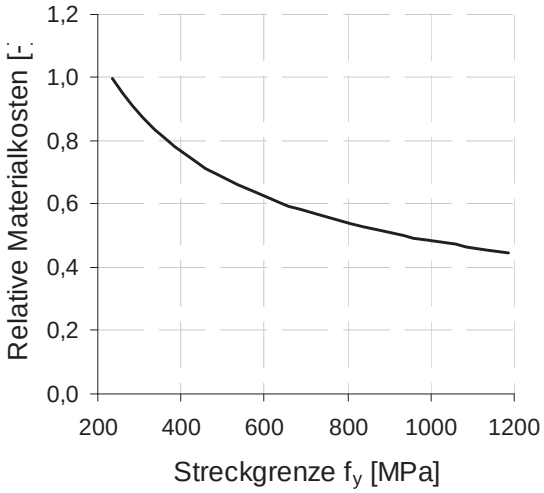


Abbildung 3-2: Relative Materialkosten (bezogen auf S235) bei voller Ausnutzung der Streckgrenze.

Aus Abbildung 3-2 kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass die Anwendung eines Stahls mit höherer Streckgrenze zu einer Kosteneinsparung führt, wenn die Festigkeit tatsächlich ausgenutzt werden kann. Grenzen der Ausnutzung können jedoch z. B. durch das Verformungs-, Stabilitäts- und Ermüdungsverhalten vorgegeben werden. So konnte z. B. in [47] für Straßenbrücken in Verbundbauweise gezeigt werden, dass die Vorteile von höherfesten Stählen in der Praxis vor allem durch folgende Punkte bestimmt werden:

- **Verformungsverhalten.** Bei Verkleinerung der Trägerabmessungen verringern sich auch die Querschnittswerte, z. B. die Biegesteifigkeit. Dies führt wiederum zu größeren Verformungen, die maßgebend für den Entwurf sein können. Die Grenzwerte der Durchbiegungen sind jedoch von Land zu Land unterschiedlich, siehe Abschnitt 3.2.2.
- **Stabilitätsverhalten.** Die elastischen kritischen Lasten sind unabhängig von der Streckgrenze so dass für schlanke Tragwerke der Einsatz von höherfesten Stählen unwirtschaftlich wird. Eine Lösung kann die Verwendung von Hybridquerschnitten sein, siehe Abschnitt 3.2.3.
- **Ermüdungsverhalten.** Beim Einsatz von höherfesten Stählen wird oftmals der Grenzzustand der Ermüdung maßgebend, weil dieser nahezu unabhängig von der Streckgrenze des Grundmaterials ist. Folglich ist es sinnvoll, höherfeste Stähle dort einzusetzen, wo der Einfluss der Ermüdung gering ist, wie z. B. bei großen Spannweiten, in Stützbereichen und/oder bei geringen Verkehrslasten. Um die Ermüdungsfestigkeit der geschweißten Bauteile zu erhöhen, können Nachbehandlungsverfahren angewendet werden [25]. Es ist jedoch zu beachten, dass die Ermüdungslasten von Land zu Land und von Straße zu Straße in Abhängigkeit der Verkehrbelastung unterschiedlich sein können. Im Rahmen des COMBRI-Handbuchs wird auf das Ermüdungsverhalten jedoch nicht näher eingegangen.

Im typischen Spannweitenbereich des Eisenbahnbrückenbaus sind höherfeste Stähle aufgrund strenger Grenzwerte für die Durchbiegung, aber auch für die Ermüdung, oftmals nicht wirtschaftlichl, weil sie keine Vorteile im Vergleich zu den Stahlgüten S235 und S355 bringen, vgl. [88].

3.2.2 Einfluss der Verformungen

Wie in Tabelle 3-1 zusammenfassend dargestellt, sind die Grenzwerte der Durchbiegungen von Land zu Land sehr unterschiedlich. Der Zweck des Grenzwerts kann natürlich auch verschieden sein, aber es wird vermutet, dass es für Straßenbrücken vor allem der Komfort für Fahrer und Fußgänger ist. Für Eisenbahnbrücken werden in Anh. A2.4.4, EN 1990/A1 [28] ausführliche Angaben gemacht, um Komfortansprüche, Schwingungen, Torsion, Schiene-Rad-Kontakt, usw., abzudecken.

Die Verformungen sind in der Regel für die charakteristische Verkehrslast zu bestimmen, aber in Spanien wird hierfür die häufige Lastkombination verwendet. In Frankreich sind keine Grenzwerte für Straßenbrücken vorgegeben und in Schweden wird ein Wert von L/400 unter charakteristischer Verkehrslast gefordert. Dies stellt für Verbundbrücken im kurzen und mittleren Spannweitenbereich mit Stahlgüten bis S690 kein Problem dar. In Spanien sind die Grenzwerte hingegen in Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung und vom Tragwerkssystem definiert, so dass z. B. für Einfeldträger kleinere Grenzwerte gelten als für Durchlaufträger. Ein Grenzwert von L/4000 für ein Einfeldträgersystem ist jedoch so strikt, dass ein solches System ungeachtet der Stahlgüte nicht möglich ist. Abgesehen davon ist dieses System auch wegen der Wartung der Fahrbahnübergänge wenig attraktiv und z. B. in Schweden überhaupt nicht erlaubt.

Für Eisenbahnbrücken interessiert besonders das dynamische Verhalten und für Hochgeschwindigkeitsstrecken wird in der Regel eine dynamische Berechnung gefordert, siehe EN 1990/A1 [28] und EN 1991-2 [29]. Die Grenzwerte der Durchbiegungen gemäß Tabelle 3-1 sind in Deutschland und in Spanien für Züge mit normaler Geschwindigkeit gültig. In Spanien darf das Einhalten dieser Grenzwerte eine dynamische Analyse ersetzen. Die Grenzwerte reichen von L/600 bis L/2400 in Abhängigkeit von Zuggeschwindigkeit und Spannweiten. In Fällen, in denen eine dynamische Berechnung nicht gefordert wird, kann ein solcher Grenzwert der Durchbiegung als Ersatznachweis angesehen werden. In der Regel sind die Grenzwerte für Eisenbahnbrücken strenger als für Straßenbrücken. Die maximal zulässige Verformung beträgt z. B. in Schweden L/800, was die Hälfte dessen ist, was für Straßenbrücken erlaubt ist.

Tabelle 3-1: Zusammenfassung nationaler Regeln für höherfeste Stähle und Anwendung bei Brücken.

Land	Straßenbrücken		Eisenbahnbrücken		Hybrid-träger
	Max. Stahlgüte	Grenzwert der Durchbiegung	Max. Stahlgüte	Grenzwert der Durchbiegung	
Belgien	S355 bis S460	L/700	S355	L/900	zugelassen, aber nicht eingesetzt
Frankreich	S460	k.A.	S355	EN 1991-2, EN 1990/A1	nein
Deutsch-land	S355 (höherfeste Stähle mit ZiE*)	k.A.	S355	L/600 bis L/800	zugelassen, aber nicht eingesetzt
Spanien	S460	L/600 bis L/4000	k.A.	L/600 bis L/900	nein
Schweden	S460 bis S690	L/400	S355 bis S420	L/800	ja

*„ZiE“: Zustimmung im Einzelfall

Die Grenzwerte der Durchbiegungen schränken in manchen Fällen den Einsatz von höherfesten Stählen ein, aber in der Regel werden die Anwendungsgrenzen durch den Grenzzustand der Ermüdung vorgegeben.

3.2.3 Einfluss der Stabilität und Einsatzmöglichkeiten von Hybridquerschnitten

Maßgebend für die Dimensionierung der Stegblechdicke in einem Vollwandträger ist die erforderliche Querkrafttragfähigkeit, für die wiederum in der Regel das Stabilitätsversagen des Stegblechs maßgebend ist, und die sich auf Grundlage von EN 1993-1-5 [31] bestimmt. Zunächst wird angenommen, dass das Stegblech eine verformbare Endquersteife besitzt und mit Ausnahme der Auflager unversteift ist. Die Materialkosten werden Abbildung 3-1 entnommen, woraus sich die relativen Materialkosten für ein Stegblech mit einer vorgegebenen Querkrafttragfähigkeit gemäß Abbildung 3-3 darstellen lassen. Für gedrungene Stegbleche sind Kosteneinsparungen möglich, aber diese Schlankheiten entsprechen nicht geschweißten Vollwandträgern. Für Werte des Verhältnisses von Stegblechhöhe zu Stegblechdicke $h_w/t_w > 60$ sind die Kosten unabhängig von der Streckgrenze. Dies deutet bereits an, dass lediglich ein Hybridquerschnitt mit höherfestem Stahl im Gurtbereich wirtschaftlich sein kann. In EN 1993-1-5 [31] sind Regeln für Hybridträger angegeben und es wird empfohlen, dass die Streckgrenze der Flansche nicht mehr als das 2,0-fache der Streckgrenze des Stegblechs betragen soll. Eine Zusammenfassung der Vorgehensweise zur Bemessung eines Hybridträgers einschließlich vereinfachter Formeln ist in [89] angegeben.

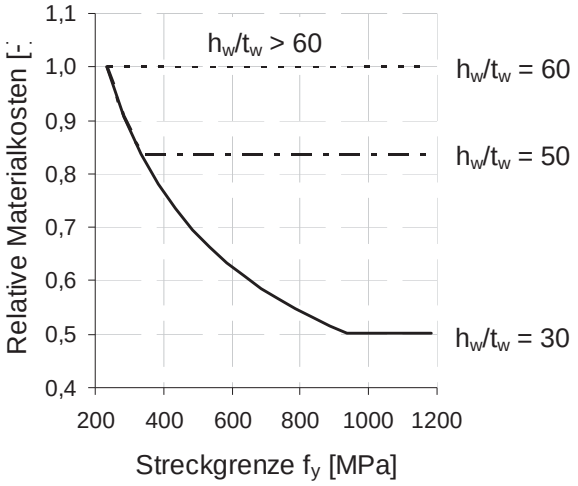


Abbildung 3-3: Relative Materialkosten (bezogen auf S235) für ein Stegblech mit verformbarer Auflagersteife unter Schubbeanspruchung [44].

Der Einsatz von Hybridquerschnitten mit unterschiedlichen Streckgrenzen in den Gurten und im Stegblech setzt voraus, dass Fließspannungen unter Gebrauchslasten nicht auftreten. Diese Forderung kann so ausgelegt werden, dass dies für die Spannungen im Gurt, jedoch nicht für die Längsspannungen im Steg, gilt. Das lokal begrenzte Fließen im Stegbereich wird durch die elastischen Dehnungen in den Flanschen begrenzt und nach dem ersten Fließen ist dieser Vorgang reversibel. Diese Argumentation wird nicht immer akzeptiert und die Interpretation kann daher von Land zu Land unterschiedlich sein. In Schweden wird z. B. die Streckgrenze des Flansches auf den 1,5-fachen Wert der Streckgrenze des Steges begrenzt. In Frankreich wird hingegen gefordert, dass im Stegblech Fließspannungen unter Gebrauchslasten nicht auftreten dürfen.

Im Allgemeinen ist es wirtschaftlich, einen Hybridquerschnitt einzusetzen, was mit dem folgendem Rechenbeispiel dargestellt werden soll. Es wird der Stützquerschnitt gemäß Abbildung 3-4 betrachtet, der vollständig in S460 entworfen wurde. Alternativ soll das Stegblech in der Stahlgüte S355 dimensioniert werden. Um einen fairen Vergleich ziehen zu können, muss die Stegfläche des S460-Trägers auf die Abmessungen 17,1 mm x 2491 mm angepasst werden, so dass die Querkrafttragfähigkeit den erforderlichen 5,05 MN entspricht. Ein Stegblech mit der gleichen Querkrafttragfähigkeit in S355 erfordert ein Stegfläche von 18,4 mm x 2491 mm. Die Verwendung einer niedrigeren Stahlgüte im Steg führt im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu einem Fließen der Stegbereiche in der Nähe der Flansche, siehe

Abbildung 3-4. Wird die Streckgrenze des Flansches von f_{yf} = 430 MPa in der Flanschmittelfläche erreicht, entspricht dies einer Spannung am Rande des Stegblechs von 426 MPa. Das Stegblech kann jedoch nur eine Spannung von f_{yw} = 355 MPa aufnehmen, so dass 71 MPa in Form eines dreiecksförmigen Druckspannungsblocks mit einer Höhe von 208 mm „fehlen“:

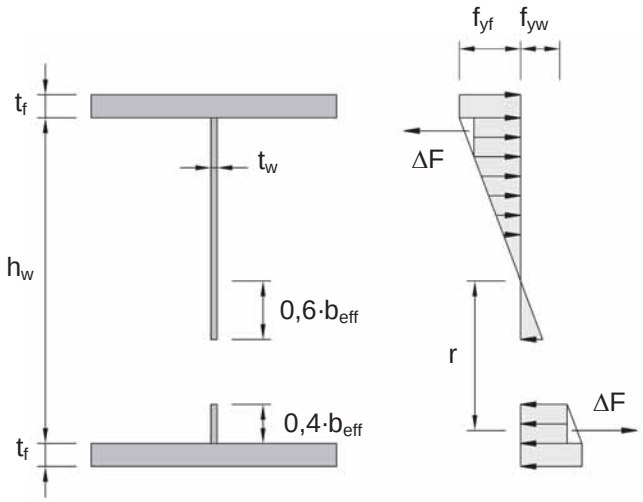


Abbildung 3-4: Spannungsverteilung im Stegblech eines Hybridträgers unter negativer Momentenbeanspruchung.

$$\Delta F = 71\,\text{MPa} \cdot 208\,\text{mm} \cdot 18{,}4\,\text{mm} \cdot \frac{1}{2} = 136\,\text{kN} = 0{,}136\,\text{MN}$$

Die Breite des wirksamen Stegbereichs nahe dem Flansch beträgt 322 mm, so dass der fehlende Spannungsblock innerhalb dieser wirksamen Breite liegt. Das Kräftepaar entspricht einem Moment von:

$$\Delta M = 0{,}136\,\text{MN} \cdot \left(2491\,\text{mm} - 2 \cdot \frac{208\,\text{mm}}{3} \right) = 319\,\text{kNm} = 0{,}319\,\text{MNm}$$

Dieses vom Stegblech in S355 nicht mehr aufnehmbare Biegemoment muss durch eine Erhöhung der Gurtdicke kompensiert werden:

$$\Delta t_f = \frac{\Delta M}{f_{yf} \cdot b_f \cdot h} = \frac{0{,}319}{430 \cdot 900 \cdot 2541} = 0{,}33\,\text{mm}$$

Die Erhöhung der Blechdicke kann in diesem Fall vernachlässigt werden.

Unter Berücksichtigung der Material- und Fertigungskosten (z. B. für Stöße), kann die Kostenersparnis für ein 16 m langes Bauteil gemäß Tabelle 3-2 berechnet werden.

Tabelle 3-2: Kostenersparnis für einen Hybridquerschnitt mit S355 anstelle von S460 im Stegbereich.

Kostenstelle	Masse [kg]	Arbeitszeit [h]	Einheitskosten [€]	Gesamtkosten [€]
S460	- 5.376	-	1,27	- 6.802,-
S355	5.866	-	1,03	6.067,-
Stoß	-	1,0	50,00	50,-
Summe der Kosten				- 685,-

Der Vergleich eines Hybridträgers mit einem reinen S460-Träger führt zu einer Kostenersparnis von ca. 9,- €/m^2 Brückenfläche. In diesem Fall ist die Ersparnis nicht sehr hoch, aber es ist ein eindeutiges Ergebnis zugunsten des Hybridquerschnitts.

3.2.4 Zusammenfassung

In den vorangegangenen Abschnitten wurden die Vor- und Nachteile der Anwendung von höherfesten Stählen im Brückenbau dargestellt. Es konnte gezeigt werden, dass der Einsatz einer Stahlgüte mit höherer Streckgrenze zu Kosteneinsparungen führt, wenn die höhere Festigkeit tatsächlich ausgenutzt werden kann. Grenzen der Ausnutzung können jedoch z. B. durch das Verformungs-, Stabilitäts- und Ermüdungsverhalten vorgegeben werden.

Die Anwendung von höherfesten Stählen kann auch für schlanke Tragwerke wirtschaftlich sein, wie das Beispiel des Hybridquerschnitts mit Gurten in S460 und dem Steg in S355 gezeigt hat. Letztlich entscheiden jedoch die Verkehrsbelastung (Ermüdung) und Verformungsbegrenzungen über die sinnvolle Erhöhung der Streckgrenze, was allerdings von Land zu Land unterschiedlich sein kann. Die Höhe der Verkehrsbelastung basiert auf Tatsachen, manche Verformungswerte sind jedoch wenig rational und ein Überarbeitung der Anforderungen könnte in einigen Ländern dazu beitragen, Mehrkosten zu sparen.

3.3 Eingesetzte Stahlgüten in Europa

3.3.1 Frankreich

In Frankreich ist die am häufigsten eingesetzte Stahlgüte im Brückenbau S355. Die Gefahr des Sprödbruchs wird durch Qualitätskontrollen in Übereinstimmung mit der französischen Norm A36-100 und der Empfehlung CCTG-F66 des französischen Verkehrsministeriums sicher gestellt. Diese Normen geben an:

- S355N (Charpy-Energie von 40J bei –20° C) für Blechdicken kleiner als 80 mm (S355 K2 ist zugelassen und wird in der Regel für Blechdicken unter 30 mm verwendet).
- S355NL (Charpy-Energie von 27J bei –50°C) für Blechdicken zwischen 80 und 150 mm.

Diese zulässigen Blechdicken entsprechen denen der französischen Regelwerke. In den Eurocodes wurden sie vollständig überarbeitet, aber sie unterscheiden sich nicht zu sehr von EN 1993-1-10 [33] und EN 1993-2 [35]. Die Stahlsorten S420 und S460 waren bereits in der vorangegangenen französischen Norm A36-201 aus dem Jahr 1972 für Brücken zugelassen, allerdings nur in der Güte N/NL. Zur damaligen Zeit betrug die maximale Blechdicke 50 mm, aber dieser Wert wurde mehrmals hintereinander bis auf 100 mm im Jahr 1984 erhöht. In der Praxis wurden diese Stähle wegen ihrer sehr schlechten Schweißeigenschaften nicht für Brücken, sondern eher im Offshore-Bereich eingesetzt. Ein Beispiel im Brückenbau ist jedoch die Mathilde-Brücke in Rouen aus dem Jahr 1979, für die 293 Tonnen Stahl S460N verwendet wurden. Der Umbruch kam im Jahr 1993 mit der Veröffentlichung der EN 10113 und den neuen thermomechanisch gewalzten Feinkornbaustählen (M/ML). Seit dem Jahre 1997 erleichtert ein französischer Leitfaden [65] den Einsatz des thermomechanisch gewalzten Stahls S420 und S460 für Brücken in Frankreich. In Tabelle 3-3 ist eine - nicht vollständige - Liste von Brücken mit höherfestem Stahl angegeben.

Heutzutage werden Stähle mit Streckgrenzen von 690 MPa und höher in Frankreich noch nicht im Brückenbau eingesetzt, aber eine Arbeitsgruppe erarbeitet derzeit alle wichtigen Aspekte, vor allem im Hinblick auf die Schweißverfahren für die Anwendung von S690 und Hybridquerschnitte.

3.3.2 Deutschland

In Deutschland ist die am häufigsten eingesetzte Stahlgüte im Brückenbau S355. Obwohl DIN-Fachbericht 103 [23] Stähle bis zu einer Streckgrenze von 460 MPa behandelt, erfordert die Verwendung jeglicher Stahlgüten, die höher als S355 sind, eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) [3]. Für einige wenige Straßenbrücken wurden jedoch Stahlgüten von bis zu S460 für Teile des Tragwerks eingesetzt, für die besondere Anforderungen zu erfüllen waren, siehe Tabelle 3-4. Im Allgemeinen ist die Verwen-

dung von Stahlgüten höher als S355 oder von Hybridträgern in Deutschland nicht gebräuchlich. In Tabelle 3-4 sind die Bauwerksdaten von Brücken in Deutschland, in denen Stahlgüten höher als S355 zum Einsatz kamen, zusammengefasst.

Tabelle 3-3: Bauwerksdaten von Brücken mit Stahlgüten höher als S355 in Frankreich.

Brücke	**Jahr**	**Merkmale**	**Stahlsorte(n)**	**Gewicht [Tonnen]**
Remoulins (Abbildung 2-1)	1993 -1994	Erste Brücke mit TM-Stahl, Plattenbalken, Hauptspannweite 80 m, max. Blechdicke 80 mm.	S 355 M S 460 ML	200 180
Autobahn A16	1993 -1994	Längsträger aus Walzprofilen (max. Steghöhe 1 m) für Brücken im kurzen Spannweitenbereich mit zwei oder mehr Trägern	S 460 M	980
Normandie-Brücke	1992 -1994	Schrägkabelbrücke, Hauptspannweite 856 m (624 m in Stahl), max. Blechdicke in S420M 30 mm, Einsatz von S420M zur Verringerung des Gewichts der Hauptspannweite	S355/460NL S 420 M	4000 1800
Jassans-Riottier-Brücke über die Saône	2000	Plattenbalken in Verbundbauweise, Hauptspannweite 130 m, S460M/ML in den Stützbereichen	S 460 M/ML	k.A.
Europabrücke in Orléans	1998 -2000	Bogenbrücke aus Stahl und stählernen Hohlkasten, Hauptspannweite 202 m	Bogen in S460 M/ML	350
Garrigue-Viadukt, Autobahn A75	1999 -2001	Plattenbalken in Verbundbauweise, Hauptspannweite 74 m, S460M/ML, max. Blechdicke 120 mm	S460 M/ML	290
Verrières-Viadukt, Autobahn A75 (Abbildung 2-2; Abbildung 2-28)	1998 -2002	Stahlhohlkasten und Betonfahrbahnplatte, Hauptspannweite 144 m, Gurte im Stützbereich aus S460, Blechdicken von 30 mm bis 67 mm	S460 M/ML	ca. 2000
Millau-Viadukt, Autobahn A75	2001 -2004	Schrägkabelbrücke, Hauptspannweite 342 m, innerer Hohlkasten aus S460	Deck: S355 S460 M/ML Pylone: S355 S460 Hilfs-stützen: S355 S460	23500 12500 3200 1400 3200 3200
Brücke über die Rhône in Valence	2001 -2004	Stahlhohlkasten und Betonfahrbahnplatte, Hauptspannweite 125 m, S460M, max. Blechdicke 60 mm	S460 M	1250

Tabelle 3-4: Bauwerksdaten von Brücken mit Stahlgüten höher als S355 in Deutschland.

Brücke	Jahr der Fertig-stellung	Merkmale	Stahlsorte(n)	Gewicht [Tonnen]
Nesenbachtal	2000	Durchlaufträger über fünf Felder mit einem max. L/h-Verhältnis von 30, das den Einsatz von S690 im Stützbereich erforderte	S355 J2G3 S690 QL	1341 284
Wilde Gera	2001	Massivbogenbrücke mit Verbundhohl-kastenquerschnitt als Überbau	S355 S460	insgesamt: 6323
Reichenbach	2002	Einteiliger Verbundquerschnitt mit Zugbändern in S460	S355 J2G3 S460 M	insgesamt: 6000
Flughafen-brücke Ilverich	2002	Schrägkabelbrücke mit einer Haupt-spannweite von 287,5 m und einer niedrigen Pylonenhöhe aufgrund des nahen Flughafens. V-förmige Pylone mit einem Zugstab aus S460 (Bemessung in S355 = Materialredundanz)	S355 S460 ML	7180 520

3.3.3 Andere europäische Länder

In Belgien ist die am häufigsten eingesetzte Stahlgüte im Brückenbau S355. Die Anwendung von Stahlgüten ist bis S460 möglich, aber in der Praxis wird diese kaum eingesetzt.

In Schweden ist die am häufigsten eingesetzte Stahlgüte im Brückenbau S460, wobei es sich häufig um Hybridträger mit S355 im Stegbereich handelt. In Schweden ist es in der Regel möglich, die volle Streckgrenze von 690 MPa auszunutzen und gleichzeitig den Grenzzustand der Ermüdung für Straßenbrücken zu erfüllen. Für Eisenbahnbrücken sind die Ermüdungskriterien strenger, so dass in der Praxis S355 oder S420 bei großen Spannweiten die am häufigsten eingesetzte Stahlgüte ist.

3.4 Eigenschaften in Dickenrichtung

Die Stahlsortenauswahl im Hinblick auf Eigenschaften in Dickenrichtung erfolgt auf Grundlage von Abs. 3, EN 1993-1-10 [33]. Der Ziel dieser Auswahl ist es, einen Terrassenbruch zu vermeiden, der bei der Dehnungsbeanspruchung eines Blechs in Dickenrichtung auftreten kann. Diese Beanspruchung kann durch äußere Kräfte, aber auch durch Schrumpfverformungen von Schweißnähten entstehen.

Die Terrassenbruchempfindlichkeit steht in engem Zusammenhang mit dem Schwefelgehalt, dessen Grenzwerte in EN 10025 [37] definiert sind. Diese Grenzwerte (ca. 0,3 %) sind in der Regel jedoch deutlich höher als der Schwefelgehalt, der in modernen Stahlerzeugungsanlagen erreicht wird. In Abhängigkeit der national definierten Parameter im jeweiligen Nationalen Anhang zu EN 1993-1-10 [33] und den projektbezogenen Anforderungen, stehen zwei Vorgehensweisen zur Auswahl:

- Prüfungen im Fertigungsbetrieb (in der Regel durch Ultraschallverfahren)
- Angabe einer Z-Güte basierend auf EN 10164 [38]

Letztere Vorgehensweise wird nachfolgend am Beispiel von zwei geschweißten Details dargestellt:

- Detail 1 ist der Anschluss eines 19 mm dicken Stegblechs an einen 35 mm dicken Flansch mit zwei Kehlnähten der Nahtdicke 7 mm (einfache Lage)

- Detail 2 ist der Anschluss eines 30 mm dicken Flansches einer T-förmigen Quersteife an einen 95 mm dicken Obergurt mit zwei Kehlnähten der Nahtdicke 15 mm (mehreren Lagen).

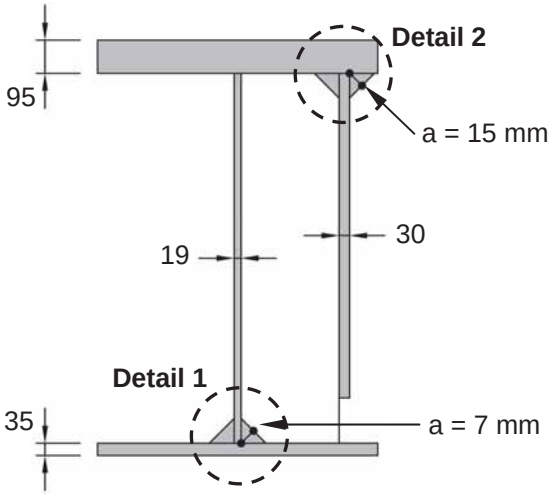


Abbildung 3-5: Details eines geschweißten Plattenbalkens. Maße in [mm].

Nachfolgend werden die verschiedenen Z-Werte für die Details bestimmt.

Detail 1:	**Detail 2:**
$Z_a = 3$ (für $a_{eff} = 7 \cdot \sqrt{2} = 9{,}9$ mm)	$Z_a = 9$ (für $a_{eff} = 15 \cdot \sqrt{2} = 21{,}2$ mm)
$Z_b = 0$	$Z_b = 0$
$Z_c = 8$ (für s = 35 mm, kein Druck)	$Z_c = 15$ (für s = 95 mm, Anmerkung: Diese Schweißnaht kann durch Verkehr auf Zug belastet werden, siehe Abs. 6.6.1.1(13), EN 1994-2 [36])
$Z_d = 0$ (wenn das Stegblech an den Flansch geschweißt wird, gibt es keine Einspannwirkung)	$Z_d = 3$ (mittlere Einspannwirkung aufgrund der Schweißverbindung zwischen den Flanschen der Hauptträger)
$Z_e = 0$ (Annahme: Vorwärmen < 100° C)	$Z_e = 0$ (Annahme: Vorwärmen < 100° C)
Ergebnis: $Z_{Ed} = Z_a + Z_b + Z_c + Z_d + Z_e = 11$	Ergebnis: $Z_{Ed} = Z_a + Z_b + Z_c + Z_d + Z_e = 27$
Nach Tab. 3.2, EN 1993-2 [35], ist für Detail 1 die Güte **Z15** erforderlich.	Nach Tab. 3.2, EN 1993-2 [35], ist für Detail 2 die Güte **Z25** erforderlich.

3.5 Anwendung auf das Rechenbeispiel “Kastenquerschnitt”

Die Verbundbrücke mit Kastenquerschnitt, die als Rechenbeispiel in Teil I des COMBRI-Handbuchs [16] vorgestellt wird, wurde zunächst vollständig in der Stahlgüte S355 entworfen, was eine Verstärkung des Obergurtes mit Hilfe von Aufschweißlamellen in den Stützbereichen erforderlich machte. Nach der Diskussion zur Anwendung von höherfestem Stahl in Abschnitt 3.2 soll nachfolgend für das Rechenbeispiel „Kastenquerschnitt“ ein Alternativentwurf mit höherfestem Stahl vorgestellt und gezeigt werden, wie dadurch die Wettbewerbsfähigkeit der Brücke verbessert werden kann.

Für den Alternativentwurf wird ein Hybridquershnitt mit Steg und Untergurt in S460 angenommen. Der Obergurt ist auch in S460 ausgeführt, mit Ausnahme der Stützbereiche, in denen S690 benutzt wird, um das zusätzliche Aufschweißen von Lamellen im Obergurtbereich zu vermeiden. Für S460 wir die Qualität M angenommen, für S690 hingegen die Qualität QL1. Eine Optimierung der Stahlverteilung wurde im Hinblick auf Längs- und Schubbeanspruchung sowie deren Interaktion in den Feld- und Stützbereichen im Grenzzustand der Tragfähigkeit durchgeführt.

Tabelle 3-5 veranschaulicht die daraus resultierenden, durchaus beträchtlichen, Materialeinsparungen: 30 % des Stahlgewichts bzw. 7 % des Gesamtgewichts der Brücke. In Tabelle 3-6 ist die Zunahme der Durchbiegungen unter charakteristischen Verkehrslasten (Lastmodell LM1 nach EN 1991-2 [29]) gegenübergestellt. Die Zunahme (25%) bleibt in einem vernünftigen Rahmen und ist geringer als die in Tabelle 3-1 geforderten Werte.

Tabelle 3-5: Vergleich der Stahlmassen.

	Hybridquerschnitt in S460/S690	**Referenzentwurf in S355**
Stahl des Kastenquerschnitts (ohne Berücksichtigung der Querrahmen)	2.470 Tonnen	3.540 Tonnen
S355	-	3.540 Tonnen
S460	2.301 Tonnen	-
S690	170 Tonnen	-

Tabelle 3-6: Vergleich der Durchbiegungen in Feldmitte.

		Hybridquerschnitt in S460/S690	**Referenzentwurf in S355**	**Differenz**
Durchbiegung unter charakteristischer Verkehrslast LM1	Feld 1	6,7 cm = L / 1350	5,2 cm = L / 1730	+ 29%
	Feld 2	13 cm = L / 925	10,5 cm = L / 1140	+ 24%
	Feld 3	14 cm = L / 850	11,4 cm = L / 1050	+ 23%

Wie bereits in Abschnitt 3.2 erwähnt, kann der Vorteil einer 30 %-igen Materialeinsparung durch den höheren Preis für höherfesten Stahl ausgeglichen werden. Nachfolgend sollen deshalb die Kosten beider Entwürfe verglichen werden. Dieser Vergleich ist in Tabelle 3-7 für die reinen Materialkosten dargestellt (ohne Lieferung, Schweißarbeiten, Montage, usw.). In Frankreich stellen die Materialkosten einen Anteil von ca. 30 % des Gesamtpreises der Stahlkonstruktion dar. Darüber hinaus gibt es jedoch auch erhebliche Einsparmöglichkeiten bei Fertigung und Montage aufgrund des verringerten Schweißvolumens, was in diesem Vergleich jedoch nicht berücksichtigt wurde.

Es ist zu beachten, dass das Stegblech in S460 weniger wirtschaftlich ist (+15%) als in S355, weil die erforderliche Querkrafttragfähigkeit keine Verringerung der Blechdicke zulässt. Betrachtet man jedoch den gesamten Brückenquerschnitt, so sind die bedeutendsten Einsparungen (25%) für den Stützbereich zu beobachten, siehe Abbildung 3-6.

Anmerkung: Das Ergebnis weicht von der Zusammenfassung in Abschnitt 3.2.4 hauptsächlich aus folgenden Gründen ab:

- *Die Kosten von S460 im Vergleich zu S355 sind etwas höher (Stand des Jahres 2006).*
- *Das Stegblech ist quer- und längs ausgesteift.*

Schließlich zeigt dieses Beispiel, dass die Verwendung von höherfestem Stahl eine interessante Alternative sein kann, die zu Kosteneinsparungen von ca. 20 % für die Stahlkonstruktion führen kann. Die Fertigungs- und Montagekosten würden darüber hinaus auch positiv durch die Materialeinsparungen beeinflusst werden

Tabelle 3-7: Vergleich der Materialkosten.

Kastenquerschnitt	Gesamt	Obergurte	Untergurt	Stege
S355	2.520.000 €	921.000 €	943.000 €	656.000 €
S460/S690	2.020.000 €	518.000 €	749.000 €	756.000 €
Differenz	- 20%	- 44%	- 21%	+ 15%

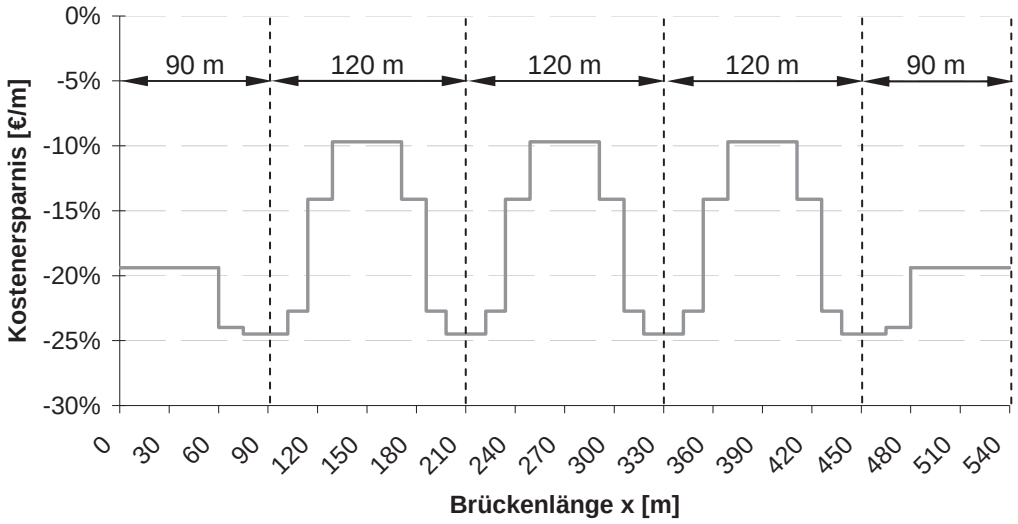


Abbildung 3-6: Kosteneinsparung durch den Alternativentwurf in S460/690 anstelle von S355.

4 Flansche

4.1 Einleitung

Die Flansche spielen für die Momententragfähigkeit von I- und Kastenquerschnitten die wichtigste Rolle. I-Querschnitte haben in der Regel gedrungene Flansche, die voll ausgenutzt werden können, wohingegen es bei Kastenquerschnitten von den Abmessungen abhängt, ob die Flansche unversteift oder längs versteift sind. Für Kleinkästen ohne Längsversteifung ist das Tragverhalten im Allgemeinen dasselbe wie für I-Querschnitte. Folglich liegt der Schwerpunkt dieses Kapitels auf breiten Flanschen, d.h. längs versteiften Platten unter Druckbeanspruchung. Die Möglichkeiten der Normenregeln, die Tragfähigkeit des Druckgurtes zutreffend zu beschreiben, wurden im COMBRI-Forschungsprojekt [15] untersucht. Hierbei wurde vor allem die Interaktion zwischen lokalem Einzelfeldbeulen und globalem Gesamtfeldbeulen der versteiften Platte betrachtet. Besondere Aufmerksamkeit galt der Anwendung von Software, die in der Lage ist die elastischen kritischen Spannungen des Systems und deren Auswirkungen auszuwerten.

Im Falle von breiten Flanschen muss oftmals die Schubverzerrung im Hinblick auf die Ermittlung der Momententragfähigkeit berücksichtigt werden, weil sich dadurch eine ungleichförmige Spannungsverteilung über die Breite des Flansches einstellt. Für schlanke Druckgurte aus Stahl kann sich dieses Phänomen auch auf das Plattenbeulen auswirken. Die effektiven Breite setzt sich daher aus der Wirkung von Schubverzerrung und Plattenbeulen zusammen. Der Begriff „effektiv“ wird wie folgt unterschieden:

- „mittragend (effektiv^{s})“ bezeichnet die Wirkung der ungleichförmigen Spannungsverteilung aus Schubverzerrung
- „wirksam (effektiv^{p})“ die Wirkung aus Plattenbeulen
- „effektiv“ bezeichnet die gemeinsame Wirkung aus Schubverzerrung und Plattenbeulen

Die effektive Breite hat auch Einfluss auf die Querschnittswerte, die zur Bestimmung der Schnittgrößen im Rahmen einer Tragwerksberechnung erforderlich sind.

4.2 I-Querschnitte

Im Allgemeinen werden Flansche in I-Querschnitten so gewählt, dass sie in Querschnittsklasse 3 oder niedriger gehören. Ist der Nachweis gegen Biegedrillknicken maßgebend, kann ein breiter Flansch vorteilhaft sein, aber die übliche Vorgehensweise ist es, die Schlankheit b/t bis an die Grenze zu Querschnittsklasse 3 zu erhöhen und dann den Abstand zwischen den Querrahmen oder -verbänden so lange zu verringern bis das Biegedrillknicken nicht mehr maßgebend wird.

Auch die Regeln für Schubverzerrung in EN 1993-1-5 [31] können die Breite der Flansche von I-Querschnitten zusätzlich reduzieren. Eine solche Verringerung ist jedoch höchstwahrscheinlich nicht erforderlich.

Aus ästhetischen Gründen sollte der sichtbare Untergurt mit einer konstanten Breite ausgeführt werden. Hierbei kann eine Einstufung des Untergurtes im Feldbereich in Querschnittsklasse 3 oder höher vernachlässigt werden, weil dieser Bereich unter Zugspannungen steht. Der Obergurt kann eine unterschiedliche Breite haben, weil er nicht das Aussehen stört. Im Feldbereich sind die Abmessungen des Obergurts klein und der Nachweis gegen Biegedrillknicken wird während des Betonierens der Fahrbahnplatte häufig maßgebend. In Schweden ist es üblich, einen Flansch mit den Mindestabmessungen

20 mm x 400 mm zu verwenden, was ausreichend ist, um Biegedrillknicken für Brücken im mittleren Spannweitenbereich und bei einem Abstand der Querverbände von 8 m zu verhindern. Nach der Fertigstellung der Betonfahrbahnplatte sind die zusätzlichen Druckspannungen im Obergurt gering und es ist in der Regel ausreichend, die Stahlgüte S355 zu verwenden, selbst wenn für den Untergurt eine höhere Stahlgüte gewählt wird.

Offene Plattenbalkenquerschnitte führen zum Teil zu erheblichen Problemen durch die breiten ausladenden Untergurte, auf denen sich Tauben und andere Vögel niederlassen und nisten. Wenn man alte Brücken und Bahnhöfe insbesondere im Stadtbereich betrachtet, kann man sich vorstellen, dass es sich hier nicht nur um Verschmutzungsprobleme handelt, sondern dass auch der Korrosionsschutz auf Dauer in Mitleidenschaft gezogen wird. Mit einem erheblichen Aufwand werden deshalb bei offenen Querschnitten heute Gitterroste oder Schutznetze vorgesehen. In anderen Bereichen schweißt man zwischen Steg und Untergurt Schrägbleche ein siehe Abbildung 4-1. Da diese Schrägbleche durch das Verschweißen zu tragenden Querschnittsteilen werden, gelten für sie die gleichen hohen Anforderungen in Bezug Schweißnahtausbildung und -kontrolle und konstruktiver Detailausführung. Besonders an den Kreuzungsstellen von Querträgern und Hauptträgern entstehen durch die Untergurtschrägbleche der beiden Tragglieder fertigungstechnisch komplizierte Verschneidungspunkte. Gitterroste oder auch Netze sind einfachere und weniger kostenträchtige Lösungen.

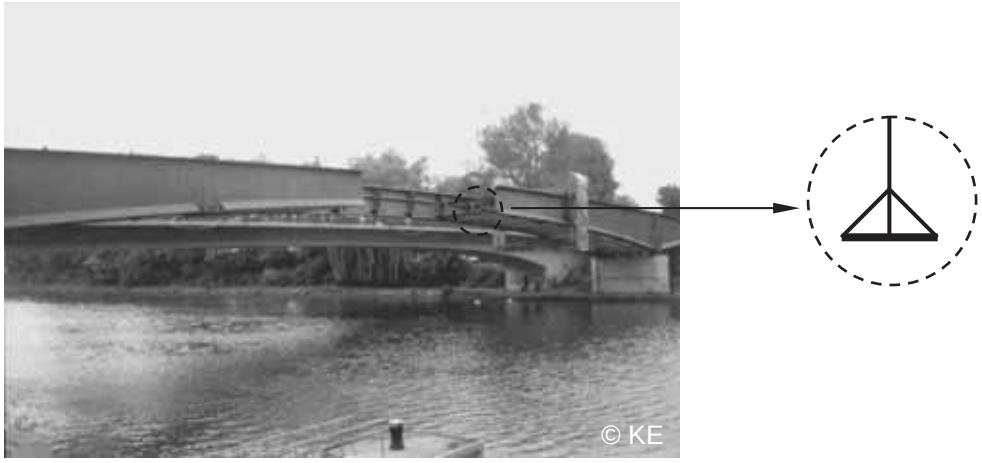


Abbildung 4-1: I-Querschnitt mit eingeschweißten Schrägblechen am Untergurt.

4.3 Bodenbleche von Kastenquerschnitten

4.3.1 Allgemeines

Wie bereits erwähnt sind geschlossene Kastenquerschnitte nur in besonderen Fällen wie z. B. für im Grundriss gekrümmte Brücken wirtschaftlich sinnvoll. Für Straßenbrücken ist es üblich, die Stege zu neigen. Neben ästhetischen Gründen führt diese Vorgehensweise zu einer vorteilhaften Querschnittsgeometrie des Kastenquerschnitts im Hinblick auf die Breite des Bodenblechs. Während für die Fahrbahnplatte ein großer Obergurtabstand vorteilhaft ist, ist in der Regel das Gegenteil für den unteren Flansch der Fall. Ein Grund hierfür ist die Vermeidung von Längsstößen im Bodenblech. Bei Durchlaufträgern ist das Bodenblech im Stützbereich der Gefahr des Plattenbeulens ausgesetzt und eine geringe Breite führt zu einem vorteilhaften b/t-Verhältnis. Ein weiterer Grund ist die Verringerung der Auswirkungen aus Schubverzerrung, für die ein schmaler Flansch ebenfalls von Vorteil ist. Die Neigung der Stege sollte maximal 30 - 40 Grad betragen und wird in der Regel durch die Vergrößerung der Höhe des Stegblechs begrenzt.

Trotz einer möglichen Neigung der Stege sind die unteren Flansche des Kastenträger so breit, dass Schubverzerrungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entsprechend den Regeln in EN 1993-1-5 maßgebend werden. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit darf die elastisch-plastische Wirkung der Schubverzerrungen berücksichtigt werden, siehe Abs. 3.3, EN 1993-1-5 [31].

4.3.2 Französische Praxis

In Frankreich werden für die seit 1995 gebauten Großbrücken entweder Flachstahlsteifen, Trapezhohlsteifen oder T-Steifen zur Aussteifung des Bodenbleches eingesetzt. Die Längssteifen sind über die gesamte Brückenlänge durchlaufend.

Im Falle der Flachstahl- und T-Steifen beträgt der übliche Abstand der Quersteifen ca. 0,6 m, aber nicht mehr als 1,0 m. Die Fußbreite der Trapezhohlsteifen beträgt in den meisten Fällen zwischen 400 und 600 mm, was auch ungefähr dem lichten Abstand zwischen zwei Trapezhohlsteifen entspricht. Die Querrahmen haben hier in der Regel einen Abstand zwischen 4,0 und 5,5 m.

In Abbildung 4-2 und Abbildung 4-3 sind zwei typische Aussteifungen von Bodenblechen dargestellt.

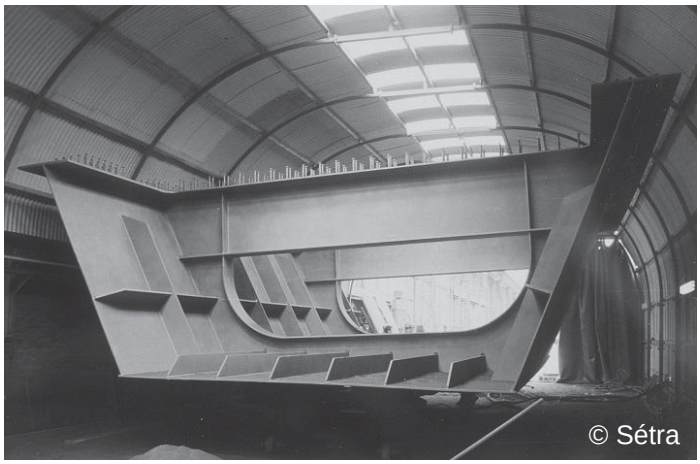


Abbildung 4-2: Kastenquerschnitt mit Flachstahlsteifen einer Brücke bei Lille, Frankreich.

Abbildung 4-3: Kastenquerschnitt mit Trapezhohlsteifen des Millau-Viadukts, Frankreich.

4.3.3 Deutsche Praxis

In Deutschland werden Bodenbleche von Stahl- und Verbundkastenquerschnitten auf Grundlage des Eurocode-basierten DIN-Fachbericht 103 [23] bemessen. Im Gegensatz zu orthotropen Fahrbahnplatten gibt die Norm keine Empfehlungen hinsichtlich des Entwurfs der längs versteiften Bodenbleche. Der Entwurf des Bodenblechs wird durch die statischen Anforderungen, wie z. B. der Beultragfähigkeit, bestimmt. Es werden keine Empfehlungen hinsichtlich der Anzahl und Größe der Aussteifungen gegeben.

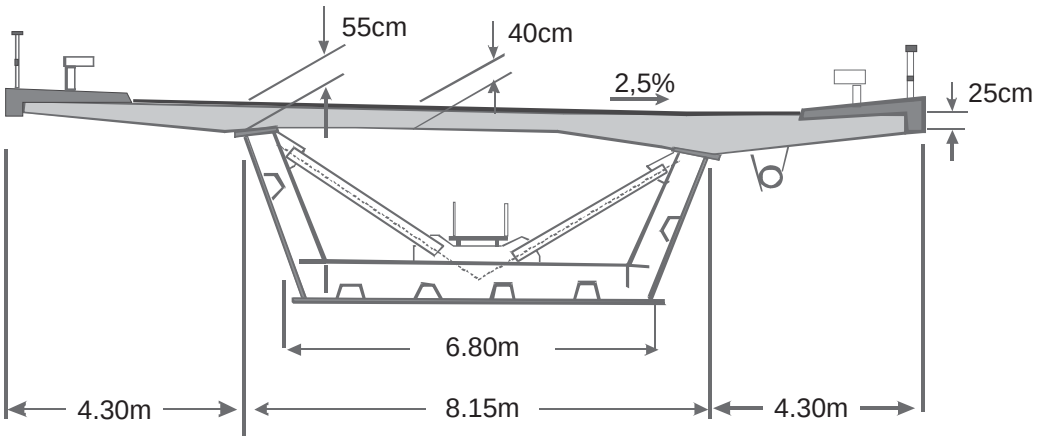


Abbildung 4-4:Typischer Querschnitt einer Verbundbrücke in Deutschland mit Kastenquerschnitt und Trapezhohlsteifen (aus [39]).

Für Straßenbrücken in Deutschland werden in der Regel Trapezhohlsteifen mit Einstufung in Querschnittsklasse 1 bis 3 und Höhen von ca. 200 bis 300 mm bzw. Blechdicken von ca. 6 bis 10 mm eingesetzt. Bis heute ist die Anwendung von Steifen mit Querschnitten der Klasse 4 in Deutschland unüblich und finden lediglich für Großbrücken Anwendung. Flachstahlsteifen mit Querschnitten der Klasse 1 werden hauptsächlich für Eisenbahnbrücken angewendet.

In Abbildung 4-4 ist ein typischer Querschnitt eines Kastenquerschnitts mit Trapezhohlsteifen einer Verbundbrücke in Deutschland dargestellt. Der Abstand zwischen den Querverbänden beträgt in der Regel 3 bis 5 m.

4.3.4 Schwedische Praxis

In Schweden werden Kastenquerschnitte nur gelegentlich für Straßen- und Eisenbahnbrücken eingesetzt. Für Straßenbrücken wird in der Regel ein offener Kastenquerschnitt mit geneigten Stegblechen gewählt, siehe Abbildung 4-5. Die Aussteifungen auf dem Bodenblech sind in der Regel große kalt umgeformte Trapezhohlsteifen. Es ist üblich, das Innere des Kastens nicht mit einem Korrosionsschutz zu versehen, sondern stattdessen entfeuchtete Luft durch den Hohlkasten zu leiten. Die Trapezhohlsteifen können dann als Luftkanäle benutzt werden, um die trockene Luft gleichmäßig im Querschnitt zu verteilen. Darüber hinaus gibt es die Forderung, dass die Betonfahrbahnplatte vor zu starkem Austrocknen geschützt werden soll. Dies kann mit einem Stahlblech als Abschluss auf der Oberseite des Kastenquerschnitts gelöst werden. Es handelt sich in der Regel um ein Trapezprofilblech, das auch als verlorene Schalung dient und einen geschlossenen Kasten während der Montage der Brücke herstellt, was die Biegedrillknickgefahr deutlich verringert. Der Schubmittelpunkt des offenen Kastens liegt weit unterhalb des Bodenblechs und ein Ausweichen vor allem durch Rotation um den Schubmittelpunkt führt in der Regel zu einer sehr niedrigen idealen Last. Folglich muss der Kastenquerschnitt während der Errichtung oder des Einschubs geschlossen sein. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die Steifigkeit eines solchen Trapezprofilblechs im Wesentlichen durch seine Anschlüsse beeinflusst wird und deutlich geringer ist, als die Steifigkeit eines reinen Stahlblechs mit gleicher Dicke. Eine Alternative ist es, einen Gitterrost zwischen den Obergurten einzubauen, aber diese Variante ist teurer und wird nur verwendet, wenn die Dicke des Trapezprofilblechs nicht ausreicht.

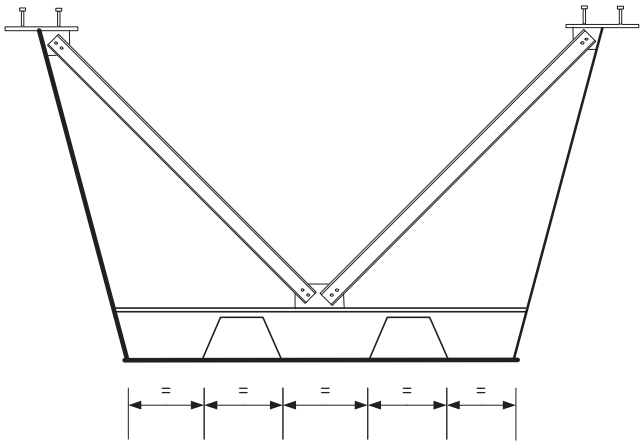


Abbildung 4-5: Kastenquerschnitt mit Trapezhohlsteifen auf dem Bodenblech.

4.3.5 Zusammenfassung und Entwurfsempfehlungen

Der Brückenbaupraxis von längs versteiften Bodenblechen ist in den verschiedenen europäischen Ländern unterschiedlich und wird durch verschiedene Konstruktionstechniken und -traditionen beeinflusst. Allgemeine Empfehlungen hinsichtlich der Anzahl und Größe der Aussteifungen sind schwierig zu geben, da sie von vielen Faktoren abhängen, z. B. vom Abstand zwischen den Querverbände. Legt man den Schwerpunkt auf die statischen Anforderungen des Bodenblechs, so können die folgenden Schlussfolgerungen und Empfehlungen auf Grundlage der Eurocode-Regeln und den Ergebnissen des COMBRI-Forschungsprojekts [15] gegeben werden:

- Längssteifen zur Aussteifung eines Bodenblechs werden bei Durchlaufträgern in nahezu allen Fällen benötigt, weil ansonsten eine deutliche Verringerung der Tragfähigkeit mit zunehmender Schlankheit auftritt.
- Für eine ausreichende Aussteifung der unteren Platte mit Steifen mit offenem Querschnitt, muss für die Steifen eine ausreichender Drillknicktragfähigkeit vorhanden sein. Die Regeln für den allgemeinen Fall sind in EN 1993-1-5 [31] angegeben und sollen das Tragverhalten in Querschnittsklasse 3 sicher stellen. Die Regeln sind jedoch für T- oder L-Steifen sehr konservativ. Um sie zu erfüllen, muss die ideale Drillknicklast in der Regel unter Berücksichtigung der Einspannwirkung in das Bodenblech berechnet werden. Alternativ können Steifen mit geschlossenem Querschnitt benutzt werden. Diese können der Querschnittsklasse 4 zugeordnet werden, wenn lokales Beulen bei der Bemessung berücksichtigt wird.
- Im Falle einer längs versteiften Platte führen numerische Berechnungen zu höheren und genaueren idealen Beulspannungen als eine Handrechnung. Eine hilfreiche Software, um ideale Beulspannungen zu bestimmen, ist das Programm ***EB****Plate* [26], das im Rahmen des COMBRI-Forschungsprojekts [15] entwickelt wurde.
- Eine Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit der Steifen führt vor allem für große Trapezhohlsteifen zu vorteilhaften Ergebnissen im Vergleich zu Handrechenmethoden. Die Software ***EB****Plate* ermittelt hierfür die idealen Beulspannungen unter Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit und der Querschnittsverwölbung der Steifen.
- Aufgrund des mechanischen Modells zur Bestimmung der Tragfähigkeit längs versteifter Platten, das hinter dem Bemessungsverfahren in EN 1993-1-5 [31] steht, führt die Verwendung bei sehr schwachen Längssteifen zu unsicheren Ergebnisse. Nur Längssteifen mit einer Steifigkeit von $\gamma^{I} \geq \gamma^{I}*$ sollten eingesetzt werden, wobei $\gamma^{I}*$ der Wert der Mindeststeifigkeit ist, die die Beulspannung bei Gesamtfeldbeulen $\sigma_{cr,p,global}$ auf das Niveau des Einzelfeldbeulens hebt, so dass gilt: $\sigma_{cr,p,global} \geq \sigma_{cr,p,local}$.. Der genaue Wert ist im einzelnen für jeden Querschnitt zu bestimmen. Eine gute Näherung in der Entwurfsphase ist es, einen Wert für die Steifigkeit von mindestens $\gamma^{I}*= 25$ im Fall von offenen Steifen und $\gamma^{I}* = 50$ im Fall von geschlossenen Steifen anzunehmen.
- Die Schlankheit der Einzelfelder, ab welcher eine Abminderung durch das Plattenbeulen zu berücksichtigen ist, beträgt $b/t = 42 \cdot \varepsilon$. Die Abminderung ab diesem b/t-Verhältnis ist sehr hoch, so dass es in der Regel vorteilhaft ist unterhalb dieses Grenzwerts zu bleiben. Dies ist vor allem durch den Einsatz von Trapezhohlsteifen leicht möglich, siehe Abbildung 4-5.
- Steifen mit großen Querschnitten bieten den Vorteil, dass sie einen größeren Abstand zwischen den Querverbänden zulassen, falls es keine Beschränkung von Seiten anderer Bauteile, z. B. des Obergurts, gibt.

4.4 Doppelverbundquerschnitte

4.4.1 Allgemeines

Der Begriff Doppelverbund definiert einen Verbundträger mit zwei Flanschen aus Beton, die über ein Stegblech aus Stahl miteinander verbunden sind. Ein Entscheidung für einen Doppelverbundquerschnitt fällt oftmals aufgrund der Tatsache, dass der Einsatz von Beton in druckbeanspruchten Bauteilen günstiger ist als Stahl. Auf Grundlage einer üblichen Verbundbrücke mit einer Fahrbahnplatte aus Beton als Obergurt kann in unter Druck stehenden Untergurtbereichen ein zweiter Betongurt hinzugefügt werden. In Deutschland wurde diese Bauweise bei Kastenquerschnitten mit großen Spannweiten mehrfach eingesetzt. Neben der Erhöhung des Untergurtquerschnitts im Druckbereichs trägt der Beton auch dazu bei, dass ein Ausbeulen der Flansche verhindert wird.

Eine andere Anwendung des Doppelverbundquerschnitt wird in Frankreich eingesetzt, was als Spannbetonbrücke mit Stahlsteg umschrieben werden kann. Um zu vermeiden, dass ein großer Anteil der

Vorspannkraft vom Steg aufgenommen wird, muss dieser in Längsrichtung eine möglichst geringe Steifigkeit aufweisen.

Die Anwendung des Doppelverbunds bist noch recht jung und die Bauweise ist daher noch nicht vollständig entwickelt. Nachfolgend werden Erfahrungen aus Frankreich und Deutschland beschrieben und abschließend Empfehlungen für Entwurf und Montage gegeben.

4.4.2 Anwendung in Frankreich

In Frankreich wird in manchen Fällen für Eisenbahnbrücken ein Betonuntergurt zwischen den beiden unteren Flanschen hinzugefügt, wobei diese Vorgehensweise nicht üblich ist. Diese Betonbodenplatte wird mit den Stegen mit Hilfe von horizontal liegenden Kopfbolzendübeln, und manchmal auch mit der Oberseite des Untergurts, schubfest verbunden. Die Plattensegmente werden jedoch nur in den Stützbereichen eingesetzt, in denen sie unter Druckbeanspruchung stehen. Die Querfugen werden allerdings nicht mit Beton vergossen, so dass sich streng genommen keine tatsächliche Doppelverbundwirkung einstellt, siehe Abbildung 6-4.

Dieser Entwurf führt zu einem besseren Torsionsverhalten der Fahrbahnplatte, zu einer Reduktion der Geräuschemission, was besonders wichtig für Hochgeschwindigkeitsstrecken ist, und zu einer Verbesserung des dynamischen Verhaltens der Brücke. Die Plattensegmente werden auch dazu verwendet, um das Ausbeulen des Untergurts in der Druckzone im Stützbereich zu verhindern.

4.4.3 Anwendung in Deutschland

In Deutschland wurden einige Brücken in Doppelverbundbauweise mit Kastenquerschnitt und Betonbodenplatte gebaut. Diese Brücken sind in Längsrichtung oftmals gevoutet und haben einen so genannten Doppelverbundquerschnitt im Stützbereich [46]. Die allgemeinen Merkmale solcher Brücken sind:

- **Steifigkeit.** Aufgrund der hohen Steifigkeit des Doppelverbundquerschnitts erhöhen sich an dieser Stelle die Schnittgrößen, was zu einer Erhöhung des Biegemoments im Stützbereich und zu einer Reduktion im Feldbereich führt.
- **Stabilität.** Die Aufteilung der Kräfte vom Stahluntergurt auf die Betonbodenplatte verringert die Flanschdicke und erhöht die Beulstabilität des Flansches und der Stege.
- **Konstruktion.** Die Ausbildung des Übergangsbereichs zwischen reinem Stahl- und Verbundquerschnitt ist komplex, vor allem im Hinblick auf Längssteifen, Queraussteifung und Bewehrungsführung.
- **Bauverfahren.** Die Bauzeit erhöht sich, da die Bewehrung durch die stählernen Queraussteifungen eingefädelt werden muss und zusätzliche Betonierabschnitte im Stützbereich erforderlich sind.

Da Brücken mit Doppelverbundquerschnitt Mitte der 1980er Jahre in Deutschland eine neue Bauweise darstellten, wurden begleitende Forschungsprojekte bei drei Brücken durchgeführt, die zwischen den Jahren 1987 und 1995 errichtet wurden: die Innbrücke Wasserburg, die Elbebrücke Torgau und die Moselbrücke Bernkastel-Kues. Im Folgenden werden die Eigenschaften der Brücken und die zugehörigen Ergebnisse der Forschungsprojekte zusammengefasst, siehe auch [62], [63].

Innbrücke Wasserburg. Bei der Innbrücke Wasserburg handelt es sich um eine Balkenbrücke mit einem Stahlhohlkasten mit konstanter Bauhöhe, der eine quer und längs vorgespannte Fahrbahnplatte besitzt. Die Betonbodenplatte hat eine Länge von 20,38 m auf beidseits der Stützen, was der 0,25- und 0,20-fachen Länge der jeweiligen Spannweite entspricht. Die Plattendicke beträgt 20 cm am Übergang zum Doppelverbundquerschnitt und erhöht sich über eine Länge von 16,65 m auf 65 cm bis auf 200 cm über der Stütze. Die Querträger über den Stützen sind aus Beton gefertigt. Eine Ansicht der Brücke ist in Abbildung 4-6 dargestellt.

Ansicht

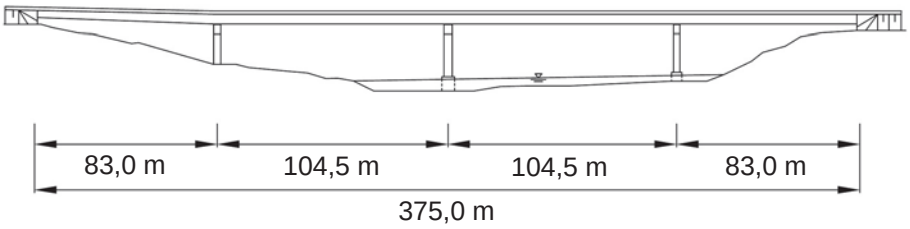


Abbildung 4-6: Ansicht der Innbrücke Wasserburg, Deutschland, 1987.

Dehnungsmessungen während der Montage zeigten vor allem im Stützbereich eine nichtlineare Spannungsverteilung im Stahlunterflansch mit hohen Spannungskonzentration nahe des Steges. Die Abweichung der Messergebnisse von den Berechnungsergebnissen betrug 43 % über den Stützen und nahm mit steigender Entfernung von der Stütze ab. Es wurde daher eine hohe Ermüdungsbeanspruchung der hoch beanspruchten Verbindungsmittel vermutet. Im Rahmen eines Forschungsprojektes wurde ein Näherungsverfahren entwickelt, um die Schubspannungsverteilung im Übergangsbereich bestimmen zu können. Das Ergebnis zeigte, dass die Stahlstege 79 % der Schubspannungen direkt in den Betongurt einleiten und lediglich 29 % vom Stahlunterflansch aufgenommen werden. Es konnte gezeigt werden, dass der Betongurt das Verkürzungsverhalten dominiert und somit Einfluss auf den Stahlunterflansch hat, was im Gegensatz zu dem angenommenen Tragverhalten stand. Dies führt zu der unerwarteten Spannungsverteilung in den Kopfbolzendübeln. Jedoch tragen auch die Querrahmen zum Lasteintrag in der Mitte des Untergurtes bei. Die Querrahmen und Quersteifen haben eine positive Wirkung, weil sie 60 % der Schubkräfte übertragen, wohingegen nur 40 % von den Verbundmittel übertragen werden.

Darüber hinaus wurden in den Betonquerträgern über den Innenstützen während eines Belastungstests im Jahr 1989 Risse entdeckt. Es wurde vermutet, dass eine wiederholte Verkehrsbelastung ein Öffnen und Schließen der Risse zur Folge hat und somit zu Ermüdung und Korrosion der Bewehrung führt. Aufgrund dessen wurden im Jahr 1996 Messungen unter normalem Verkehr durchgeführt, um die Rissbreiten zu überprüfen. Es konnte nahezu keine Vergrößerung der Rissbreiten beobachtet werden, was auf die unterschiedlichen Lastniveaus unter normalem Verkehr und dem Lasttest zurückzuführen ist, bei dem sich die Risse überproportional weit öffneten. Die gemessenen Zugspannungen waren jedoch unerwartet, da sie in einem Bereich auftraten, in dem Druckspannungen überwiegen sollten. Aufgrund der hohen Schub- und Biegesteifigkeit des Betonuntergurts im Vergleich zum Stahlsteg tritt jedoch ein zweites Biegemoment im Betonuntergurt auf, das nicht mehr vernachlässigbar ist.

Elbebrücke bei Torgau. Bei der Elbebrücke bei Torgau handelt es sich um einen gevouteten Stahlhohlkasten mit einer nicht vorgespannten Betonfahrbahnplatte. Die Betonbodenplatte hat eine Länge von 21,25 m in der Hauptöffnung und 23,75 in der Seitenöffnung, die an die Voute angrenzt, was dem 0,20- und 0,37-fachen Länge der jeweiligen Spannweite entspricht. Die Plattendicke beginnt bei 50 cm und nimmt auf 90 cm über der Stütze zu. Die Auflagerquerträger sind aus Stahl. Abbildung 4-7 zeigt eine Ansicht der Brücke.

Ansicht

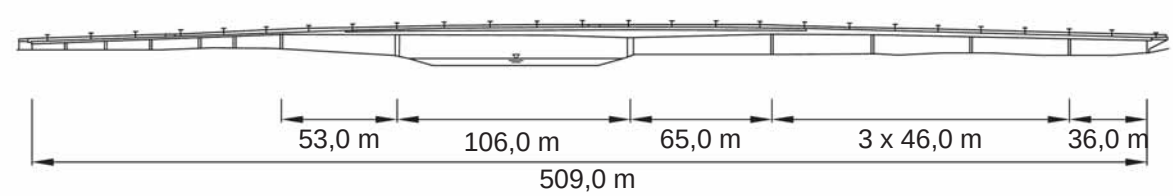


Abbildung 4-7: Ansicht der Elbebrücke Torgau, Deutschland, 1993.

Beim Bau der Elbebrücke Torgau wurden die Erkenntnisse der Innbrücke Wasserburg berücksichtigt. Folglich wurde der Versatz der Schwerachse zwischen Stahl- und Verbunduntergurt genauer berücksichtigt und die Krempelmomente (Momente aufgrund der verschiedenen Schwerachsenlage des reinen

Stahl- und Verbundquerschnitts) wurden von einem Kräftepaar aufgenommen, das durch Kopfbolzendübel auf den Stegen der Querrahmen realisiert wurde.

Erste Messungen an der Brücke zeigten, dass der Betonuntergurt voll mit trägt. Allerdings war überraschend, dass der Betonobergurt nicht vollständig gerissen war, wie ursprünglich angenommen, so dass diese höhere Steifigkeit zu einer veränderten Verteilung der Schnittgrößen führte. Messungen aus dem Jahr 1995 zeigten, dass der Betonuntergurt immer noch voll wirksam ist. Es konnte beobachtet werden, dass die Stützmomente nicht wie erwartet abnehmen und das die mittlere Schubkraft zwischen Stahl- und Betonuntergurt deutlich kleiner ist.

Moselbrücke Bernkastel-Kues. Bei der Moselbrücke Bernkastel-Kues handelt es sich um einen gevouteten, zweizelligen Kastenquerschnitt mit einer längs vorgespannten Betonfahrbahnplatte. Die Betonbodenplatte hat eine Gesamtlänge von 28,6 m über den Stützen, was zu einer Doppelverbundwirkung im Bereich der 0,42- und 0,18-fachen Länge der äußeren bzw. inneren Spannweite führt. Die Plattendicke erreicht 50 cm über der Stütze. Die Auflagerquerträger sind aus Stahl. Abbildung 4-8 zeigt eine Ansicht der Brücke.

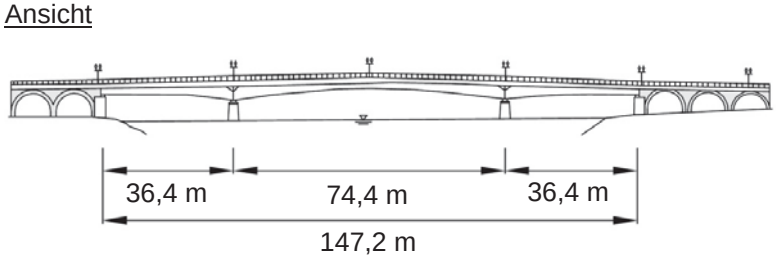


Abbildung 4-8: Ansicht der Moselbrücke Bernkastel-Kues, Deutschland, 1995.

Das Ziel des begleitenden Forschungsprojekts war es, vor allem das Wissen der flächenhaften Verbundwirkung bei stark gevouteten Trägern zu erweitern. Die Messungen an der Brücke zeigten, dass sich die Vouten positiv auf Schub- und Verbundmittelkräfte auswirken.

Die Erkenntnisse der Forschungsprojekte im Rahmen der vorgenannten Brücken hatten großen Einfluss auf den Entwurf und die Konstruktion weiterer Brücken in Doppelverbundbauweise in Deutschland. Ein bekanntes Beispiel ist die Innbrücke Neuötting mit einer Hauptspannweite von 154 m, die im Jahr 2000 fertig gestellt wurde, siehe Abbildung 4-9 bzw. [12], [50]. Der gevoutete Balken hat eine schlaff bewehrte Betonfahrbahnplatte. Die Betonbodenplatte hat eine Länge von 50 m und 40 m über dem linken bzw. rechten Uferpfeiler. Die Plattendicke erhöht sich von 40 cm am Anfang auf 120 cm über den Stützen.

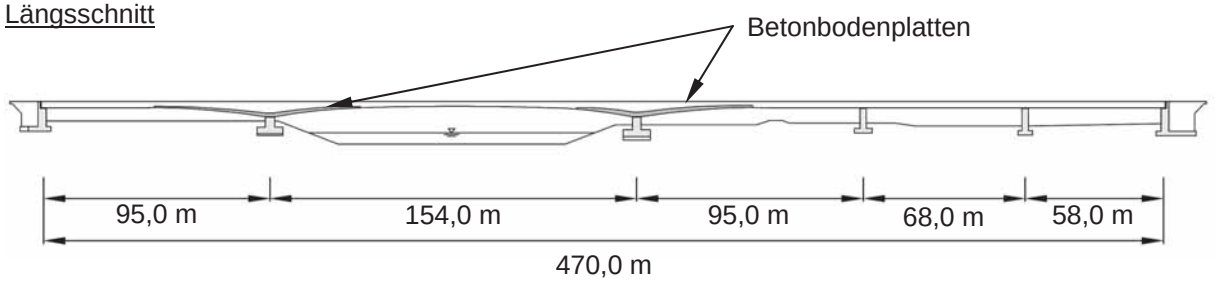


Abbildung 4-9: Längsschnitt der Innbrücke Neuötting, Deutschland, 2000.

In Tabelle 4-1 sind die herausragenden Brücken in Doppelverbundbauweise in Deutschland zusammengefasst.

Tabelle 4-1: Bauwerksdaten von Brücken mit Doppelverbundquerschnitt in Deutschland.

Brücke	Jahr der Fertigstellung	Brückenlänge [m]	Spannweiten [m]	Brückenfläche [m^2]
Innbrücke Wasserburg	1987	375	83-104,5	5.156
Elbebrücke Torgau	1993	395	36-106	5.925
Mainbrücke Nantenbach	1994	374,4	83,2-208	5.354
Moselbrücke Bernkastel-Kues	1995	147,2	36,4-74,4	1.766
Elbebrücke Meißen	1997	330	36-108	6.943
Innbrücke Neuötting	2000	470	58-154	13.865
Havelbrücke Plaue	2002	240	35-70	3.180

4.4.4 Zusammenfassung und Entwurfsempfehlungen

Nachfolgend wird der Stand der Technik der Doppelverbundbauweise, der im Wesentlichen auf den in Deutschland durchgeführten Forschungsprojekten basiert, zusammengefasst:

- **Entwurf.** Der Betonuntergurt sollte in negativen Momentenbereichen eingesetzt werden, so dass lediglich Druckkräfte auftreten. Er sollte ungefähr bei den Momentennullpunkten beginnen, um die Kräfte klein zu halten, die am Übergang vom Stahlquerschnitt zum Verbundquerschnitt in die Betonplatte eingeleitet werden müssen.
- **Tragwerksberechnung.** Ein Doppelverbundquerschnitt ohne Vorspannung der Fahrbahnplatte in Längsrichtung kann wie ein auf dem Kopf stehender „normaler“ Verbundträger bemessen werden. Im Falle der Längsvorspannung der Fahrbahnplatte muss der Einfluss von Kriechen und Schwinden der Betongurte berücksichtigt werden. In [43] wurde der gegenseitige Einfluss von Kriechen und Schwinden bei längs vorgespannter Fahrbahnplatte untersucht.
- **Schnittgrößenverteilung zwischen Stahlquerschnitt und Betonuntergurt.** Doppelverbundquerschnitte können nicht auf Grundlage der Bernoulli-Hypothese berechnet werden, weil unterschiedliche Dehnungen in diesen schubweich gekoppelten Mehrschichtträgern auftreten, die nicht vernachlässigbar sind. Als Folge davon haben diese Träger eine nichtlineare Spannungsverteilung über die Höhe, die in den Berechnungen berücksichtigt werden muss. In [40] werden diese Effekte diskutiert und auf dynamische Fragestellungen erweitert.
- **Lastübertrag zwischen Stahlquerschnitt und Betonuntergurt.** Es muss berücksichtigt werden, dass durch den Versatz der Schwerachsen Krempelmomente auftreten, die z. B. durch Verbundmittel aufgenommen werden müssen, die sich an den Stegen der Querrahmen befinden.
- **Schubspannungsverteilung des flächenhaften Verbunds.** Für die Verbindung zwischen Betonbodenplatte und stählernen Bodenblech werden in der Regel Kopfbolzendübel verwendet. Ihre Positionierung wird hauptsächlich in zwei Bereiche unterteilt. In der Übergangszone von Stahlunterflansch und Betongurt, werden die Kopfbolzendübel in der Regel gleichmäßig über

die gesamte Flanschbreite verteilt und die Kräfteverteilung wird auf Grundlage der Dehnsteifigkeiten von Stahl- und Betonquerschnitt vorgenommen. In allen anderen Bereichen des Stahlunterflansches werden die Kopfbolzendübel hauptsächlich im Flanschbereich nahe des Steges angeordnet, weil eine nichtlineare Spannungsverteilung auftritt und die Kopfbolzendübel in der Nähe der Stege mehr Kräfte übertragen als die in Flanschmitte. In [64] wurde die Schubspannungsverteilung bei flächenhaftem Verbund untersucht. Bemessungsregeln hierfür sind in Abs. 9, EN 1994-2 [36], enthalten, in denen eine Konzentration von Verbundmitteln nahe der Stege empfohlen wird.

- **Kopfbolzendübel.** Im Gegensatz zu der üblichen Anordnung von stehenden Kopfbolzendübeln, haben die horizontal liegenden Kopfbolzendübel auf dem Stegblech einen geringen Abstand zur Betonoberfläche und somit eine geringe Tragfähigkeit sowohl bei statischer Beanspruchung wie auch bei Ermüdungsbeanspruchung. In [8] werden diese Punkte untersucht und Bemessungsregeln sind in Anh. C, EN 1994-2 [36] gegeben. Aufgrund der Spannungsverteilung werden die Verbundmittel im stegnahen Bereich angeordnet. Im mittleren Bereich der Flansche, wo die Kopfbolzendübel dazu dienen, das Ausbeulen des Stegblechs zu verhindern, sollten die Abstände der Kopfbolzendübel die Werte in Abs. 9.4(7), EN 1994-2 [36], nicht überschreiten.

- **Konstruktion.** Für die Bemessung des Stahlunterflansches ist das Betonieren der Bodenplatte entscheidend. Folglich wird der Beton häufig in mehreren Schichten eingebracht, um bereits eine Teilverbundtragwirkung für die nachfolgend einzubringenden Schichten in Anspruch nehmen zu können. Eine grundsätzliche Frage ist, ob das Stahlblech nicht eine sehr teure Schalung darstellt. In Abhängigkeit der Arbeits- und Materialkosten wird man entweder ein dickeres Blech mit so wenig Längssteifen wie möglich oder ein sehr schlankes Blech mit Aussteifungen wählen, um das Gewicht des Frischbetons aufnehmen zu können. Wird die Brücke mit dem Verfahren des Längseinschubs errichtet und erfolgt das Betonieren vor dem Verschub, so kann der Untergurt mit Hilfsunterstützungen unterstützt werden und Längssteifen können auch für schlanke Bleche vermieden werden.

5 Stege

5.1 Einleitung

In Abschnitt 4 wurde die Flansche als Querschnittsteil separat betrachtet, weil sie ein wesentliches Element zur Erreichung der erforderlichen Momententragfähigkeit darstellen. Stege sind gleichermaßen wichtig, wenn es darum geht, Querkräfte abzutragen. Darüber hinaus haben sie die Aufgabe, die Flansche miteinander zu verbinden. Die Wahl der Stegdicke erfolgt meistens auf Grundlage der erforderlichen Querkrafttragfähigkeit. Bei Blechträgern werden oftmals große Bauhöhen und damit auch große Schlankheiten erreicht, so dass hierfür in der Regel das Stabilitätsverhalten des Steges berücksichtigt werden muss.

Zur Aussteifung des Steges können sowohl Längs- als auch Quersteifen eingesetzt werden. Eine Quersteife hat vor allem Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit des Steges. Dies ist jedoch nur der Fall, wenn der Abstand zwischen den Quersteifen klein ist, andernfalls ist der Einfluss gering und rechtfertigt nicht die Kosten der Quersteife. Verschiedene Entwurfsaspekte von Quersteifen werden in Abschnitt 5.2 behandelt.

Längssteifen erhöhen nicht nur die Momenten- sondern auch die Querkrafttragfähigkeit des Steges. Interessant ist jedoch, ab welcher Steghöhe Aussteifungen überhaupt verwendet werden sollten. Die Wirtschaftlichkeit von Längssteifen wird daher in Abschnitt 5.3 untersucht.

In Abschnitt 5.4 werden die Möglichkeiten der Querschnittsausbildung von Längssteifen kurz vorgestellt und die praktische Anwendung in verschiedenen Ländern erläutert. Dabei kann festgestellt werden, dass es neben den typischen Querschnitten auch weniger alltägliche Varianten für den Einsatz von Längssteifen gibt. Es werden diskontinuierlich angeordnete Längssteifen vorgestellt und auch die Möglichkeit, Längs- und Quersteifen auf gegenüberliegenden Seiten des Stegblechs anzuordnen, um somit die komplizierten Verschneidungspunkte zwischen Längs- und Quersteifen zu vermeiden.

5.2 Quersteifen

Quersteifen werden in der Regel an den Positionen der Querverbände eingesetzt und erfüllen somit einen doppelten Zweck: als Aussteifung des Steges und als Halteblech z. B. für den Querverband. Die Querverbände sind erforderlich, um das Biegedrillknicken während der Montage und in den Stützbereichen im Gebrauchszustand zu verhindern. Die Wirkung der Quersteifen auf die Tragfähigkeit des Trägers bleibt jedoch auf die Querkrafttragfähigkeit beschränkt, wenn der Steg keine Längsaussteifung besitzt. Die Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit durch Quersteifen ermöglicht es, die Stegdicke zu verringern und somit Materialkosten zu sparen. Dieser Vorteil wird jedoch durch eine Erhöhung der Arbeitskosten zur Fertigung der Quersteifen ausgeglichen und Vergleiche zeigen, dass es keine Einsparung gibt. Die erste Schlussfolgerung ist also, dass es sich nicht auszahlt, Quersteifen zwischen den Querverbänden hinzuzufügen. In den alten Normen gab es Regeln, die einen maximalen Abstand zwischen Quersteifen vorgeben. Jedoch gibt es keine rationale Begründung für solche Regeln und in EN 1993-1-5 [31] gibt keine solchen Beschränkungen mehr, mit der Ausnahme, dass Quersteifen an den Auflagerpunkten erforderlich sind. Folglich ist die zweite Schlussfolgerung, auf nicht erforderliche Quersteifen vollständig zu verzichten und lediglich kleine Haltebleche zur Befestigung der Querverbände einzusetzen, siehe Abbildung 6-13. Dies kann z. B. in positiven Momentenbereichen von Brücken im kurzen und mittleren Spannweitenbereich sinnvoll sein. Für große Spannweiten kann es jedoch ratsam sein, einen zusätzlichen horizontalen Querträger in der Obergurtebene zu verwenden.

Quersteifen werden entweder als Flachstahlsteifen oder T-Steifen ausgeführt. Wenn sie Bestandteil eines Querrahmens sind, kann der Flansch der T-Steife dazu benutzt werden, den Querträger anzuschweißen. Befindet sich eine Quersteife zwischen zwei Querrahmen, handelt es sich in der Regel um eine Flachstahlsteife.

Der Steg und der Flansch von T-Steifen werden an den Obergurt des Hauptträgers angeschweißt. Im Feldbereich hat die T-Steife aus Gründen der Ermüdung eine V-förmigen Abschluss am Fuß und wird nicht an den Untergurt des Hauptträgers angeschlossen, siehe Abbildung 5-1. Im Stützbereich wird eine T-Steife häufig auch auf der Stegaußenseite eingesetzt, dann jedoch vollständig an den Untergurt angeschlossen.

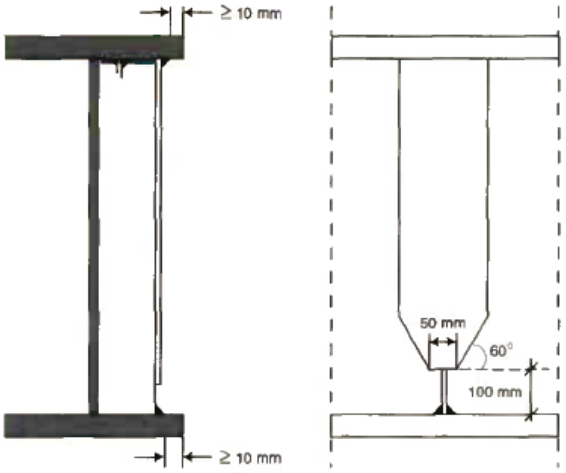


Abbildung 5-1: T-Steifen als Quersteife.

Der Quersteifenabstand orientiert sich in der Regel am Abstand der Querverbände. Die Abstände der Querverbände betragen 6 m bis 10 m in Plattenbalken und 4 m bis 5 m in Kastenquerschnitten. Im Bereich der Innenstützen können zusätzliche Quersteifen verwendet werden, um das Seitenverhältnis der Beulfelder des Stegblechs zu verringern und dadurch die Querkraftragfähigkeit zu erhöhen. Wie bereits erwähnt, kann alternativ die Stegblechdicke erhöht werden.

Im Falle eines Dickensprungs im Stegblech wird in Abs. 9.2.3, EN 1993-1-5 [31], gefordert, dass der Längsstoß in der Nähe von Quersteifen liegen sollte. Ist dies nicht der Fall, muss die Exzentrizität berücksichtigt werden. Dies hat Einfluss auf die Position der Quersteifen in Zusammenhang mit einer Optimierung der Blechdicke.

In EN 1993-1-5, sind neben den Regeln zum Plattenbeulen auch Empfehlungen zum Nachweis von Steifen gegeben, siehe Abs. 9. EN 1993-1-5 [31]. Die Quersteifen müssen in der Lage sein, Abtriebskräfte aus den Druckkräften in den Nachbarfeldern aufnehmen und sollten daher eine entsprechende Festigkeit und Steifigkeit aufweisen. Für den Nachweis werden die Quersteifen als gelenkig gelagerte Einfeldträger mit einer sinusförmigen geometrischen Imperfektion idealisert, wie in der Schemazeichnung in Abbildung 5-2 dargestellt. Es wird angenommen, dass Quersteifen in den Nachbarfeldern starr und ohne Imperfektionen sind.

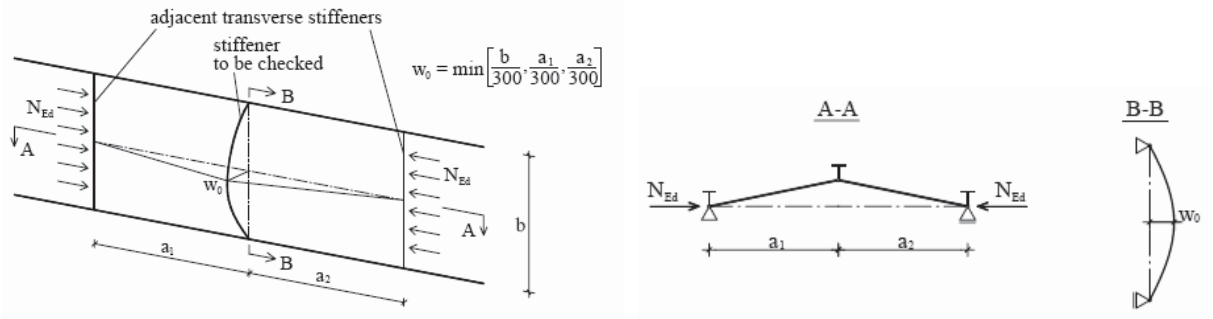


Abbildung 5-2: Schemazeichnung zum Steifennachweis.

Es ist in der Regel mit einer elastischen Berechnung nach Theorie II. Ordnung nachzuweisen, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit

- die maximale Spannung in den Steifen unter der Bemessungslast die Streckgrenze f_y/γ_{M1} nicht überschreitet,
- die zusätzliche Auslenkung zu der Imperfektion den Wert $b/300$ nicht überschreitet.

Bei Quersteifen mit zusätzlicher Belastung, z. B. durch einwirkende Normalkräfte aus externen Lasten oder horizontal wirkenden Querlasten aufgrund eines im Grundriss gekrümmten Trägers, müssen diese berücksichtigt werden. Im Allgemeinen wird Quersteife durch folgende Einwirkungen belastet:

- Abtriebskräfte aufgrund von Normal- oder Biegelängsspannungen in benachbarten Blechfeldern,
- Horizontal wirkende Querlasten aus äußeren Einwirkungen,
- Normalkräfte aus vertikalen Einwirkungen auf den Träger,
- Normalkräfte in der Quersteife, die durch Schubbeulen entstehen, siehe Abs. 9.3.3(3), EN 1993-1-5 [31].

Für einige dieser Lastfälle, z. B. Abtriebskräfte mit oder ohne Wirkung von Normalkräften in der Quersteife, sind in EN 1993-1-5 äquivalente Regeln auf Grundlage des Trägheitsmoments oder einer linearen Ersatzberechnung angegeben, siehe Abs. 9.2.1(1) bis 9.2.1(7), EN 1993-1-5 [31].

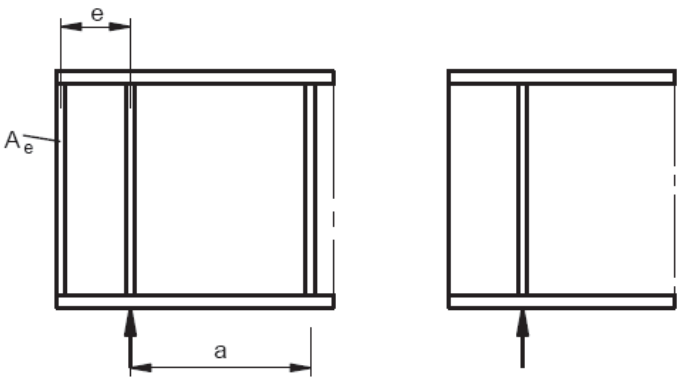
Hintergrundinformationen zu diesen Regeln sowie ein ausführliches Rechenbeispiel eines geschweißten Trägers inklusive Nachweis der Quersteifen sind in [45] angegeben.

Darüber hinaus wird in EN 1993-1-5 gefordert, dass ein Drillknicken der Steifen nicht auftritt. In Abhängigkeit eines vorhandenen oder nicht vorhandenen Torsionsträgheitsmoments des Steifenquerschnitts sind zwei Kriterien angegeben. In Kapitel 3 des Begleitdokuments [68], das sich auf der CD zu diesem Handbuch befindet, ist ein Rechenbeispiel zur Anwendung dieser Kriterien angegeben.

Neben der Aufgabe einer Quersteife, am Auflager als Auflagersteife für die Einleitung der Auflagerkräfte aus Lagern zu dienen, soll eine Auflagersteife auch die längsgerichteten Membranspannungen in der Stegebene verankern und in dieser Funktion als kurzer Biegträger bemessen werden. Die Länge des kurzen Biegeträgers entspricht der Stegblechhöhe. Eine starre Auflagersteife sollte aus doppelseitig angeordneten Quersteifen bestehen, die die Flansche eines kurzen Biegträgers bilden. Dieser hat eine Mindestquerschnittsfläche und einen Maximalabstand zwischen den Mittelflächen der Gurte. Alternativ kann eine starre Auflagersteife auch aus einem eingesetzten Profilträger bestehen. Kann eine starre Auflagersteife nicht realisiert werden, muss eine Verringerung der Querkrafttragfähigkeit des Endfeldes nach Abs. 5, EN 1993-1-5 [31], berücksichtigt werden, siehe Abbildung 5-3.

Im Rahmen des COMBRI-Forschungsprojekts [15] konnte gezeigt werden, dass für Stegbleche mit Längssteifen und geschlossenen Steifenquerschnitten, d.h. Trapezhohlsteifen, die an die Endquersteife angeschweißt sind, diese als starr angenommen werden dürfen, auch wenn die oben genannten Bedingungen nicht erfüllt sind. Diese Möglichkeit ist jedoch (noch) nicht Bestandteil von EN 1993-1-5.

Quersteifen in Innenfeldern, die ein starres Auflager darstellen, sollten hinsichtlich Festigkeit und Steifigkeit anhand der nachfolgend beschriebenen Vorgehensweise überprüft werden. Mindestbedingungen für das Flächenträgheitsmoment von Quersteifen in Innenfeldern, die als starre Randlagerung für die Stegbeulfelder dienen, sind in Abs. 9.3.3, EN 1993-1-5 [31], angegeben. Können die Anforderungen nicht erfüllt werden, gelten Auflagersteifen als verformbar. Ihre tatsächlich vorhandene Steifigkeit kann in der Berechnung des Schubbeulwertes k_τ berücksichtigt werden. Allerdings werden in EN 1993-1-5 keine näheren Angaben hierzu gemacht. Daher sollte eine geeignete Software, wie z. B. ***EB****Plate* [26], die im Rahmen des COMBRI-Forschungsprojekts [15] entwickelt wurde, benutzt werden.



a) Starre Auflagersteife. b) Verformbare Auflagersteife.

Abbildung 5-3: Starre und verformbare Auflagersteifen.

Obwohl EN 1993-1-5 in diesem Punkt nicht eindeutig ist, wird in der Norm vorausgesetzt, dass die Quersteifen eine traglaststeigernden Einfluss haben. Dies ist der Fall für ein Stegblech mit Längssteifen unter Längsspannungen. Für ein längs unversteiftes Stegblech unter Längsbeanspruchung ist die Halbwellenlänge der Eigenformen in der Regel so kurz, dass keine Zunahme des Tragfähigkeit festgestellt werden kann. In solch einem Fall sind die oben genannten Kriterien für ein Stegblech ohne Längssteifen nicht relevant. Wirken auf die Quersteife jedoch direkte Vertikallasten oder horizontale wirkende Querlasten, oder hat sie eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit zur Folge, so sollte der Einfluss von Längsspannungen berücksichtigt werden. Diese Regeln sind in den meisten Fällen sehr konservativ und daher auch ein triftiger Grund, Quersteifen nur dann einzusetzen, wenn sie wirklich erforderlich sind. Eine Anwendung lediglich zur Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit ist kein gutes Argument.

5.3 Übergang von längs unversteiften zu längs versteiften Stegblechen

Im COMBRI-Forschungsprojekt [15] wurde ein 2,8 m hoher geschweißter Brückenträger untersucht und ein Entwurf mit und ohne Längssteifen miteinander verglichen [15]. In Abbildung 5-4 sind die Querschnittsabmessungen des Trägers für ein Innenfeld dargestellt.

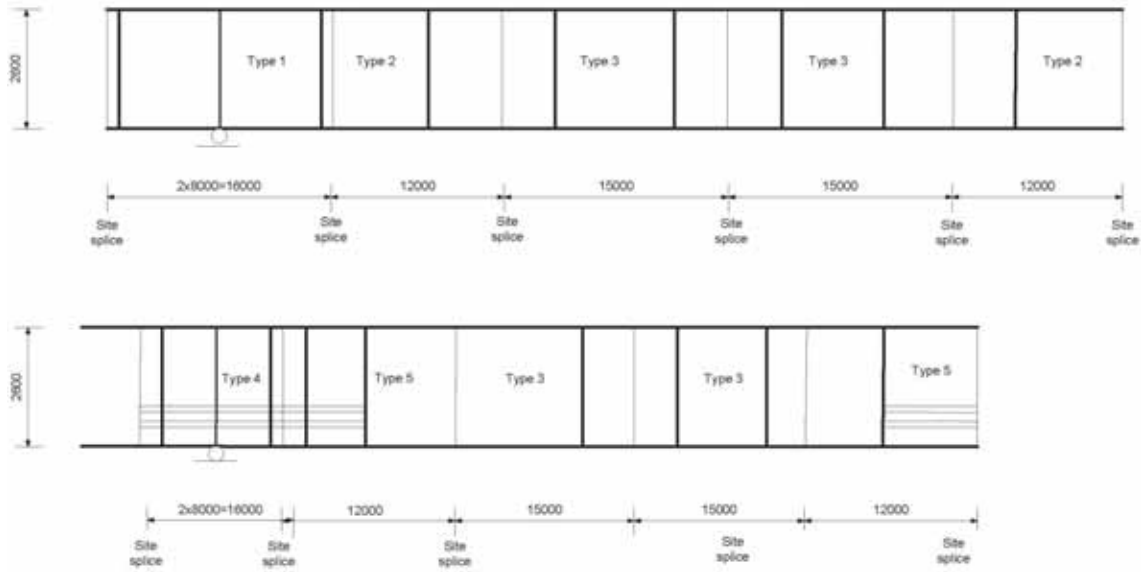
Beide Entwürfe haben den gleichen Querschnitt im Feldbereich, so dass der Kostenunterschied auf die unterschiedlichen Bauteile zurückzuführen ist. Für den Entwurf mit Längssteifen erhöhen sich die Kosten um 18 EUR/m^2 Brückenfläche. Diese Zunahme beträgt weniger als 2 % der Gesamtkosten der gesamten Brücke und hat ungefähr einen Anteil von 4 % an den Kosten der Stahlbauteile. Obwohl der Unterschied klein ist, ist es ein klares Ergebnis zugunsten des Entwurfs ohne Längssteifen. Dies stimmt auch mit der aktuellen schwedischen Brückenbaupraxis überein, Längsaussteifungen für Träger bis zu einer Steghöhe von 3,2 m nicht zu verwenden. Der Wert entspricht nicht ganz genau der Grenze zwischen unversteiften und längs versteiften Trägern und kann von Fall zu Fall variieren. Der tatsächliche Grund für diesen Grenzwert ist, dass dies das breiteste Blech ist, das in Schweden bzw. Finnland hergestellt wird, und um einen Längsstoß zu vermeiden, wird versucht, diese Höhe einzuhalten, selbst wenn ein höherer Träger weniger Material erfordern würde.

Die oben genannte Schlussfolgerung wird bei Anwendung der Methode der wirksamen Breiten für Querschnitte der Klasse 4 gezogen. Die Methode der wirksamen Breiten ist in Schweden seit 1988 zugelassen, jedoch mit strengeren Beschränkungen für das Stegblechatmen als in EN 1993-2 [35]. In EN 1993-1-5 stehen zwei Methoden zur Bemessung von Querschnitten der Klasse 4 zur Verfügung. Die Methode der wirksamen Breiten ist eine davon, und sie wurde für die hier durchgeführten Berechnungen verwendet. Das zweite Nachweisverfahren ist die Methode der reduzierten Spannungen, die in Abs. 10, EN 1993-1-5 [31], angegeben ist. Wird die Methode der reduzierten Spannungen für die Berechnung herangezogen, so wären die Ergebnisse für das Stegblech mit Längssteifen vergleichbar, aber ein Nachweis für den Entwurf ohne Längssteifen wäre mit den gewählten Abmessungen nicht möglich. Im Stützbereich müsste die Stegblechdicke in etwa von 18 mm auf 36 mm verdoppelt werden, um das Ausbeulen des Stegblechs unter Druckbeanspruchung zu verhindern. Die Flansche könnten dann zwar

verkleinert werden, aber die Zunahme des Gewichts wäre immer noch erheblich und die Alternative unwirtschaftlich.

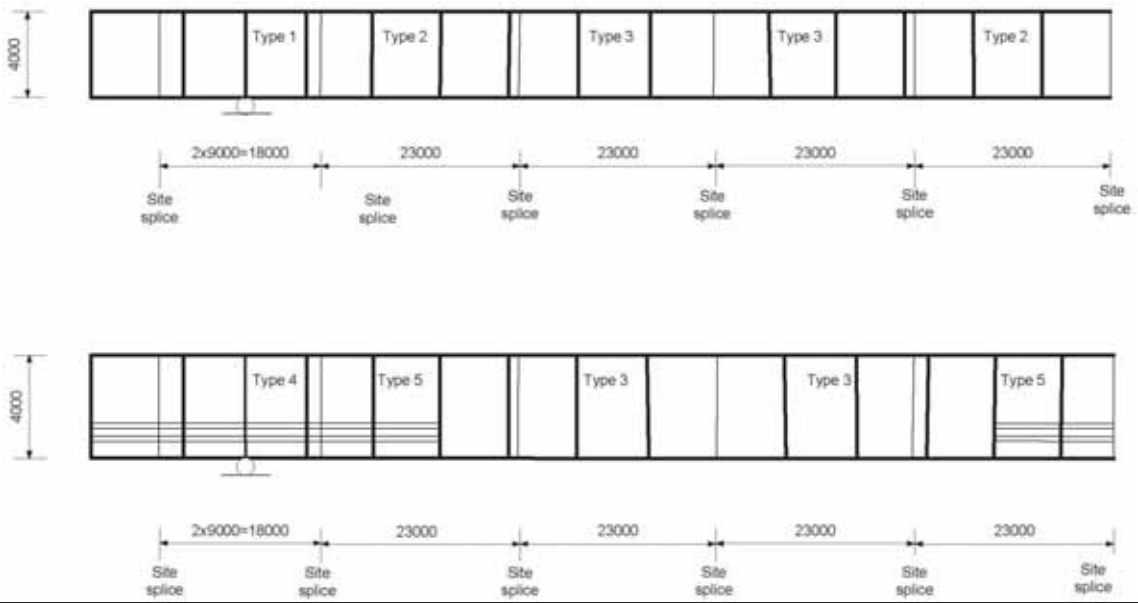
Um eine Steghöhe angeben zu können, ab der längs unversteifte Stegbleche nicht mehr wirtschaftlich sind, wurde die Berechnung aus dem COMBRI-Forschungsprojekt [15] erweitert, indem eine neue, fiktive Brücke mit größeren Spannweiten entworfen wurde. In Abbildung 5-5 sind die Querschnittsabmessungen für ein Innenfeld dargestellt.

Der Vergleich wurde für ein 4 m hohes Stegblech durchgeführt und für die Berechnungen wurden dieselben Annahmen wie für den 2,6 m hohen Träger getroffen. Beide Querschnitte haben denselben Querschnitt im Feldbereich, so dass der Kostenunterschied auf die unterschiedlichen Bauteile zurückzuführen ist. Ein Kostenvergleich der beiden Varianten zeigt, dass es einen vernachlässigbaren Unterschied von 1 EUR/m^2 Brückenfläche zugunsten des längs unversteiften Trägers gibt. Daraus kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass die Höhe des Stegblechs, ab welcher längs unversteifte Stegbleche unwirtschaftlich werden, bei ca. 4 m liegt.



Querschnitt	Obergurt	Untergurt	Steg
Typ 1	51x900	58x900	18x2491
Typ 2	26x700	40x700	16x2534
Typ 3	20x400	23x700	13x2557
Typ 4	53x900	56x900	15x2491
Typ 5	30x700	36x700	14x2534

Abbildung 5-4: Ansicht des Trägers I mit (oben, ohne Maßstab) und ohne Längssteifen (unten, ohne Maßstab) und Querschnittsabmessungen aller Bleche, Material S460.



Querschnitt	Obergurt	Untergurt	Steg
Typ 1	77x1150	86x1150	24x3837
Typ 2	55x1000	57x1150	22x3888
Typ 3	43x600	55x1150	17x3902
Typ 4	80x1150	80x1150	21x3840
Typ 5	55x1000	54x1150	19x3891

Abbildung 5-5: Ansicht des Trägers II mit (oben, ohne Maßstab) und ohne Längssteifen (unten, ohne Maßstab), und Querschnittsabmessungen aller Bleche, Material S460.

Anmerkung: Für beide Brücken wurden in den Berechnungen Trapezhohlsteifen angenommen und die Kosten wurden von dem selben Brückenbetreiber kalkuliert.

5.4 Arten und Anordnungen von Längssteifen

5.4.1 Allgemeines

In der Regel kommen folgende Arten von Längssteifen zum Einsatz:

- Offene Längssteifen, in der Regel Flachstahlsteifen,
- Geschlossene Längssteifen, in der Regel Trapezhohlsteifen,

Für Kastenquerschnitte befinden sich die Längssteifen in der Regel innerhalb des Kastens, für Plattenbalken sind sie zwischen den Trägern angeordnet. Vereinzelt werden geschlossene Längssteifen auf der gegenüberliegenden (Außen-)Seite der Stege mit Quersteifen angebracht, um den komplizierten Verschneidungspunkt zwischen Längs- und Quersteife zu umgehen.

5.4.2 Flachstahlsteifen

Flachstahlsteifen laufen in der Regel über die Brückenlänge mit Ausschnitten in Quersteifen durch. In diesem Fall dürfen sie bei der Tragwerksberechnung und dem Querschnittsnachweis berücksichtigt werden. Ihre Position auf dem Steg resultiert aus einem Kompromiss zwischen verschiedenen Nachweisen (Querkraft, Biegung, Querbelastung).

Um den komplizierten Verschneidungspunkt der Flachstahlsteifen mit den Quersteifen zu vermeiden, wird in Frankreich als Ausnahme die Längssteife diskontinuierlich angeordnet, siehe Abbildung 5-6. In der Regel sind diese Steifen gemäß Abs. 9.2.2(2), EN 1993-1-5 [31] wie folgt zu berücksichtigen:

- Vernachlässigung in der Tragwerks- und Spannungsberechnung,
- Berücksichtigung bei der Berechnung der wirksamen Breiten der Einzelfelder im Steg und bei der Berechnung der idealen Beul- und Knickspannungen.

Um das Ermüdungsverhalten zu verbessern, verjüngen sich die unterbrochenen Längssteifen an den Enden. Kategorien für dieses Ermüdungsdetail sind in Abbildung 5-7 dargestellt.

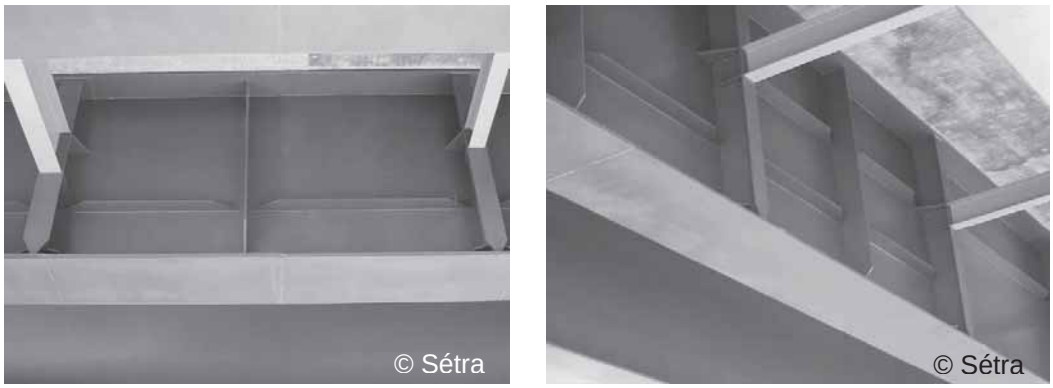


Abbildung 5-6: Plattenbalkenbrücke in Triel-sur-Seine, Frankreich, 2003.

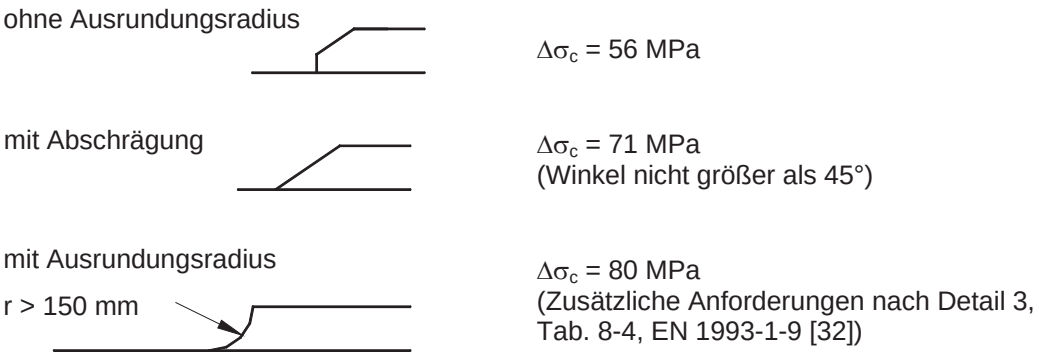


Abbildung 5-7: Kategorien für das Ermüdungsdetail einer Flachstahlsteife.

5.4.3 Trapezhohlsteifen

Trapezhohlsteifen sollten über die Brückenlänge mit Ausschnitten in Quersteifen durchlaufen. In Abs. 9.2.4(4), EN 1993-1-5 [31], sind Abmessungen für Ausschnitte in Quersteifen angegeben, siehe Abbildung 5-8. Quersteifen mit Ausschnitten haben einen verringerte Querkrafttragfähigkeit, die gemäß Abs. 9.2.4(5), EN 1993-1-5 [31], dadurch zu berücksichtigen ist, dass der Bruttoquerschnitt des Steges im Bereich des Ausschnittes nachzuweisen ist. Der in Abbildung 5-8 dargestellte Ausschnitt in der Quersteife ist im Hinblick auf das Ermüdungsverhalten vorteilhaft.

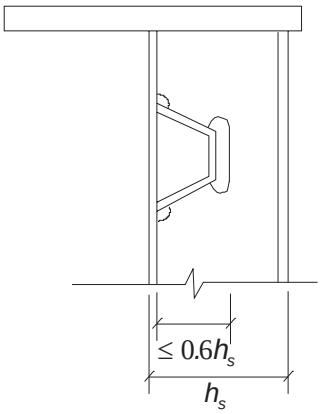


Abbildung 5-8: Ausschnitte in Quersteifen.

5.4.4 Diskontinuierlich angeordnete Längssteifen

Aktuelle französische Regelwerke für das Plattenbeulen, die auf der linear-elastischen Plattenbeultheorie basieren, führen in Abhängigkeit der Steghöhe zu ein oder zwei Längssteifen im Stegbereich der Hauptträger.

Für I-Querschnitte sind die Längssteifen in der Regel Flachstahlsteifen. Ihre Position auf dem Steg resultiert aus einem Kompromiss zwischen verschiedenen Nachweisen (Querkraft, Biegung, Querbelastung). Um das Ermüdungsverhalten zu verbessern, sind die diskontinuierlich angeordneten Längssteifen nicht über Schweißnähte an die Quersteifen angeschlossen und verjüngen sich an den Enden, siehe Abbildung 5-6.

Da sie nicht kontinuierlich sind, wird ihr Querschnitt nicht in der Tragwerksberechnung berücksichtigt.

5.4.5 Außenliegende Längssteifen

Im Regel werden Längssteifen im Inneren der Brückenstruktur eingesetzt. In der Regel befinden sich dort auch andere Aussteifungselemente wie z. B. Quersteifen. Infolgedessen müssen bauliche Details zwischen den in die Längsrichtung verlaufenden Steifen und den Quersteifen gelöst werden. Ein Beispiel eines solchen Details eines typischen Kastenträgers ist in Abbildung 5-9 dargestellt.

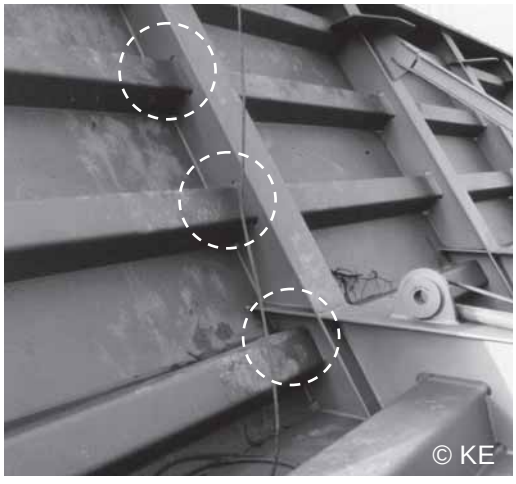
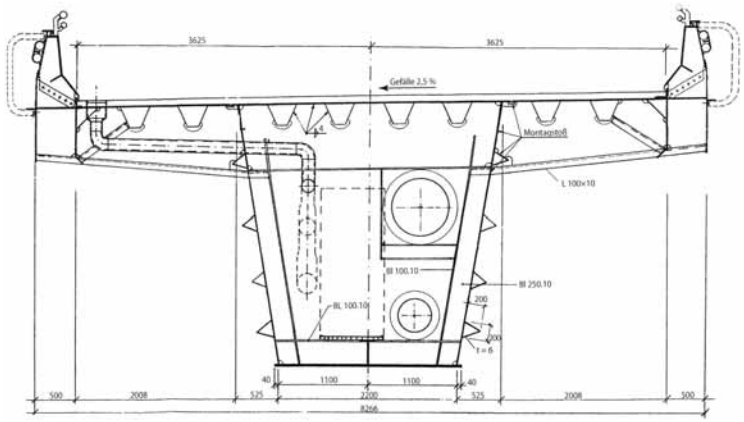


Abbildung 5-9: Konstruktionsdetail des Verschneidungspunktes von Längs- und Quersteife.

Als Alternative können die Längssteifen auf der gegenüberliegenden Seite des Steges, wo sich die Quersteifen befinden, angeordnet werden, was in der Regel der Außenseite des Steges entspricht. Dadurch wird nicht nur die Anzahl der Verschneidungspunkte mit kostenträchtigen Details und Fertigung verringert, sondern auch die Anzahl der Kerbdetails im Hinblick auf Ermüdung.

Ein bekanntes Beispiel einer Brücke aus der Literatur, bei der die Längssteifen auf der Außenseite des Steges angebracht sind, ist der Nordsteg über der Donau in Wien, Österreich [57], [67], siehe Abbildung 5-10. Die Brücke wurde im Jahr 1996 fertig gestellt und wurde zunächst als Straßenbrücke benutzt, um Instandsetzungsarbeiten an einer benachbarten Brücke durchführen zu können, bevor sie schließlich in eine Geh- und Ragwegbrücke umgewandelt wurde. Für die Längssteifen wurde eine dreiecksförmige Querschnittsform gewählt, siehe Abbildung 5-11, und es wurden insgesamt vier Längssteifen über die Steghöhe eingesetzt. Die Ausrichtung der Längssteifen auf der Außenseite erleichterte in diesem Fall auch die Installation von zwei großen Rohren innerhalb des Kastenträgers.

Abbildung 5-10: Nordsteg in Wien, Österreich, 1996.



© MCE Stahl- und Maschinenbau GmbH & Co

Abbildung 5-11: Querschnitt des Nordstegs in Wien, Österreich, 1996.

In Deutschland wurde im Jahr 2005 eine Eisenbahnbrücke mit außenliegenden Längssteifen in Riesa fertiggestellt, siehe Abbildung 5-12. Die Brücke besteht aus einer Bogenbrücke und Vorlandbrücken, die im längs eingeschoben wurden. Das Stegblech hat zwei außenliegende Längssteifen mit trapezförmigen Querschnitt.

Abbildung 5-12: Einschub der Eisenbahnbrücke bei Riesa, Deutschland, 2005.

Im Folgenden werden die Merkmale und Auswirkungen von Brücken mit außenliegenden Längssteifen zusammengefasst:

- **Fertigung.** Da der komplizierte Verschneidungspunkt zwischen Längs- und Quersteife entfällt, spart dies Zeit und Kosten bei der Fertigung im Hinblick auf das Schneiden und Schweißen der Stahlbleche.
- **Korrosionsschutz.** Um die Ansammlung von Schmutz und Wasser zu vermeiden, wird eine ausreichende Neigung der Flansche der Längssteifen empfohlen.
- **Ermüdung.** Da der komplizierte Verschneidungspunkt zwischen Längs- und Quersteife entfällt, gibt es auch deutlich geringere Anzahl von Kerbdetails, was günstig im Hinblick auf das Ermüdungsverhalten ist.
- **Aussehen.** Die Verwendung von außenliegenden Längssteifen kann dazu eingesetzt werden, die architektonische Qualität der Brücke zu beeinflussen.

Bisher wurden lediglich wenige Brücken mit außenliegenden Längssteifen gebaut, was hauptsächlich darauf zurückzuführen ist, dass die Mehrheit der Brückenbetreiber einen ebene äußere Ansichtsfläche bevorzugt.

6 Querrahmen und -verbände

6.1 Einleitung

In diesem Kapitel werden lediglich Querrahmen und -verbände in Innenfelder behandelt. Solche Queraussteifungen können als Querverband oder Querrahmen ausgeführt sein. Sie erfüllen denselben Zweck und werden daher in Brücken aus folgenden Gründen eingesetzt:

- Verringerung der Biegedrillknickgefahr während der Montage,
- Lastverteilung auf mehrere Träger (falls es mehr als zwei gibt),
- Weiter- und Einleitung von seitlichen Lasten (Wind) in die Fahrbahnplatte,
- Verringerung der Biegedrillknickgefahr des unter Druckbeanspruchung stehenden Untergurtes im Gebrauchszustand,
- Erhaltung der Querschnittsform bei Kastenquerschnitten.

In den Eurocodes werden keine Anforderungen an die Anzahl der Querrahmen oder -verbände gestellt, so dass sie weggelassen werden können, falls sie keine der oben genannten Funktionen erfüllen müssen. Dies ist z. B. für Brücken mit Walzprofilen und kurzer Spannweite der Fall.

6.2 Querrahmen und -verbände in Plattenbalken

6.2.1 Allgemeines

Querrahmen und -verbände in Plattenbalkenbrücken können als rahmenartige Querträger, siehe Abbildung 6-1, oder fachwerkartige Querverbände, siehe Abbildung 6-2, ausgebildet werden. Der Querträger erfüllt seine Aufgabe aufgrund des biegesteifen Anschlusses von Querträger und Quersteife. Die Verbindung zwischen beiden muss in der Lage sein, Biegemomente zu übertragen und kann als Schweiß- oder Schraubverbindung ausgeführt sein. Die Querverbände erfüllen ihre Aufgabe aufgrund der Dehnsteifigkeit der Einzelstäbe und weil es sich um ein Fachwerk handelt, ist es in der Regel so steif, dass eine separate Überprüfung der Steifigkeit nicht erforderlich ist. Für den Querträger muss jedoch überprüft werden, ob dieser in der Lage ist, das Biegedrillknicken des Obergurtes im Bauzustand bzw. des Untergurtes im Endzustand zu verhindern. Ein vereinfachtes Verfahren ist in Abs. 6.3.4.2, EN 1993-2 [35], sowohl für den Nachweis der Steifigkeit, als auch der Festigkeit angegeben.

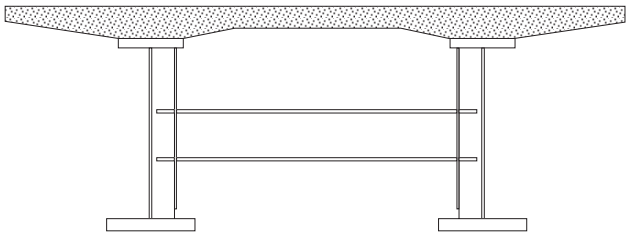


Abbildung 6-1: Querträger als Queraussteifung.

Abbildung 6-2: Fachwerk als Queraussteifung.

Der Querträger kann auch dazu verwendet werden, die Fahrbahnplatte zu unterstützen, indem er seitlich über die Hauptträger auskragt, siehe Abbildung 6-3.

Für Eisenbahnbrücken wird der Querrahmen oder -verband aufgrund der höheren Lasten und dynamischen Einwirkungen bei Hochgeschwindigkeitsstrecken verstärkt, d.h. es werden Betonplatten oder horizontal liegende Stahlfachwerke zwischen den beiden Untergurten hinzugefügt, um die Torsionssteifigkeit der Brücke zu erhöhen. In Abbildung 6-4 sind horizontal liegende Kopfbolzendübel dargestellt, die die Betonplatten in Untergurtebene mit dem unteren Bereich des Stegblechs schubfest verbinden.

Abbildung 6-3: Zweistegige Plattenbalkenbrücke bei Avignon, Frankreich, 2008.

Abbildung 6-4: Eisenbahnbrücke mit Querschott auf der TGV-Strecke nach Osten über den Ourcq-Kanal, Frankreich, 2006.

Ein vorübergehender Windverband, der während des Bauzustands vor Fertigstellung der Fahrbahnplatte eingezogen wird, kann aus Profilen oder aus Seilen bestehen, siehe Abbildung 6-5 und Abbildung 6-6. Dieser Windverband wirkt zusammen mit den in der Ebene liegenden Querträgern. Er befindet sich unterhalb der Querträgeroberkante, um während der Herstellung der Fahrbahnplatte die Schalung nicht zu behindern.

Abbildung 6-5: Zweistegige Plattenbalkenbrücke in Sens, Frankreich.

Abbildung 6-6: Eisenbahnbrücke (östliche TGV-Linie) bei Pont à Mousson, Frankreich.

6.2.2 Standardentwurf zum Rechenbeispiel „Zweistegiger Plattenbalken“

6.2.2.1 Steifigkeit der Querträger

Querträger werden in der Regel mit folgenden Annahmen ausgeführt, vgl. Abbildung 6-7:

- Die Steifigkeit der Betonfahrbahnplatte in Querrichtung wird vernachlässigt.
- Die mitwirkende Breite des Stegblechs beträgt $15 \cdot \varepsilon \cdot t_w$ auf jeder Seite der Quersteife.
- Die Quersteife wird an der Betonfahrbahnplatte als gelenkig gelagert angenommen.

Es werden die seitlichen Verformungen für zwei Lastfälle nach Abbildung 6-8 untersucht. Die Steifigkeit C_d des Querrahmens bestimmt sich daraus zu:

$$C_d = \min\left(\frac{1}{\delta_1}, \frac{1}{\delta_2}\right)$$

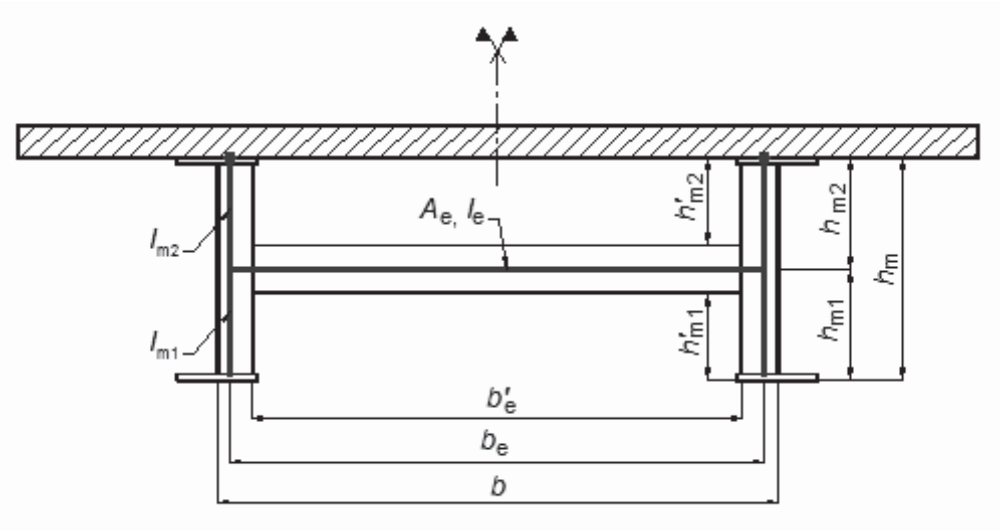
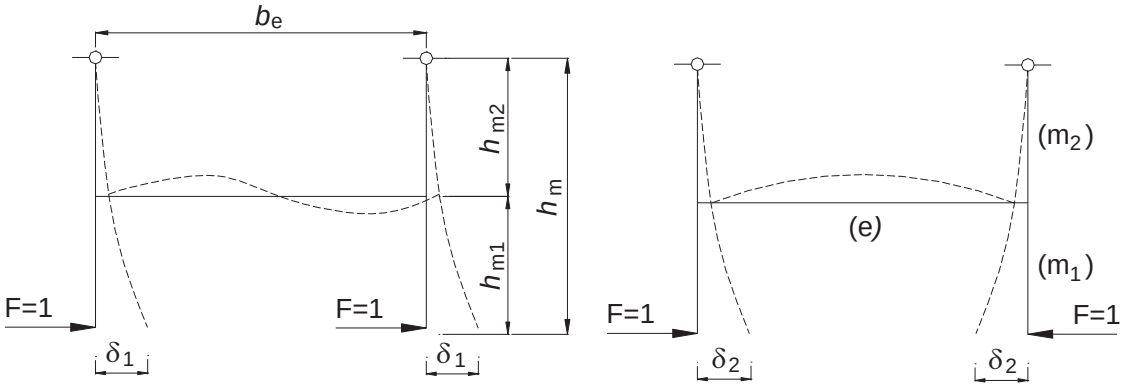


Abbildung 6-7: Statisches System des Querrahmens.



a) Lastfall 1: Kräfte in die gleiche Richtung b) Lastfall 2: entgegengerichtete Kräfte

Abbildung 6-8: Lastfälle zur Bestimmung der Steifigkeit C_d.

6.2.2.2 Abstände der Querträger

Die in Teil I des COMBRI-Handbuchs [16] vorgeschlagene Verteilung der Querträger für den zweistegigen Plattenbalken ist wie folgt:

- Der Abstand der Querträger in den Endfelder (C0-P1 und P2-C3) beträgt 8,33 m und im Innenfeld (P1-P2) 7,50 m. Die Steifigkeit beträgt C_d = 24,2 MN/m (siehe Abbildung 6-9);
- Starre Auflagerquerträger an den Widerlagern und Stützen, die als seitliche Halterung der Hauptträger angesehen werden können.

Um den Nachweis gegen Biegedrillknicken an den Innenstützen (P1 und P2) erfüllen zu können, sind zusätzliche Maßahmen erforderlich:

- Zusätzliche Querträger im Endfeld im Abstand von 3,5 m von P1 bzw. P2.
- Zusätzliche Querträger im Innenfeld im Abstand von 3,0 m von P1 bzw. P2.
- Erhöhung der Steifigkeit der acht zusätzlichen Querträger (zwei auf jeder Seite von P1 bzw. P2).

Die zugehörigen Abmessungen sind in Abbildung 6-10 dargestellt. Die Steifigkeit erhöht sich auf C_d = 46,6 MN/m.

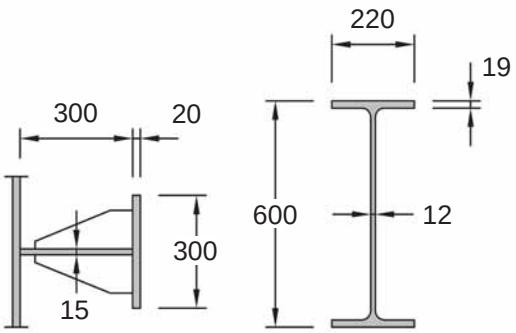


Abbildung 6-9: Unverstärkter Querträger. Maße in [mm].

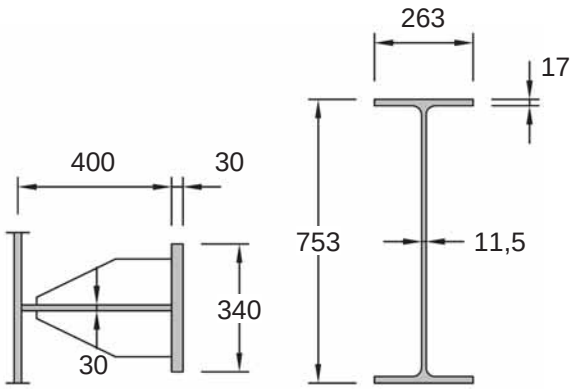


Abbildung 6-10: Verstärkter Querträger. Maße in [mm].

6.2.2.3 Nachweis gegen Biegedrillknicken

In Tabelle 6-1 sind die seitlichen Verformungen, die zu den ersten drei Eigenwerten des Rechenmodells gehören, dargestellt. Der Faktor $\alpha_{cr,op}$ ist hierbei der Vergrößerungsfaktor für die Bemessungswerte der Belastung, mit dem die ideale Verzweigungslast mit Verformungen aus der Haupttragwerksebene erreicht wird.

Es ergeben sich $\alpha_{ult,k}$ = 1.168 und $\alpha_{cr,op}$ = 15.676, so dass sich der bezogene Schlankheitsgrad zu

$$\overline{\lambda_{op}} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} = \sqrt{\frac{1.168}{15.676}} = 0.273 \geq 0.2$$

bestimmt. Daraus ergibt sich

$$\Phi = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\overline{\lambda}_{op} - 0{,}2 \right) + \overline{\lambda}_{op}^{2} \right] = 0{,}565$$

und

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_{op}^2}} = 0{,}944 \quad \leq \quad 1{,}0$$

Der Nachweis gegen Biegedrillknicken ist somit erfüllt:

$$\chi_{op} \frac{\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = 1{,}002 \quad > \quad 1{,}0$$

Tabelle 6-1: Eigenwerte und -formen des Rechenmodells.

Eigenwert	$\alpha_{cr,op}$	Eigenform
1.	15,676	Antisymmetrische Auslenkung an der Stütze P2
2.	17,716	Antisymmetrische Auslenkung an der Stütze P1
3.	27,111	Quasi-symmetrische Auslenkung an der Stütze P2 und kleinere Auslenkung an der Stütze P1

6.2.3 Alternativentwurf zum Rechenbeispiel „Zweistegiger Plattenbalken“

6.2.3.1 Eigenschaften des gewählten Querverbandes

Die in Teil I des COMBRI-Handbuchs [16] vorgeschlagene Ausführung der Queraussteifung für den zweistegigen Plattenbalken ist ein Querträger, der biegesteif an die Hauptträger angeschlossen ist. Ein Alternativentwurf zur Verhinderung des Biegedrillknickens wird nachfolgend basierend auf [68] vorgeschlagen, wobei der Abstand der Queraussteifungen gemäß Abschnitt 6.2.2 beibehalten wird. Der Unterschied liegt in der Wahl des Querschnitts, der hier aus Walzprofilen und geschraubten Anschlüssen besteht.

Die acht verstärkten Querverbände bestehen aus U-Profilen UPE 100 als Diagonalen (zwei je Diagonale, Steg an Steg) und einem HEA 180 als Horizontalträger, siehe Abbildung 6-11. Die Quersteifen sind einfache Bleche (300 mm x 30 mm). Die Steifigkeit eines solchen Querverbandes beträgt C_d = 48 MN/m, für deren Berechnung die Exzentrizität zwischen Untergurt und Horizontalträger berücksichtigt wurde. Für die anderen Querverbände werden U-Profile UPE 80 als Diagonalen (zwei je Diagonale, Steg an Steg) und ein HEA 160 als Horizontalträger angenommen. Die Quersteifen sind einfache Bleche (300 mm x 30 mm) und werden in Abschnitt 6.2.3.5 näher untersucht.

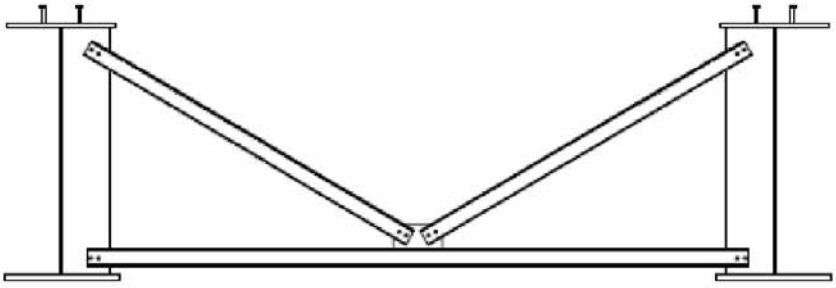


Abbildung 6-11: Alternativentwurf der Queraussteifung als Querverband.

6.2.3.2 Nachweis gegen Biegedrillknicken

Die Eigenformen sind ähnlich zu denen in Abschnitt 6.2.2 mit Werten für $\alpha_{cr,op}$ von 16,0 für den ersten Eigenwert, 18,1 für den zweiten und 27,8 für den dritten. Der Nachweis gegen Biegedrillknicken ist damit knapp erfüllt:

$$\chi_{op} \frac{\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = 1{,}005 \quad > \quad 1{,}0$$

6.2.3.3 Stabilitätsnachweise der Bauteile

Der maßgebende Querverband für die Bemessung der Diagonalen und des Untergurtes befindet sich an der Stelle x = 107 m, im Innenfeld nahe der Stütze P2.

Folgende horizontalen Lasten werden als Einwirkung auf den Untergurt angenommen:

- Seitlicher Wind.
- Eine Kraft von 1/100 der Druckkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit im Untergurt an der Stelle des Querverbandes.

Insgesamt ergibt sich somit eine Querlast von 0,24 MN. Die resultierenden Normalkräfte im Querverband sind in Abbildung 6-12 für die zwei Lastfälle nach Abbildung 6-8 dargestellt. Die Normalkraft aus der Windbelastung wird in der Regel nur auf einer Seite berücksichtigt. Da der Anteil im Vergleich zu $N_{ULS}/100$ jedoch sehr klein ist, wurde er hier vereinfacht auf beiden Seiten angesetzt.

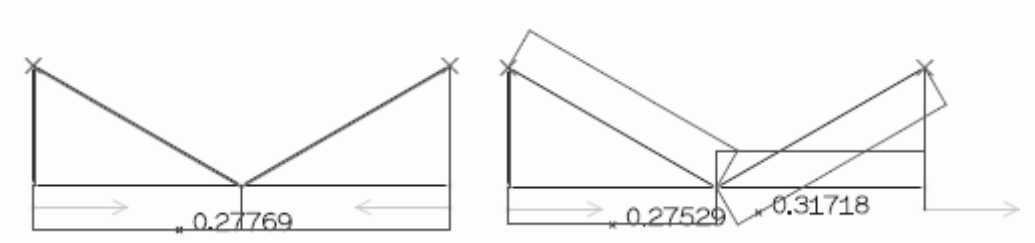


Abbildung 6-12: Normalkräfte im alternativ vorgeschlagenen Querverband.

Für den Nachweis gegen Knicken werden die Bauteile an den Enden als gelenkig gelagert angenommen, was auf der sicheren Seite liegt, jedoch sehr konservativ ist.

Nachweis gegen Knicken der Diagonalen

Die Länge der Diagonalen (2 UPE, Steg an Steg) beträgt 3,6 m. Die ideale Knicklast und die bezogene Schlankheit ergeben sich zu 570 kN bzw. 1,23. Die Diagonalen sind U-Profile, so dass Abminderungskurve „c“ mit $\alpha = 0{,}49$ gewählt wird. Der sich daraus ergebende Abminderungsfaktor bestimmt sich zu $\chi = 0{,}42$, so dass:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0{,}97 \quad < \quad 1{,}0$$

Der Knicknachweis der Diagonalen ist erfüllt.

Nachweis gegen Knicken des Untergurtes

Die Länge des Untergurtes (HEA 180) zwischen den Quersteifen beträgt ca. 6,40 m. Die ideale Knicklast und die bezogene Schlankheit bestimmen sich zu 0,47 MN bzw. 1,83. Der Untergurt ist ein Walzprofil, so dass Abminderungskurve „c“ für Knicken in der schwachen Achse mit $\alpha = 0{,}49$ gewählt wird. Der sich daraus ergebende Abminderungsfaktor bestimmt sich zu $\chi = 0{,}23$, so dass:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0{,}85 \quad < \quad 1{,}0$$

Der Knicknachweis Untergurtes ist erfüllt.

Vergleich des Alternativentwurfs mit dem Standardentwurf

Standard- und Alternativentwurf haben die gleiche Anzahl an Queraussteifungen, die in einer unverstärkten und einer verstärkten Variante ausgeführt sind.

Im Standardentwurf sind die Bauteile verschweißt, im Alternativenturf verschraubt, so dass die Montage einfacher und wirtschaftlicher ist.

In Hinblick auf die Stahlmenge der beiden Entwürfe kann gezeigt werden, dass mit dem fachwerkartigen Querverband 52 % der Stahlmenge eingespart werden können.

Tabelle 6-2: Vergleich der Stahlmassen für die Queraussteifungen.

		Gewicht einer Queraussteifung [kg]	Anzahl der Queraussteifungen in der gesamten Brücke	Gesamtgewicht der Queraussteifungen [Tonnen]	Ersparnis
Querträger, Abbildung 6-7	unverstärkt	1.180	13	28,9	
	verstärkt	1.690	8		
Querverband, Abbildung 6-11	unverstärkt	640	13	13,9	52 %
	verstärkt	700	8		

6.2.3.4 Wahl der Abminderungskurve für das Biegedrillknicken

Für den Nachweis gegen Biegedrillknicken wurde bisher stets die Abminderungskurve d mit $\alpha = 0{,}76$ nach EN 1993-1-1 [30] gewählt. Neuere Untersuchungen zeigen jedoch, dass die Wahl der Abminderungskurve „d“ sehr konservativ für Biegedrillknicken ist und dass Kurve „b“ zutreffender ist. Der

Nachweis gegen Biegedrillknicken ist daher nach Eurocode in vielen Ländern oftmals konservativer als in den bisherigen nationalen Regelwerken.

Mit Verwendung der Abminderungskurve “b” wären die Abstände zwischen den Queraussteifungen wie in dem ursprünglich vorgeschlagenen Entwurf für den Nachweis der Biegedrillknicksicherheit ausreichend und zusätzliche, verstärkte Queraussteifungen wären nicht erforderlich, was zu einer deutlichen Verringerung der Stahlmenge führt, siehe Tabelle 6-3.

Tabelle 6-3: Verringerung der Stahlmasse für die Queraussteifungen bei Wahl der Abminderungskurve „b“ anstelle von Kurve „d“ für den Nachweis des Biegedrillknickens.

		Gesamtgewicht der Queraussteifungen [Tonnen]	Ersparnis
Querträger, Abbildung 6-7	Abminderungskurve d	28,9	
	Abminderungskurve b	20,1	30%
Querverband, Abbildung 6-11	Abminderungskurve d	13,9	
	Abminderungskurve b	10,8	22%

6.2.3.5 Queraussteifungen im Feldbereich

Bisher wurde angenommen, dass der Brückenträger während der Montage einen Windverband hat. Es kann anhand von Abbildung 6-5 und Abbildung 6-6 gezeigt werden, dass Windverbände in Frankreich eingesetzt werden, in Schweden, siehe Abbildung 2-61, jedoch nicht. Die Unterschiede in der Praxis basieren möglicherweise auf verschiedenen Lastkombinationen oder Unterschieden in der anzusetzenden Windlast für Bauzustände. Existiert ein Windverband, so kann die Stabilität des Obergurtes während des Betonierens der Fahrbahnplatte als seitliches Knicken zwischen den Haltepunkten des Querverbandes nachgewiesen werden. Falls kein Windverband existiert, muss die Stabilität des Obergurtes durch die Queraussteifung sicher gestellt werden. Besteht die Queraussteifung, wie in der in diesem Abschnitt vorgestellten Variante, aus einem fachwerkartigen Querverband, so ist dessen Steifigkeit gering und basiert hauptsächlich auf der Biegesteifigkeit des Untergurts des Querverbandes. In Abbildung 6-13 ist ein Querverband dargestellt, der in dieser Ausführung möglich ist, falls die Aufgabe lediglich darin besteht, das seitliche Knicken des Obergurtes im Bauzustand zu verhindern. Hat er die zusätzlich die Aufgabe, das Knicken des Untergurtes im Endzustand zu verhindern, dann muss die Exzentrizität des Untergurtes des Querverbands zum Untergurt des Hauptträger berücksichtigt werden. In der Regel werden dann Quersteifen erforderlich.

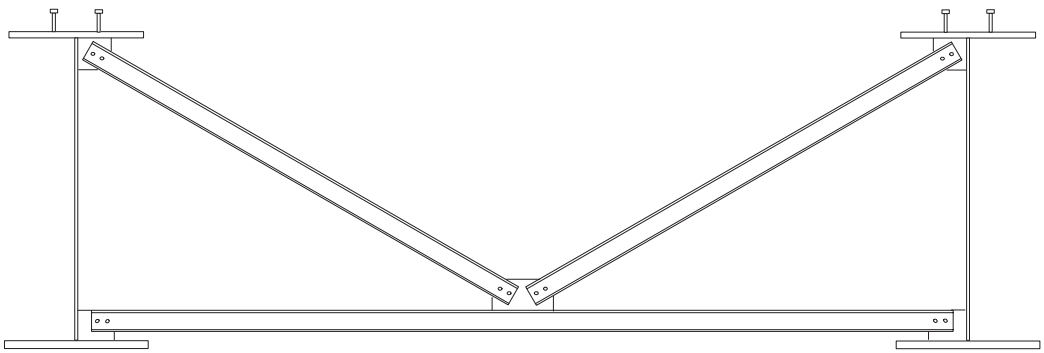


Abbildung 6-13: Querverband ohne Quersteifen.

Neben den wirtschaftlichen Vorteilen verringert dieser Querverband auch die Einspannwirkung des Obergurtes. Manchmal gibt die Biegung in der Fahrbahnplatte Anlass zur Sorge, dass dies zu Zugspan-

nungen in den Kopfbolzendübeln führt, wenn die Verdrehung des Obergurtes, z. B. durch Quersteifen, behindert wird. In Abs. 6.6.1.1(13), EN 1994-2 [36] ist zwar angegeben, dass dies berücksichtigt werden muss, aber es sind keine weiteren Regeln vorhanden. Die Anwendung von Querverbänden gemäß Abbildung 6-13 wäre eine Möglichkeit, diese Anforderung zu erfüllen.

Anhand der Plattenbalkenbrücke aus Teil I des COMBRI-Handbuchs [16] soll nachfolgend gezeigt werden, wie der Nachweis des Obergurtes im Feldbereich zu führen ist. Es wird angenommen, dass der Untergurt des Querverbandes ein Profil HEA 180 in S355 ist. Für die Berechnung der Verdrehsteifigkeit wird eine sehr große Dehnsteifigkeit des Trägers angenommen, so dass die Verdrehung lediglich von der Biegesteifigkeit abhängt. Mit einer Einheitskraft, die am Obergurt nach außen gerichtet angreift, ergibt sich eine aufwärts gerichtete Verformung im Träger von 1,87 m/MN und die zugehörige seitliche (nach außen) gerichtete Verschiebung des Obergurtes beträgt 0,976 m/MN. Daraus erhält man eine Verdrehsteifigkeit von C_d =1/0,976 = 1,02 MN/m. Der Abstand zwischen den Querverbänden beträgt 7,5 m und die gleichmäßig verteilte Verdrehsteifigkeit bestimmt sich zu c = 1,02/7,5 = 0,136 MN/m^2. Zur Berechnung der idealen Knicklast wird auf der sicheren Seite liegend angenommen, dass der Obergurt (35 mm x 800 mm) unendlich lang ist und mit einer konstanten Normalkraft belastet wird.

$$N_{cr} = 2\sqrt{cEI} = 2\sqrt{0{,}136 \cdot 314} = 13{,}1\text{MN}$$

Die Fläche des Obergurtes setzt sich aus der Flanschfläche und einem Drittel des unter Druckspannung stehenden Stegbereichs zusammen, so dass: A= 0,0358 m^2 und σ_{cr} = 366 MPa. Der bezogene Schlankheitsgrad und der Abminderungsfaktor auf Grundlage von Abminderungskurve „d“ bestimmen sich zu:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{345}{366}} = 0{,}97$$

$$\chi_{LT} = 0{,}483$$

In die Einheit Spannung umgerechnet beträgt der Tragwiderstand:

$$\sigma_{Rd} = 0{,}483\frac{345}{1{,}1} = 151\text{MPa}$$

Die einwirkende Bemessungsspannung beträgt 1,35·94 = 127 MPa, so dass der Knicknachweis erfüllt ist.

Darüber hinaus sollte nach Abs. 6.3.4.2(5), EN 1993-2 [35], die Festigkeit der Bauteile des Querverbandes überprüft werden. Die Normalkraft im Flansch beträgt:

$$N_{Ed} = 127 \cdot 0{,}0358 = 4{,}54\text{MN}$$

Zunächst muss überprüft werden, ob Effekte nach Theorie II. Ordnung berücksichtigt werden müssen:

$$l_k = \pi\sqrt{\frac{EI}{N_{cr}}} = 15{,}4 > 1{,}2 \cdot l = 9{,}0\text{m}$$

Dies bedeutet, dass Effekte nach Theorie II. Ordnung berücksichtigt werden müssen und die entsprechende Gleichung für die seitliche Kraft lautet:

$$F_{Ed} = \frac{l}{l_k}\frac{N_{Ed}}{80}\frac{1}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} = \frac{7{,}5}{15{,}4}\frac{4{,}54}{80}\frac{1}{1-\frac{4{,}54}{13{,}1}} = 0{,}0423\text{MN}$$

Greift dies Kraft nach außen gerichtet an jedem Obergurt an, führt dies zu einem Biegemoment im Träger von 88 kNm, dem eine Momententragfähigkeit von 105 kNm gegenüberstehen. Die Kraft F_{ed} führt zu einer Druckkraft im Steg von 25 kN, die als gegengerichtete Querbelastung vom Steg aufgenommen werden muss. Dies stellt in diesem Fall jedoch kein Problem dar, so dass auf eine ausführliche Berechnung an dieser Stelle verzichtet wird.

6.3 Queraussteifungen in Kastenquerschnitten

Ein Kastenquerschnitt benötigt Queraussteifungen, die die Querschnittsverformung aufgrund außermittiger Verkehrslasten verhindern. Die wirtschaftlichste Lösung sind in der Regel fachwerkartige Querverbände, wie z. B. in Abbildung 4-5 dargestellt. Im Vergleich zu den Plattenbalkenbrücken sind die Kräfte, die auf die Querverbände von Kastenquerschnitten wirken, sehr groß. Die in Abbildung 4-5 dargestellte Variante ohne Quersteifen bedingt, dass die quergerichteten Kräfte im Steg durch diesen alleine aufgenommen werden können, was mit den Regeln für beidseitige Querbelastung der Längsränder nach EN 1993-1-5 [31] überprüft werden muss.

In Abs. 6.2.7.1 (3), EN 1993-2 [35], gibt es eine Regel, dass eine Zunahme der Biegungsspannungen in einem Kastenquerschnitt aufgrund von Querschnittsverformungen in Höhe von 10 % vernachlässigt werden darf. Diese Regel macht es möglich, einen maximalen Abstand zwischen den Queraussteifungen zu bestimmen. Es ist jedoch schwer möglich, allgemeingültige Empfehlungen zu geben, weil es viele Parameter gibt, die Einfluss auf die Größe der zusätzlichen Spannungen infolge Querschnittsverformung haben.

7 Einschub von Stahl- und Verbundbrücken

7.1 Einleitung

Das Einschieben der Stahlträger ist ein häufig angewandtes Verfahren im Stahl- und Verbundbrückenbau. Hierbei werden die aus der Werkstattfertigung kommenden Stahlteile in einem dafür vorgesehenen Bereich hinter einem oder beiden Brückenwiderlagern zusammengebaut. Die Stahlteile der Brücke werden dann abschnittsweise längs eingeschoben, bis sie sich in ihrer endgültigen Position befinden. In Frankreich wurde beim Bau des Millau-Viadukts im Jahr 2003 ein Kastenquerschnitt für die bisher größte Spannweite von 171 m eingeschoben. Für eine Plattenbalkenbrücke wird dieser Rekord in Frankreich von der Seinebrücke Triel-sur-Seine mit einer Spannweite von 124 m, ebenfalls im Jahr 2003, gehalten. Ein weiteres herausragendes Beispiel ist der Einschub des Kastenquerschnitts des Verrières-Viadukts im Jahr 2000 mit einer Spannweite von 144 m. Bilder dieser Brücken wurden bereits an verschiedenen Stellen in diesem Handbuch gezeigt, siehe z. B. Abbildung 2-25 und Abbildung 2-27.

Das Einschieben als Brückenbauverfahren kann auch für im Grundriss gekrümmte Brücken und für Brücken mit gevouteten Balken eingesetzt werden, siehe Abbildung 7-1. Die Geometrie von im Grundriss gekrümmten Brücken muss jedoch einem konstanten Radius bzw. einer Schraubenlinie folgen, weil die Verschiebelager in der Regel nicht versetzt werden können.

a) Im Grundriss gekrümmte Brücke bei Cannes, Frankreich.

b) Brücke mit gevoutetem Balken bei Pont-à-Mousson, Frankreich.

Abbildung 7-1: Einschub besonderer Trägergeometrien.

Wirtschaftliche Aspekte

Die wesentlichen Vorteile des Einschubs sind nachfolgend genannt und führen in der Regel zu einer Verkürzung der Bauzeit und zu einer Verringerung der Baukosten:

- Überbrückung tiefer Täler möglich.
- Verringerung des Arbeitsrisikos, da die Arbeiter hauptsächlich am Boden arbeiten.

- Werkstattähnliche Fertigung auf der Baustelle durch Einhausungen, z. B. zur Herstellung der Schweißnähte.
- Kurze Verkehrsunterbrechungen beim Einschieben über Bahnlinien oder Straßen.

Eine Grundvoraussetzung für das Verfahren ist jedoch, dass ein freier Bereich als Montagefläche hinter dem Brückenwiderlager zur Verfügung steht, um die Stahlteile vor dem Einschieben zusammenbauen zu können. Die Anforderungen an die Verschubeinrichtungen sind zudem eng mit den Spannweiten und dem Trägergewicht verknüpft, siehe Abschnitte 7.2 und 7.3.

Entwurfsrelevante Aspekte

Der Nachweis ausreichender Tragfähigkeit muss für jeden Verschubzustand und jeden Querschnitt geführt werden. Hierbei werden die Feldbereiche für einen gegebenen Verschubzustand für diese vorübergehende Bemessungssituation in der Regel nicht maßgebend. Auch wenn die Querschnittstragfähigkeit im Bauzustand lediglich vom Stahlquerschnitt ohne Verbundwirkung bereitgestellt wird, so sind die Einwirkungen nur halb so groß oder kleiner als im Endzustand der Brücke unter Verkehrslasten.

Für die Tragfähigkeitsnachweise beim Einschieben ist auch das Beulen des Stegblechs zwischen Queraussteifungen zu berücksichtigen, falls sich dieses vorübergehend über einer Stütze befindet. Auf das Beulfeld wirken dann sowohl Querspannungen wie auch hohe Biegelängs- und Schubspannungen, die durch den auskragenden Teils des Brückenbalkens hervorgerufen werden. Das Beulfeld wird durch Quersteifen begrenzt und seine Tragfähigkeit kann, falls erforderlich, durch die Verwendung von Längssteifen gesteigert werden, siehe Abschnitt 7.2.

Darüber hinaus muss auch die Gesamtstabilität des Brückenbalkens während des Einschubs nachgewiesen werden. Dies betrifft vor allem den Nachweis des Biegedrillknickens, das im teilweise eingeschobenen, auskragenden Brückenbalken am gesamten Querschnitt oder in einem bereits vollständig eingeschobenen Feld im Bereich des unter Druckspannungen stehenden Obergurtes auftreten kann. Das Biegedrillknicken dieser Bereiche kann durch Aussteifungen verhindert werden, siehe Abschnitt 7.3.

7.2 Einleitung der Querbelastung

7.2.1 Allgemeines

Für das Einschieben stehen verschiedene Arten von Verschubeinrichtungen zur Verfügung. Die zwei am häufigsten eingesetzten Arten sind feste Verschiebelager oder Verschubschlitten. Die Verschubschlitten sind bei sehr hohen Lasten vorteilhaft. Beträgt die einzuleitende Auflagerlast nicht mehr als 300 Tonnen, so sind feste Verschiebelager wirtschaftlicher, da sie eine höhere Verschubgeschwindigkeit ermöglichen (bei Rollenkonstruktionen z. B. bis zu 1,5 m / Minute).

Mit den nachfolgend dargestellten Verschiebelagern werden die Annahmen, die für den Stabilitätsnachweis des Steges z. B. nach EN 1993-1-5 [31] gelten, erfüllt. Diese setzen voraus, dass die Querlast ohne Exzentrizität in das Stegblech eingeleitet wird und dass die Querspannungen gleichmäßig über die Lasteinleitungslänge verteilt sind.

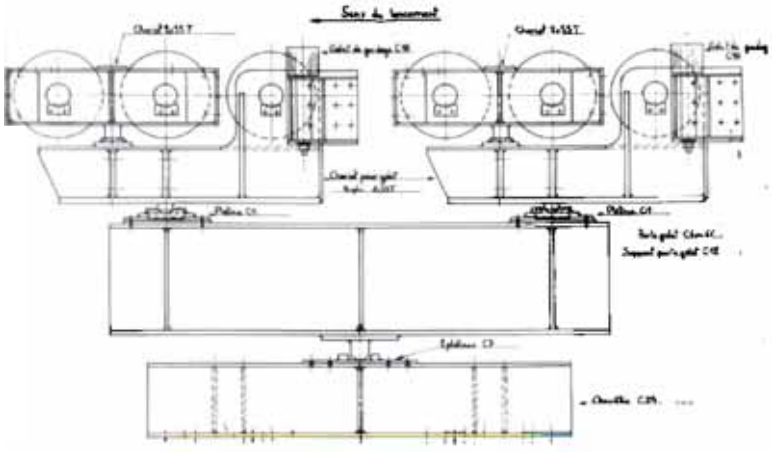
7.2.2 Feste Verschiebelager

7.2.2.1 Allgemeines

Ein Kennzeichen der festen Verschiebelager ist, dass ihre Länge mit steigender Auflagerkraft sehr schnell zunimmt. Die Auflagerkräfte sind vor allem dann sehr hoch, wenn die Spannweiten groß sind oder wenn eine Verbundbrücke bereits mit einem Teil der Betonfahrbahnplatte eingeschoben wird. Nach dem Einschub ist es zudem schwierig und teuer den Brückenbalken vom Verschiebelager auf das Brückenlager abzusetzen. Die nachfolgend genannten Verschiebetechniken stellen sicher, dass die auftretenden Querspannungen annähernd gleichmäßig verteilt sind. Im ersten Fall wird dies durch eine Wippenkonstruktion, im zweiten Fall mit Hilfe eines Seilsystems und im letzten Fall durch eine Abstimmung von Steifigkeit der Verschubwippe und Elastomerschicht erreicht.

7.2.2.2 Wippenkonstruktion mit Rollen

Diese Verschiebelager setzen sich in der Regel aus einem Wippenelement mit je zwei Rollen zusammen. Die einzelnen Wippen liegen hierbei auf einem Rollenlager auf, was den Verschub von gevouteten Brückenbalken oder Trägern mit großen Überhöhungen ermöglicht. Der Kontakt zwischen dem Brückenbalken und den Rollen des Verschiebelagers kann während des Einschubs durch die gelenkige Lagerung der Wippen sicher gestellt werden. Unterschiedliche Systeme mit zwei, drei, vier oder sechs Rollen je Verschiebelager sind möglich. Die Anzahl der Rollen bestimmt sich hauptsächlich über die einzuleitende Auflagerkraft. Jede Rolle besitzt eine Traglast von ca. 30 bis 55 Tonnen und nach Herstellerangaben sind Breiten von 60 bis 180 mm sowie Durchmesser von 350 bis 800 mm erhältlich.



© Sétra

Abbildung 7-2: Verschiebelager mit sechs Rollen (Aufnehmbare Last = 330 Tonnen).

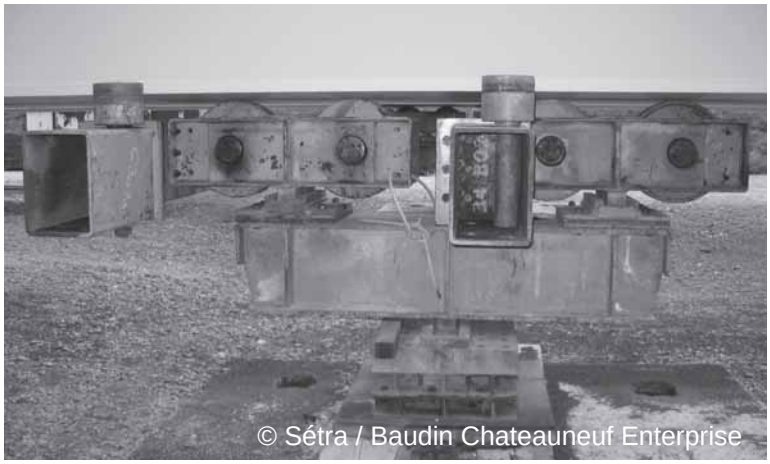
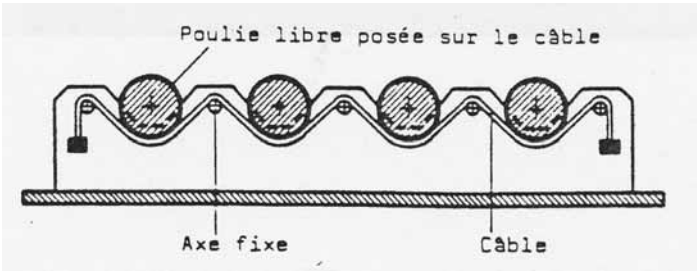


Abbildung 7-3: Verschiebelager mit vier Rollen und zwei seitlichen Führungsrollen (Gesamtlänge = 1,25 m).

7.2.2.3 Seilsystem mit Rollen

Bei diesem Verschiebelager werden die Rollen mit Hilfe eines Seilsystems gelagert, das in der Kassette, die die Rollen aufnimmt, befestigt ist. Jede Rolle, von denen es vier oder fünf je Verschiebelager gibt, besitzt eine Traglast von ca. 40 Tonnen.

Diese Verschiebelager werden bevorzugt beim Einschub von im Grundriss gekrümmten Brücken verwendet, weil sie auf einer um die vertikale Achse drehbaren Platte installiert werden können. Nachteilig ist die große Länge, die den Umfang von Unstetigkeitsstellen des Brückenbalkens in Längsrichtung beschränkt.



© Sétra

Abbildung 7-4: Verschiebelager mit Rollen und Seilsystem.

7.2.2.4 Verschubwippen

Um den Vorteil einer langen Lasteinleitungslänge bei gleichzeitig geringer Bauhöhe des Verschiebelagers zu erreichen, wird auch häufig eine Verschubwippe eingesetzt, siehe Abbildung 7-5 und Abbildung 7-6. Zwischen Stahlträger und Brückenbalken sorgen Edelstahlbleche und PTFE-beschichtete Platten für einen geringen Reibungsbeiwert während des Verschubs. Mit Hilfe einer Elastomerschicht ist es zudem möglich, eine nahezu gleichmäßige Verteilung der Querspannungen zu erzielen. Die Konstruktion ist in der Lage, die Verformungen und Krümmungen des Brückenträgers aufzunehmen.

Längsschnitt

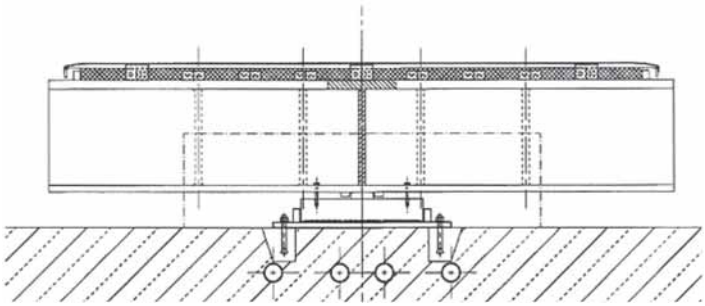


Abbildung 7-5: Längsschnitt durch eine Verschubwippe, Talbrücke Elben bei Siegen, Germany, 2005.

© Donges Steeltec GmbH

Abbildung 7-6: Verschubwippe mit seitlichen Führungsschienen, Talbrücke Elben bei Siegen, Germany, 2005.

7.2.3 Verschubschlitten

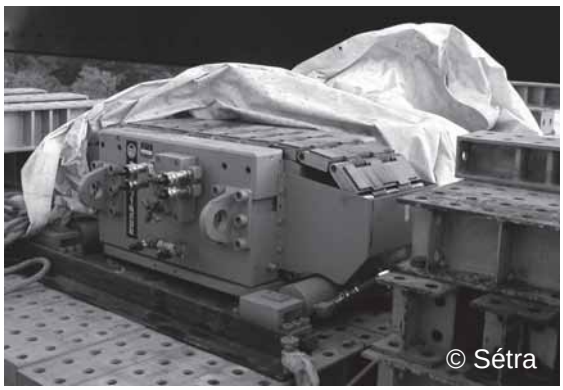
Bei diesem Verschiebelager ist der Verschubschlitten fest mit dem Brückenbalken verbunden. Dies hat den Vorteil, dass der Brückenbalken immer an derselben Stelle auf dem Verschubschlitten aufliegt. Die Auflagerlast kann somit während des gesamten Verschubvorgangs an der Stelle einer vorhandenen Quersteife in das Stegblech eingeleitet werden, siehe Abbildung 7-7, was die Beulgefährdung des Steges deutlich verringert. Die Kufen der Verschubschlitten sind mit PTFE beschichtet und gleiten auf einer Verschubbahn aus Edelstahl. Es können auch Schmiermittel eingesetzt werden, wie dies z. B. bei der Charles-de-Gaulle-Brücke in Paris, Frankreich, im Jahr 1996 der Fall war. Hierbei wurde so genannte schwarze Seife verwendet.

Abbildung 7-7: An der Position einer Quersteife befestigter Verschubschlitten, Verrières Viadukt bei Millau, Frankreich, 2002.

7.2.4 Sonstige Verschiebelager

Die einzuleitenden Auflagerlasten können auch über eine starre Lasteinleitungskonstruktion in das Stegblech eingeleitet werden, ohne dass eine Relativverschiebung zwischen Brückenbalken und Lasteinleitungsfläche erfolgt. Der Verschub der Brücke erfolgt entweder über Hub-Schub-Pressen oder Kettensysteme, siehe Abbildung 7-8.

a) Hub-Schub-Presse (Beispiel aus Frankreich)



b) Kettensystem (Beispiel aus Japan)

Abbildung 7-8: Sonstige Verschiebelager.

7.3 Tragwerksverhalten während des Einschiebens

7.3.1 Allgemeines

Unter dem Tragwerksverhalten während des Einschiebens sollen vor allem die Themen Verformungskontrolle und Nachweis der Stabilität, d.h. Biegedrillknicken, angesprochen werden. Die maßgebenden Einwirkungen sind Biegemomente und unter Umständen Windbelastung.

Diese Themen werden nachfolgend allerdings nur kurz angesprochen, da sie nicht Bestandteil des COMBRI-Forschungsprojekts [15] waren und auch nicht das Plattenbeulen behandeln.

7.3.2 Vorbauschnabel

In der Regel wird ein Vorbauschnabel eingesetzt, um das Kragmoment beim Einschieben zu reduzieren und um die Durchbiegung des auskragenden Brückenbalkens bei Erreichen des Auflagers zu kompensieren. In außergewöhnlichen Fällen kann hierfür auch zusätzlich ein Pylon während des Einschubs verwendet werden, siehe Abbildung 2-28. Die Länge des Vorbauschnabels wird auf ca. 20 % bis 30 % der maßgebenden Spannweite während des Einschubs ausgelegt.

Abbildung 7-9: Vorbauschnabel des Verrières-Viadukts bei Millau, Frankreich, 2002.

7.3.3 Temporäre Aussteifungsverbände

Um das Biegedrillknicken während des Verschubs zu verhindern, werden temporäre, horizontal liegende Windverbände zwischen den Querausteifungen des Brückenbalkens verwendet, falls diese alleine nicht ausreichen. Die Windverbände können entweder mit Profilen (Hohlquerschnitte oder Winkel) oder mit Seilen gebildet werden, siehe Abbildung 2-19, Abbildung 6-5 oder Abbildung 6-6.

7.4 Einschieben mit einem Teil der Fahrbahnplatte

7.4.1 Allgemeines

Für den Einschub mit einem Teil der Betonfahrbahnplatte gibt es folgende Möglichkeiten:

- Einschub mit Schalung und Bewehrung.
- Einschub mit aufgelegten Betonfertigteilen.
- Einschub mit vollständig betonierter Fahrbahnplatte.

Der Einschub mit vollständig betonierter Fahrbahnplatte führt zu einem sehr schweren Tragwerk, so dass der Einsatz von festen Verschiebelagern oftmals nicht mehr möglich ist. Die alternative Lösung sind Verschubschlitten, siehe Abschnitt 7.2.3 bzw. Abbildung 7-7. Bei deren Einsatz ist die maximal einzuschiebende Spannweite allerdings auf ca. 20 m beschränkt. In Frankreich liegen für eine zweistegige Plattenbalkenbrücke in Cannes mit einer Spannweite von 23 m Erfahrungen mit dieser Variante vor. Für größere Spannweiten wird jedoch eine Längsvorspannung der Fahrbahnplatte erforderlich, um die starke Rissbildung in der Platte zu verhindern. Um das Kragmoment während des Einschubs nicht unnötig zu vergrößern, sollte sich die Fahrbahnplatte keinesfalls im auskragenden Bereich des Brückenbalkens befinden. Nach Abschluss des Einschiebens sind also weitere Betonierabschnitte unvermeidbar, weshalb diese Einschubvariante keine sehr wirtschaftliche Lösung ist und auf Fälle beschränkt bleiben sollte, in denen der einzuschiebende Brückenbalken Bahnlinien oder Straßen mit starkem Verkehr kreuzt, der nicht unterbrochen werden darf und somit keine Schalung benutzt werden kann. Ein Beispiel aus Frankreich ist die Brücke Croix Verte bei Avignon aus dem Jahr 1994, die eine TGV-Bahnlinie überquert. Hier wurde ein 30 m langer Abschnitt betoniert, bevor die gesamte Brücke mit einer Länge von 138,5 m eingeschoben wurde, siehe Abbildung 7-10.

Abbildung 7-10: Einschub der Brücke Croix Verte über eine Bahnlinie bei Avignon, Frankreich, 1994.

Der Einschub mit Betonfertigteilen, die lediglich auf den Stahlträger aufgelegt werden und zum Zeitpunkt des Einschubs keine Verbundwirkung haben, oder lediglich mit Bewehrung wie in Abbildung 7-10 dargestellt, hat einige Vorteile Die wichtigsten sind:

- Verkürzung der Bauzeit für die Herstellung der Fahrbahnplatte.
- Verringerung des Arbeitsrisiko.
- Verringerung der Kosten.

Die Verringerung des Arbeitsrisikos betrifft hauptsächlich die Arbeiter, die nach dem Verschub auf der Brücke zur Herstellung der Fahrbahnplatte arbeiten müssen. Beim eingeschobenen Brücken ist dies von

besonderer Bedeutung, da man sich in der Regel in sehr großen Höhen befindet. Mit der Verwendung von Betonfertigteilen kann der Anteil der Arbeiten auf der eingeschobenen Brücke verringert werden. Die Betonfertigteile erhöhen das Eigengewicht des Brückenträgers, woraus sich folgende Konsequenzen ergeben:

- Die Betonfertigteile sollten sich in keinem Verschubzustand im auskragenden Bereich des Brückenbalkens befinden. Dies würde das Kragmoment und die Gefahr des Biegdrillknickens deutlich erhöhen. Auch die Durchbiegung des Kragarms würde vergrößert werden und das Erreichen des Auflagers erschwert.
- Das Gewicht der Betonfertigteile erhöht die Biegemomente im Stahlträger, weshalb die Beulnachweise äußerst sorgfältig geführt werden müssen.
- Der Interaktionsnachweis zwischen Biegemoment und Querkraft sollte für den Stegbereich, der an das letzte überschobene Auflager angrenzt, sehr sorgfältig geführt werden. An dieser Stelle nimmt das Beulfeld auf der einen Seite lediglich das Eigengewicht des Stahlträgers auf, wohingegen auf der anderen Seite das Eigengewicht der Betonfertigteile hinzukommt.

7.4.2 Anwendung auf das Rechenbeispiel “Zweistegiger Plattenbalken”

Ein Ergebnis des COMBRI-Forschungsprojekts [15] war u.a. der Vorschlag zur Modifikation der Gleichungen in Abs. 6, EN 1993-1-5 [31], mit denen die Tragfähigkeit des Brückenbalkens bei Querbelastung durch das Verschiebelager bestimmt wird. Es konnte gezeigt werden, dass dieses Kriterium für schlanke Stege konservativ ist. Daher wurde der Faktor m_2 zu Null gesetzt und eine neue Abminderungskurve kalibriert. Diese Modifikation und die damit verbundene höhere rechnerische Ausnutzung der Tragfähigkeit machen es möglich, auch schwere Brückenträger einzuschieben.

Die Nachweise gegenüber Querbelastung nach Abs. 6 bzw. Abs. 10, EN 1993-1-5 [31] für den Verschub der Plattenbalkenbrücke wurden bereits im Rechenbeispiel „Zweistegiger Plattenbalken“ in Teil I des COMBRI-Handbuchs [16] geführt. Auf Grundlage dieses Beispiels werden nachfolgend ergänzende Betrachtungen zum Verschub der Brücke mit einem Teil der Fahrbahnplatte durchgeführt.

Einschub mit Betonfertigteilen

In Abbildung 7-11 ist die maßgebende Einschubposition für den zweistegigen Plattenbalken aus Teil I des COMBRI-Handbuchs [16] dargestellt. Über welche Länge L die Betonfertigteile aufgelegt werden können, hängt von der Spannweite, der Plattenbreite und den Abmessungen des Stahlträgers ab, so dass diese Länge für jedes Projekt neu bestimmt werden muss. Bei der hier untersuchten Alternative werden, mit Ausnahme des Kragarms, Betonfertigteile über die gesamte verbleibende Länge von L = 111,75 m auf den Stahlträger aufgelegt.

Für die in Abbildung 7-11 dargestellte Einschubposition A ergeben sich die folgenden Schnittgrößen in der Pfeilerachse P_1 (x = 111,75 m):

- Biegemoment M_{Ed} = - 19,26 MNm
- Auflagerkraft F_{Ed} = 2,67 MN

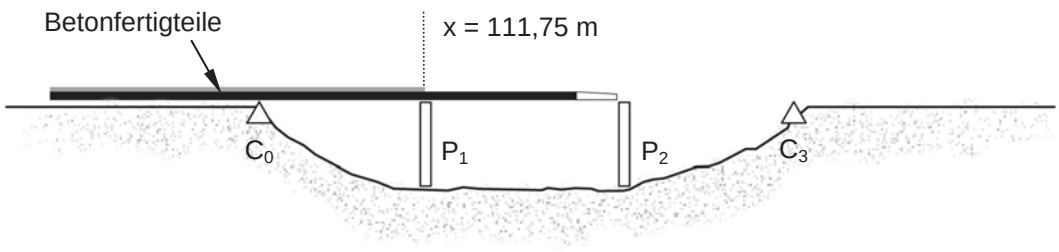


Abbildung 7-11: Schemazeichnung für den Einschub mit Betonfertigteilen (Position A).

Bei einer Auswertung des gesamten Einschubvorgangs kann festgestellt werden, dass bei der hier untersuchten Alternative die maßgebende Stelle für die in Abbildung 7-12 dargestellte Einschubposition B auftritt. Es ergeben sich folgende Schnittgrößen in der Pfeilerachse P_1 (x = 51,50 m):

- Biegemoment M_{Ed} = - 23,93 MNm
- Auflagerkraft F_{Ed} = 4,11 MN

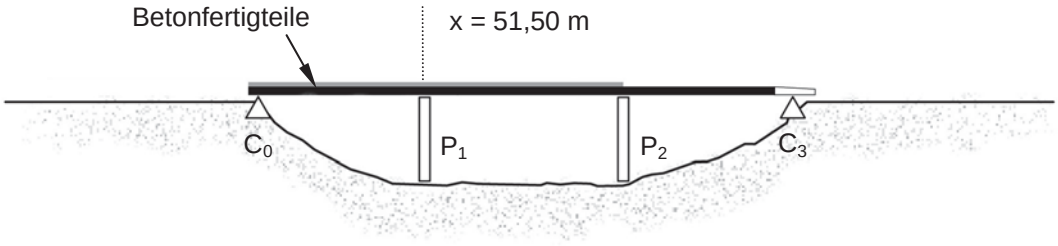


Abbildung 7-12: Schemazeichnung für den Einschub mit Betonfertigteilen (Position B).

Da die Querschnittswerte des Stahlträgers an den Stellen x = 51,50 m und x = 111,75 m identisch sind, wurde lediglich die Einschubposition B ausgewertet. Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Tabelle 7-1 dargestellt.

Einschub mit Bewehrung

Im Vergleich zum Einschub mit Betonfertigteilen wird bei dieser Alternative lediglich die Bewehrung mit eingeschoben, so dass das Eigengewicht deutlich geringer ausfällt. Da dieses verringerte Gewicht lediglich geringeren Einfluss auf die Biegedrillknickgefahr des Kragarms hat, wird die Bewehrung über die gesamte Länge des Stahlträgers aufgelegt, siehe Abbildung 7-13. Im Gegensatz zu der Variante mit Betonfertigteilen, kann die Bewehrung jedoch nicht als aussteifendes Element berücksichtigt werden, so dass hier gegebenenfalls ein Windverband eingezogen werden muss.

Für die in Abbildung 7-13 dargestellte Einschubposition A ergeben sich die folgenden Schnittgrößen in der Pfeilerachse P_1 (x = 111,75 m):

- Biegemoment M_{Ed} = - 24,93 MNm
- Auflagerkraft F_{Ed} = 1,93 MN

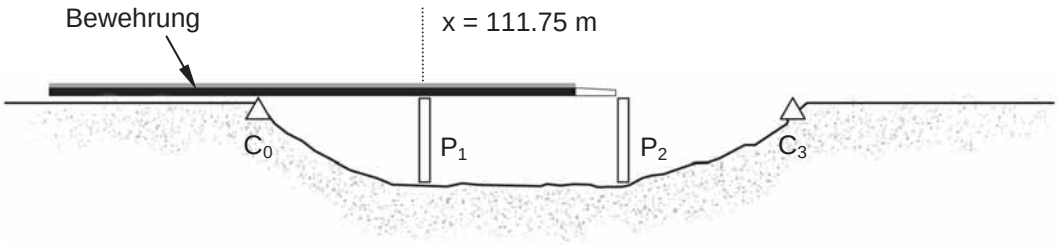


Abbildung 7-13: Schemazeichnung für den Einschub mit Bewehrung (Position A).

Vergleich der Ergebnisse

In Tabelle 7-1 sind die Ergebnisse der untersuchten Alternativen zur Herstellung der Fahrbahnplatte zusammengefasst. Es kann festgestellt werden, dass bereits mit den aktuellen Gleichungen nach Abs. 6, EN 1993-1-5 [31] der Nachweis für den Einschub mit Betonfertigteilen bzw. mit Bewehrung gelingt. Im Vergleich hierzu ergeben sich für die Nachweise auf Grundlage des Abs. 10, EN 1993-1-5 [31], erwartungsgemäß geringere Tragfähigkeiten. Ein Nachweis des Einschubs mit Betonfertigteilen ist auf Grundlage des Abs. 10 nicht möglich. Der modifizierte Abs. 6 führt in den hier durchgeführten Untersuchungen zu einer rechnerischen Erhöhung der Tragfähigkeiten und somit zu einer größeren Tragfähigkeitsreserve, da die vorhandene Tragfähigkeit geringer ausgenutzt wird. Dies kann für andere Brücken von Vorteil sein, für die ohne Veränderung der Geometrie der Nachweis nicht zu führen wäre. Im vorliegenden Fall gelingt dies jedoch leicht.

Eine ausführliche Beschreibung der hier dargestellten Berechnungen ist in [69] zu finden.

Tabelle 7-1: Vergleich der Tragfähigkeiten für unterschiedliche Verschubmethoden.

	Einschub der …		
	Stahlteile	**Stahlteile und Betonhalbfertigteile**	**Stahlteile und Bewehrung**
Maßgebender Querschnitt an der Stelle x [m]	111,75	51,50	111,75
Biegemoment [MNm]	- 19,26	- 23,93	- 24,93
Auflagerkraft [MN]	1,46	4,11	1,93
Tragfähigkeiten nach Abs. 6, EN 1993-1-5			
Biegung (η_1)	0,27	0,33	0,34
Querbelastung (η_2)	0,35	1,00	0,46
Interaktion ($\eta_2 + 0{,}8 \cdot \eta_1$)	0,56	1,26	0,74
Tragfähigkeitsreserve	60%	**10%**	**47%**
Tragfähigkeiten mit modifiziertem Abs. 6 gemäß COMBRI-Forschungsprojekt			
Querbelastung (η_2)	0,27	0,76	0,36
Rechnerische Erhöhung	22%	24%	22%
Interaktion ($\eta_2 + 0{,}8 \cdot \eta_1$)	0,48	1,02	0,63
Rechnerische Erhöhung	14%	19%	14%
Tragfähigkeitsreserve	65%	**27%**	**55%**
Tragfähigkeiten nach Abs. 10, EN 1993-1-5 mit verschiedenen Beulkurven (Abs. 4)			
Querbelastung (=η_2)	0,38	*1,07*	0,50
Interaktion (interpoliertes ρ)	0,46	*1,001*	0,60
Tragfähigkeitsreserve	54%	0%	40%
Tragfähigkeiten nach Abs. 10, EN 1993-1-5 mit verallgemeinerter Beulkurve (Anh. B)			
Querbelastung (=η_2)	0,46	*1,29*	0,61
Interaktion	1/1,73 = 0,58	*1/0,81 = 1,23*	1/1,32 = 0,76
Tragfähigkeitsreserve	42%	Nachweis nicht erfüllt!	24%

8 Zusammenfassung

Diese Veröffentlichung ist Teil II des COMBRI-Handbuchs Brücken, das auf Grundlage der Ergebnisse aus dem Forschungsprojekt „Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures - COMBRI“ [15] und des Nachfolgeprojekts „Valorisation of Knowledge for Competitive Steel and Composite Structures - COMBRI+“ erstellt wurde. Beide Projekte wurden durch den Forschungsfonds für Kohle und Stahl (Research Fund for Coal and Steel - RFCS) der Europäischen Gemeinschaft finanziell unterstützt. Teil I ist eine separate Veröffentlichung, in der die Anwendung der Eurocodes anhand von zwei Verbundbrücken - einem zweistegigen Plattenbalken und einem Kastenquerschnitt - aufgezeigt wird [16]. Im vorliegenden Teil II liegt der Schwerpunkt auf dem Entwurf von Stahlbrücken bzw. den Stahlbauteilen von Verbundbrücken im Hinblick auf die Regelwerke EN 1993-1-5, EN 1993-2 und EN 1994-2. Der Brückenentwurf beinhaltet sehr viele verschiedene Aspekte, die im Rahmen dieses Handbuchs nicht umfassend untersucht werden konnten, weshalb eine Auswahl an Themen getroffen wurde, deren Schlussfolgerungen nachfolgend zusammengefasst sind:

In Kapitel 2 wurde ein Überblick über die Bauweisen von Brücken in den Ländern gegeben, aus denen Forschungspartner am Projekt beteiligt waren: Belgien, Frankreich, Deutschland, Spanien und Schweden. Er spiegelt die derzeit gängige Brückenbaupraxis in diesen Ländern wider und neben weit verbreiteten Bauweisen wurden auch außergewöhnliche Projekte mit besonderen Randbedingungen und Pilotprojekte vorgestellt. Hierbei wurden die zum Teil deutlichen Unterschiede in der Brückenbaupraxis zwischen den einzelnen Ländern aufgezeigt, die auf die bisher unterschiedlichen nationalen Regelwerke und andere Entwurfstraditionen zurückzuführen sind. Folglich sollen die hier vorgestellten Lösungsansätze als Ideengeber für den Entwurf neuer Brücken dienen.

In Kapitel 3 wurde die Wahl der Stahlgüte diskutiert. Obwohl EN 1993-1-12 die Wahlmöglichkeit der zulässigen Stahlsorten in EN 1993 bis zu einer Stahlgüte von S700 erweitert, zeigt sich, das in den meisten Fällen diese hohen Festigkeiten in der Baupraxis nicht sinnvoll anwendbar sind. Eine Grenze wird in der Regel durch den Grenzzustand der Ermüdung vorgegeben, der die volle Ausnutzung der Festigkeit beschränkt. Für typische Straßenbrücken ist die Streckgrenzenklasse S460, für übliche Eisenbahnbrücken die Streckgrenzenklasse S355 eine gute Wahl. Es konnte gezeigt, dass z. B. Hybridquerschnitte mit höherer Festigkeit im Flansch als in den Stegen in vielen Fällen wirtschaftlich sind. Beispielhaft wurde der Kastenquerschnitt aus Teil I des COMBRI-Handbuchs anstelle von S355 in einer Alternative mit einer Kombination aus S460 und S690 berechnet und es stellte sich heraus, dass sich die Materialkosten um 10 % im Feldbereich und um 25 % im Stützbereich reduzieren lassen. Darüber hinaus werden auch die Fertigungs- und Montagekosten positiv durch die Materialkosten beeinflusst, was im Rahmen dieser Untersuchung jedoch nicht erfasst wurde.

In Kapitel 4 wurden Flansche behandelt und der Schwerpunkt lag auf Bodenblechen von Kastenquerschnitten. Diese Untergurte sind in den meisten Fällen längs versteift, so dass verschiedene Arten von Steifenkonfigurationen betrachtet wurden. Große Trapezhohlsteifen sind vorteilhaft, da sie bei gleichem Schweißaufwand im Vergleich zu einer Flanschstahlsteife zu zwei Auflagerlinien führen. Darüber hinaus erhöht ihre Torsionssteifigkeit die elastisch kritischen Spannungen, was mit Hilfe der Software ***EBPlat***e [26] die im Rahmen des COMBRI-Forschungsprojekts entwickelt wurde, berücksichtigt werden kann. Ein weiterer Schwerpunkt lag auf Doppelverbundquerschnitten, bei denen sich der Querschnitt aus Betongurten und Stahlstegen zusammensetzt, und die in Deutschland und Frankreich für einige große Brücken verwendet wurden. Der Betonobergurt ist in der Regel die Fahrbahnplatte und die Betonbodenplatte kommt in Stützbereichen zum Einsatz, in denen der Untergurt unter Druckbeanspruchung steht. Der Entwurf von Brücken mit Doppelverbundquerschnitt ist deutlich komplexer als der Entwurf einer „normalen“ Verbundbrücke, so dass in diesem Abschnitt bestehende Erfahrungen zusammengefasst und Empfehlungen gegeben werden.

In Kapitel 5 wurden Stege behandelt und die Frage beantwortet, ab welcher Stegblechhöhe Aussteifungen verwendet werden sollten. Es ist allgemein üblich, dass Quersteifen in Querrahmen eingesetzt werden, von denen sie somit auch ein Bestandteil sind. Eine Quersteife hat vor allem Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit des Steges. Dies ist jedoch nur der Fall, wenn der Abstand zwischen den Quersteifen klein ist, andernfalls ist der Einfluss gering und rechtfertigt nicht die Kosten der Quersteife. Die Möglichkeit, Quersteifen wegzulassen, wurde daher untersucht. In EN 1993-1-5 werden außer an den Auflagerpunkten keine Quersteifen gefordert. Abgesehen davon erhöhen Längssteifen nicht nur die Momenten- sondern auch die Querkrafttragfähigkeit des Steges. Die Wirtschaftlichkeit der Anwendung von Längssteifen wurde ebenfalls untersucht und bei Anwendung der Methode der wirksamen Breiten nach EN 1993-1-5 kann gezeigt werden, dass Längssteifen für Stegblechhöhen kleiner als 4,0 m in der Regel nicht wirtschaftlich sind. Auch die Verschneidungspunkte der Längs- und Quersteifen wurden näher betrachtet. Alternativen sind z. B. diskontinuierlich angeordnete Längssteifen oder Quer- und Längssteifen, die auf gegenüberliegenden Seiten des Steges angebracht sind.

In Kapitel 6 wurden Querrahmen und -verbände von Plattenbalken und Kastenquerschnitten behandelt. Hierfür wurden Anforderungen beschrieben und zweckmäßige Vorgehensweisen zu deren Erfüllung vorgeschlagen. Die hauptsächliche Funktion der Queraussteifung liegt in der Verringerung der Biegedrillknickgefahr und der Weiter- und Einleitung von seitlichen Lasten in die Fahrbahnplatte. Dies können fachwerkartige Querverbände oder rahmenartige Querträger sein. Der Abstand zwischen den Queraussteifungen beträgt für Plattenbalken in der Regel zwischen 7 m und 10 m. Eine Optimierung der Wirtschaftlichkeit muss im Hinblick auf eine Verringerung der Fertigungskosten erfolgen, weil der Materialverbrauch für Queraussteifungen gering ist. Dies wird im Hinblick auf das Weglassen einzelner Komponenten und gegebenenfalls auch der Quersteifen untersucht, was zu sehr einfachen Lösungen führt. Für Kastenquerschnitte haben die Queraussteifungen darüber hinaus die Funktion, die Querschnittsform sicherzustellen und in vielen Fällen unterstützen sie die Fahrbahnplatte. Deshalb ist für Kastenquerschnitte der Abstand der Queraussteifungen geringer und beträgt in der Regel 4 m bis 5 m.

Kapitel 7 befasste sich mit dem Herstellverfahren des Längseinschubes, das im Rahmen des COMBRI-Forschungsprojekts [15] ausführlich untersucht wurde. Die Verschubeinrichtungen wurden stetig verbessert und haben zu einer weiten Verbreitung dieses Herstellverfahrens geführt. In diesem Kapitel wurden daher zuerst die Verschubeinrichtungen beschrieben. Beim Verschub ist vor allem die Querbelastungstragfähigkeit („patch loading“) von großer Bedeutung, weil hohe Auflagerlasten oftmals in Kombination mit großen Biegemomenten und Querkräften in die schlanken Stegbleche eingeleitet werden müssen. Dies wurde im COMBRI-Forschungsprojekt untersucht und die Ergebnisse führten zu verbesserten Bemessungsmodellen, die für die Aufnahme in EN 1993-1-5 vorgeschlagen wurden. Diese Regeln ermöglichen z. B. die Ausnutzung von langen Lasteinleitungslängen und dementsprechend hohen Tragfähigkeiten. Dies macht es z. B. möglich, Brücken mit Teilen der Fahrbahnplatte einzuschieben. Beispielhaft wurde für den zweistegigen Plattenbalken aus Teil I des COMBRI-Handbuchs das verbesserte Bemessungsmodell verglichen und die Ergebnisse gegenübergestellt. Wenn es sinnvoll ist, einen Teil der Fahrbahnplatte oder die Bewehrung bereits mit einzuschieben, sind die Ergebnisse des COMBRI-Forschungsprojekts hilfreich und können zu wirtschaftlichen Lösungen führen.

Literatur

[1] ACHE: Asociación Científico técnica del Hormigón Estructural: Comprobación de un Tabellero mixto. Comisión 5, Grupoide Trabajo 5/3 “Puentes Mixtos”, Madrid, Spanien, 2006.

[2] Allmeier, S.; Frenzel, J.; Schiefer, S.; Seidl, G.; Weber, J.: Innovation im Verbundbrückenbau - Talbrücke Oberhartmannsreuth. Stahlbau 69 (2000), Heft 9, S. 707-713.

[3] ARS: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau 12/03, 2003.

[4] BASt: Bundesanstalt für Straßenwesen: Eckdaten der Verkehrsentwicklung in Deutschland, 2006.

[5] Bernabeu Larena, J.: Evolución tipológica y estética de los puentes mixtos en Europa. Tesis Doctoral, Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Spanien, 2004.

[6] Bornscheuer, B.; Eisele, S.: Die Nesenbachtalbrücke - Vom Wettbewerb bis zur Ausschreibung. Stahlbau 67 (1998), Heft 11, S. 827-830.

[7] Braun, A.; Seidl, G.; Weizenegger, M.: Rahmentragwerke im Brückenbau - Konstruktion, Berechnung und volkswirtschaftliche Betrachtung. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 3, S. 187-197.

[8] Breuninger, U.: Zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung. Dissertation, Mitteilung Nr. 2000-1 des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2000.

[9] Bro 2004: Swedish design code for road bridges, 2004.

[10] Bundesministerium für Verkehr: Straßenbrücken in Stahl-Beton-Verbundbauweise. Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Referat StB 25, Bonn 1997.

[11] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen: Brücken und Tunnel der Bundesfernstraßen 2001. Deutscher Bundes-Verlag, Köln, 2001.

[12] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen: Brücken und Tunnel der Bundesfernstraßen 2002. Deutscher Bundes-Verlag, Köln, 2002.

[13] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen: Brücken und Tunnel der Bundesfernstraßen 2004. Deutscher Bundes-Verlag, Köln, 2004.

[14] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen: Brücken und Tunnel der Bundesfernstraßen 2006. Deutscher Bundes-Verlag, Köln, 2006.

[15] COMBRI: Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures. Schlussbericht, RFCS-Forschungsprojekt RFS-CR-03018, 2007.

[16] COMBRI+: COMBRI-Handbuch Brücken - Teil I: Anwendung von Eurocode-Regelungen. RFCS-Projekt RFS2-CT-2007-00031, 2008.

[17] Crespo Rodríguez, P.: Verification of a composite bridge deck according to the Spanish RPX code and Eurocode 4 - Comparative analysis. Third International Meeting on Composite Bridges, Madrid, Spanien, 2001, S. 479-496.

[18] Denzer, G.; Gräßlin, W.; Hanswille, G.; Schmidtmann, W.: Die Talbrücke über die Wilde Gera - Erfahrungen bei der Planung und Ausführung von Talbrücken mit einteiligen Verbundquerschnitten. Stahlbau 69 (2000), Heft 11, S. 842-850.

[19] Denzer, G.; Schmackpfeffer, H.: Entwicklungen im Stahlverbundbrückenbau - Autobahnbrücken mit einteiligen Verbundquerschnitten. Stahlbau 74 (2005), Heft 9, S. 649-656.

[20] Deutsche Bahn AG: Daten und Fakten zum Geschäftsbericht 2007, 2008.

[21] Deutsche-Einheit-Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH: Brückenbauwerke in den neuen Bundesländern. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2004.

[22] Deutsche-Einheit-Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH: Acht Großbrücken an der A73. Hubert von Brunn, Berlin, 2007.

[23] DIN-Fachbericht 103: Stahlbrücken. Ausgabe März 2003.

[24] Doss, W.; Gebeshuber, A.; Friedrich, N.; Schmitt, V.; Seidl, G.; Weizenegger, M.: VFT-Bauweise - Entwicklung von Verbundfertigteilträger im Brückenbau. Beton- und Stahlbetonbau 96 (2001), Heft 4, S. 171-180.

[25] Dürr, A.: Zur Ermüdungsfestigkeit von Schweißkonstruktionen aus höherfesten Baustählen bei Anwendung von UIT-Nachbehandlung. Dissertation, Mitteilung Nr. 2006-3 des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2006.

[26] EBPlate: Im Rahmen des COMBRI-Forschungsprojekts [15] entwickelte Software zur Ermittlung der elastischen kritischen Spannungen in Platten. ***EB****Plate* steht unter der Internetadresse von CTICM als kostenloser Download zur Verfügung: www.cticm.com

[27] Eilzer, W.; Reintjes, K.-H.; Pötzsch, D.; Schreiber, O.: Entwurf und Ausführung der Seidewitztalbrücke im Zuge der BAB A 17. Stahlbau 75 (2006), Heft 2, S. 117–127.

[28] EN 1990/A1 Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung – Anwendung für Brücken, Dezember 2005.

[29] EN 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, September 2003.

[30] EN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Mai 2005.

[31] EN 1993-1-5: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile, Oktober 2006.

[32] EN 1993-1-9: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung, Mai 2005.

[33] EN 1993-1-10: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten –Teil 1-10: Stahlsortenauswahl im Hinblick auf Bruchzähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung, Mai 2005.

[34] EN 1993-1-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-12: Zusätzliche Regeln zur Erweiterung von EN 1993 auf Stahlsorten bis S700, Februar 2007.

[35] EN 1993-2: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken, Oktober 2006.

[36] EN 1994-2: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken, Oktober 2005.

[37] EN 10025: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen, November 2004.

[38] EN 10164: Stahlerzeugnisse mit verbesserten Verformungseigenschaften senkrecht zur Erzeugnisoberfläche – Technische Lieferbedingungen, Dezember 2004.

[39] Hanswille, G., Sedlacek, G.: Steel and Composite Bridges in Germany – State of the Art. Norwegian Steel Conference, Oslo, Norwegen, 18. Oktober 2007.

[40] Hertle, R.: Zur dynamischen Analyse von schubweich und diskret gekoppelten Mehrschichtenträgern. Dissertation, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau Nr. 2/1992, TU München, 1992.

[41] Hilgendorff, K.-D.; Neumann, W.; Reitz, D.; Schmitz, C.: Talbrücke Elben - Eine Stahlverbundbrücke mit einteiligem Querschnitt. Stahlbau 76 (2007), Heft 5, S. 320-335.

[42] IAP: Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Madrid, Spanien, 1998.

[43] Ibach, H.: Zum Kriechen und Schwinden von Verbundbrücken auf Grundlage der Eurocodes. Dissertation, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau Nr. 2/2001, TU München, 2001.

[44] Johansson, B.: Buckling resistance of structures of high strength steel. IABSE Structural Engineering Documents 8, 2005, S. 120-128.

[45] Johansson, B.; Maquoi, R.; Sedlacek, G.; Müller, C.; Beg, D.: Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated structural elements". Joint report JRC-ECCS, 2007.

[46] Kuhlmann, U.; Detzel, A.: Verbundbrücken. In: Mehlhorn, G. (Hrsg.): Handbuch Brücken, Springer Verlag, Berlin, 2007, S. 209-219.

[47] Kuhlmann, U.; Dürr, A.; Roos, F.: Ermüdungsnachweis für Straßen-Verbundbrücken nach DIN-Fachbericht. Stahlbau 72 (2003), Heft 9, S. 679-682.

[48] Kuhlmann, U.; Ehmann, J.; Raichle, J.: Messungen an der Nesenbachtalbrücke. Schlussbericht, Mitteilung Nr. 2004-16X des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2004.

[49] Kulka, H.; Schaumann, P.: Neue Entwicklungen im Verbundbrückenbau. Straßen und Tiefbau 45 (1991), Heft 5, S. 6-16.

[50] Langen, T.; Pfisterer, H.; Skusa, F.; Weber, J.: Größte Doppelverbund-Straßenbrücke Deutschlands – Die Innbrücke Neuötting. Stahlbau 69 (2000), Heft 11, S. 833-841.

[51] Llombart Jaques, J.A.; Revoltós Fort, J.; Couto Wörner, S.: Puente sobre el río Tajo, en el embalse de Alcántara (Arcos de Alconétar). Hormigón y Acero Nº 242, 4.er Trimestre (2006), Madrid, Spanien.

[52] Manterola Armisén, J.: Composite arch bridges. Proceedings of the 3rd International Meeting on Composite Bridges (Hrsg.: Martínez Calzón, J.), Madrid, Spanien, 2001, S. 173-185.

[53] Manterola Armisén, J.: New proposals in steel bridges and footbridges. Proceedings of the 5th International Symposium on Steel Bridges, Barcelona, Spanien, 5.-7. März 2003.

[54] Martínez Calzón, J.: Strict box composite bridges - A new design of the optimum use of composite typology. Proceedings of the 12th Annual International Bridge Conference, Pittsburg, USA, 1995.

[55] Martínez Calzón, J.: The abacus system for the launching of large span constant edge composite bridges - Types and possibilities. Proceedings of the 3rd International Meeting on Composite Bridges (Hrsg.: Martínez Calzón, J.), Madrid, Spanien, 2001, S. 219-231.

[56] Martínez Cutillas, A.: Aplicación de los métodos generales de cálculo no lineal al estudio de los puentes mixtos. Proceedings of the 3rd International Meeting on Composite Bridges (Hrsg.: Martínez Calzón, J.), Madrid, Spanien, 2001, S. 234-261.

[57] Ramberger, G.; Aigner, F.: Stahlbrücken. In: Mehlhorn, G. (Hrsg.): Handbuch Brücken, Springer Verlag, Berlin, 2007, S. 828-862.

[58] Millanes Mato, F.: Comparative analysis of double composite action launched solutions and prestressed solutions in high speed railway viaduct. Proceedings of the 3rd International Meeting on Composite Bridges (Hrsg.: Martínez Calzón, J.), Madrid, Spanien, 2001, S. 383-404.

[59] Millanes Mato F., Pascual, J.: The viaduct across the “Arroyo de las Piedras” in the high speed line between Córdoba and Málaga - An innovative solution for the first high speed line steel concrete composite bridge in Spain. Proceedings of the 5th International Symposium on Steel Bridges, Barcelona, Spanien, 5.-7. März 2003.

[60] Millanes Mato, F.: Construir en acero los puentes de luces medias. Asociación para la Promoción Técnica del Acero, APTA, Madrid, Spanien, 2006 (http://www.apta.com.es/pdf /Jornada%202004/francisco_millanes.pdf).

[61] Millanes Mato, F.; Pascual Santos, J.; Ortega Cornejo, M.: Viaducto “Arroyo las Piedras” - Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas. Hormigón y Acero Nº 243, 1.er Trimestre (2007), Madrid, Spanien.

[62] Nather, F.: Stahlbrücken mit Doppelverbund in Deutschland - Überblick und Ergebnisse von Forschungsaufträgen. Bauingenieur 72 (1997), S. 131-141.

[63] Ndogmo, J.: Doppelverbundbrücken im Bau- und Endzustand. Stahlbau 75 (2006), Heft 8, S. 670-677.

[64] Neuner, F.: Zur Berechnung prismatoidisch gefalteter Flächentragwerke unter besonderer Berücksichtigung elastischer Fugen. Dissertation, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau Nr. 1/93, TU München, 1993.

[65] OTUA 1997: Les aciers thermomécaniques. Documents scientifiques et techniques de l’AFPC (Association Française Pour la Construction) et de l’OTUA (Office Technique pour l’Utilisation de l’Acier). ISSN 0150-6900, Mai 1997.

[66] Pantaleón Prieto, M.J.; J. A., Ramos Gutiérrez, O. R.; Ortega Carreras. G.; Martínez García, J. M.: Viaducto de Escaleritas en Las Palmas de Gran Canaria. Hormigón y Acero Nº 244, 2.er Trimestre (2007), Madrid, Spanien.

[67] Pauser, A.: Brücken in Wien. Springer Verlag, Wien, 2005.

[68] Petel, A.; Davaine, L.: Design of bracing frames for the twin-girder bridge. Hintergrundbericht, Dokument COMBRI+054, RFCS-Projekt RFS2-CT-2007-00031, 2008.

[69] Petel, A.; Davaine, L.; Braun, B.: Launching of the composite twin-girder bridge. Hintergrundbericht, Dokument COMBRI+037, RFCS-Projekt RFS2-CT-2007-00031, 2008.

[70] Peter, J.; Wetzel, R.; Bach, T.: Die Reichenbachtalbrücke der Thüringer Waldautobahn A 71. Stahlbau 72 (2003), Heft 3, S. 127-138.

[71] RASQ: Richtlinie für die Anlage von Straßen - Teil: Querschnitte, 1996.

[72] Reintjes, K.-H.: Die Bauweise der dichten Kleinkästen im Verbundbrückenbau. Stahlbau 74 (2005), Heft 9, S. 657-663.

[73] Reintjes, K.-H.; Gebert, G.: Das Zügelgurt-Fachwerk der Muldebrücke Wurzen. Stahlbau 75 (2006), Heft 8, S. 613-623.

[74] Reintjes, K.-H.; Schreiber, O.: Die Stahlverbundbrücke über die Müglitz im Zuge der Autobahn Dresden–Prag - Entwurf und Ausführung. Stahlbau 73 (2004), Heft 1, S. 4-13.

[75] Roesler, H.; Schmidt, D.: Die neue Leinetalbrücke bei Heiligenstadt. Stahlbau 72 (2003), Heft 6, S. 422–425.

[76] Roik, K.-H.: Taking Steel Structures into the 20th Century. Symposium, Luxemburg, 1990.

[77] RPM. Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras. Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Madrid, Spanien, 1996.

[78] RPX. Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras. Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Madrid, Spanien, 1996.

[79] Manual de aplicación de las recomendaciones RPM-RPX/95. Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Madrid, Spanien, 2000.

[80] Rui-Wamba, J.: The Spanish contribution to design and construction of steel bridges. Proceedings of the 5th International Symposium on Steel Bridges, Barcelona, Spanien, 5.-7. März 2003.

[81] Schmackpfeffer, H.: Typenentwürfe für Brücken in Stahlverbundbauweise im mittleren Stützweitenbereich (Teil I). Stahlbau 68 (1999), Heft 7, S. 264-276.

[82] Schmackpfeffer, H.: Typenentwürfe für Brücken in Stahlverbundbauweise im mittleren Stützweitenbereich (Teil II). Stahlbau 70 (2001), Heft 4, S. 429-435.

[83] Schmidtmann, W.; Wagner, P.: Die Werratalbrücke Einhausen – neue Wege beim Bau einer Autobahn-Verbundbrücke mit getrennten Überbauten. Stahlbau 74 (2005), Heft 10, S. 735-748.

[84] Schmitt, V.: Untersuchungen zum verstärkten Einsatz von Stahlverbund-konstruktionen bei Brücken kleiner und mittlerer Stützweiten. Schlussbericht, FOSTA Forschungsvorhaben P629, 2005.

[85] Schmitt, V.; Seidl, G.: Verbundfertigteil-Bauweise im Brückenbau. Stahlbau 70 (2001), Heft 8, S. 546-553.

[86] Schmitt, V.; Seidl, G.; Hever, M.; Zapfe, C.: Verbundbrücke Pöcking – Innovative VFT-Träger mit Betondübeln. Stahlbau 73 (2004), Heft 6, S. 387-393.

[87] SUSBRI: Sustainable Bridges: European Railway Bridge Demography. Dokument WP1-02-T-040601-F D 1.2, EU-Forschungsprojekt TIP3-CT-2003-001653, 2004.

[88] Tschumi, M.; Grüter, R.; Ramondenc, P.: Fortschritte im Eisenbahn-Stahlbrückenbau Europas. Stahlbau 67 (1998), Heft 8, S. 612-626.

[89] Veljkovic, M.; Johansson B.: Design of hybrid steel girders. Proceedings of the Third European Conference on Steel Structures (Vol. 1), Coimbra, Portugal, 19.-20. September 2002.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1: Zweistegiger Plattenbalken mit auskragenden Querträgern (Brücke bei Remoulins, Frankreich). 4
Abbildung 2-2: Kastenquerschnitt mit Schrägstreben und Außenlängsträgern zur Unterstützung der Fahrbahnplatte (Verrières-Viadukt bei Millau, Frankreich, 2002). 4
Abbildung 2-3: Die drei Regionen Belgiens (Brüssel-Hauptstadt, Flandern und Wallonie). 5
Abbildung 2-4: Verteilung der Tragwerksarten der bestehenden Straßenbrücken in Wallonie. 5
Abbildung 2-5: Verteilung der Bauarten der bestehenden Straßenbrücken in Wallonie. 5
Abbildung 2-6: Anzahl der erbauten Brücken in Wallonie nach Baujahr. 6
Abbildung 2-7: Längenverteilung der bestehenden Straßenbrücken in Wallonie. 7
Abbildung 2-8: Verteilung der Bauarten der bestehenden Eisenbahnbrücken in Belgien. 7
Abbildung 2-9: Stützweitenverteilung der bestehenden Eisenbahnbrücken in Belgien. 8
Abbildung 2-10: Alterstruktur der Eisenbahnbrücken in Belgien. 8
Abbildung 2-11: Talbrücke Eau Rouge bei Malmédy, Belgien, 1993. 9
Abbildung 2-12: Geultalviadukt bei Moresnet, Belgien, 1917/2005. 10
Abbildung 2-13: Talbrücke Secheval bei Aywaille, Belgien, 1979. 11
Abbildung 2-14: Talbrücke bei Remouchamps, Belgien, 1980. 12
Abbildung 2-15: Talbrücke Croupets du Moulin bei Sart, Belgien, 1979. 13
Abbildung 2-16: Talbrücke bei Polleur, Belgien. 13
Abbildung 2-17: Verteilung der Bauarten von neu gebauten Brücken in Frankreich im Jahr 2004. 15
Abbildung 2-18: Verteilung von neu gebauten Brücken (Straße und Schiene) in Frankreich im Jahr 2004, dargestellt anhand der Hauptspannweite. 15
Abbildung 2-19: Typischer Querschnitt eines zweistegigen Plattenbalkens in Verbundbauweise. 16
Abbildung 2-20: Querträger zur Unterstützung der Fahrbahnplatte. 16
Abbildung 2-21: Abschließendes Betonieren der Fahrbahnplatte über den Innenstützen. 17
Abbildung 2-22: Einsatz von Betonfertigteilen für die Fahrbahnplatte. 17
Abbildung 2-23: Betonhalbfertigteile als Schalung. 17
Abbildung 2-24: Zusammenbau eines I-Querschnitts und Schweißen der Quersteifen. 19
Abbildung 2-25: Talbrücke La Risle bei Brionne, Frankreich, 2004. 20
Abbildung 2-26: LEO-Duranceviadukt bei Avignon, Frankreich, 2008. 20
Abbildung 2-27: Brücke über den Ourcq-Kanal, Frankreich, 2006. 21
Abbildung 2-28: Verrières-Viadukt bei Millau, Frankreich, 2002. 21
Abbildung 2-29: Eisenbahnviadukt bei Jaulny, Frankreich, 2005. 22
Abbildung 2-30: Brücke über die Spree bei Cottbus, Deutschland (aus [10]). 22
Abbildung 2-31: Brücke über das Schrotetal bei Magdeburg, Deutschland, 1997 (aus [10]). 23

Abbildung 2-32: Verteilung der Brückenlängen bzw. Spannweiten in Deutschland. 23
Abbildung 2-33: Verteilung der Bauarten von bestehenden Brücken in Deutschland. 24
Abbildung 2-34: Verteilung der aktuellen Bauarten in Deutschland (nach [84]). 24
Abbildung 2-35: Bauteile eines einteiligen Verbundquerschnitts. 26
Abbildung 2-36: Anschlussbleche für die horizontale Aussteifung im Falle eines Fahrbahnplattentausches. 28
Abbildung 2-37: „Stühlchen“ als Auflagerpunkte für den obenfahrenden Schalwagen, Talbrücke Reichenbach bei Ilmenau, Deutschland, 2002. 29
Abbildung 2-38: Beispiel eines obenfahrenden Schalwagens. 29
Abbildung 2-39: Abklappbare, äußere Schalung, Talbrücke bei Schwarza, Deutschland, 2002. 30
Abbildung 2-40: Brücke über das Nesenbachtal in Stuttgart, Deutschland, 2000. 31
Abbildung 2-41: Brücke mit luftdicht verschweißten Hohlkästen. 31
Abbildung 2-42: Typische Querschnitte von Verbundbrücken mit Betonhalbfertigteilen. Lediglich die Fahrbahnabmessungen nach [71] sind dargestellt. Abmessungen in [mm]. 35
Abbildung 2-43: Beispiele für Querschnitte mit Großflächenschalelementen nach [81] für die Querschnitte in Abbildung 2-42. Abmessungen in [m]. 36
Abbildung 2-44: Bau einer Brücke mit Stahlträgern und Großflächenschalelemente bei Ravensburg, Deutschland. 36
Abbildung 2-45: Typische Querschnitte eines Verbundfertigteilträgers mit Ortbetonergänzung. 37
Abbildung 2-46: Montage eines Verbundfertigteilträgers mit liegenden Kopfbolzendübeln bei Münsingen, Deutschland. 38
Abbildung 2-47: Fallbeispiel für den Vergleich zwischen den spanischen Empfehlungen und den Eurocode-Regeln für Stahl- und Verbundbrücken [1] ,[17] 42
Abbildung 2-48: Querschnitte, Steifenanordnungen und Querverbände im Endzustand [1], [17]. 43
Abbildung 2-49: Innovative Entwürfe für Verbundbrücken in Spanien [60] 43
Abbildung 2-50: Puente Betxi-Borriol, Valencia, Spanien [60]. 44
Abbildung 2-51: Weitere Beispiele von Verbundbrücken in Spanien. 45
Abbildung 2-52: Ansicht und Draufsicht der Talbrücke Tina Menor [56]. 47
Abbildung 2-53: Querschnitt der Talbrücke Tina Menor mit einer Betonbodenplatte (hellgrau), um eine Doppelverbundwirkung im Stützbereich zu erzielen [56]. 47
Abbildung 2-54: Seitlicher Fachwerkträger der Talbrücke Tina Menor [56]. 47
Abbildung 2-55: Hilfsstützen beim Bau der Talbrücke Tina Menor [56]. 48
Abbildung 2-56: Talbrücke Arroyo de las Piedras [61]. 49
Abbildung 2-57: Querschnitte der Talbrücke Arrollo de las Piedras [61] 49
Abbildung 2-58: Montage der Talbrücke Arrollo de las Piedras [61]. 51
Abbildung 2-59: Einschub der Talbrücke Arrollo de las Piedras [61]. 51
Abbildung 2-60: Querschnitt der Brücke bei Rångedala, Schweden. 53
Abbildung 2-61: Bau der Brücke bei Rångedala, Schweden. 53
Abbildung 2-62: Brücke mit integralem Widerlager, das auf Stahlpfählen unter der Widerlagerwand aufgelagert ist. 54
Abbildung 2-63: Draufsicht und Querschnitt der Brücke mit vollständig vorgefertigter Fahrbahnplatte (Die Bauteile 1 und 18 sind die vorgefertigten Widerlager). 55

Abbildung 2-64: Draufsicht eines Fahrbahnplattenelements und Detail am Auflagerpunkt des Hauptträgers. 55
Abbildung 2-65: Montage eines Fahrbahnplattenelements. 56
Abbildung 2-66: Schematische Darstellung der geringen Toleranzen. 56
Abbildung 2-67: Ansicht und Querschnitt der Brücke über den Veckefjärden, Schweden. 57
Abbildung 2-68: Brücke über den Veckefjärden während der Errichtung im Winter....57
Abbildung 2-69: Brücke über die Nationalstraße E4 bei Höga Kusten, Schweden. 58
Abbildung 2-70: Brücke über den Vallsundet, Schweden, und gespreiztes Auflager nahe der Fahrrinne. 58
Abbildung 2-71: Herstellung der Fahrbahnplatte für die Brücke über den Vallsundet, Schweden. 59
Abbildung 2-72: Querschnitt im Stützbereich der Brücke über den Vallsundet, Schweden. 59
Abbildung 3-1: Ungefähre Preissteigerung je Tonne warmgewalzten Stahls in Abhängigkeit der Streckgrenze (bezogen auf S235). 62
Abbildung 3-2: Relative Materialkosten (bezogen auf S235) bei voller Ausnutzung der Streckgrenze. 62
Abbildung 3-3: Relative Materialkosten (bezogen auf S235) für ein Stegblech mit verformbarer Auflagersteife unter Schubbeanspruchung [44]. 64
Abbildung 3-4: Spannungsverteilung im Stegblech eines Hybridträgers unter negativer Momentenbeanspruchung. 65
Abbildung 3-5: Details eines geschweißten Plattenbalkens. Maße in [mm]. 69
Abbildung 3-6: Kosteneinsparung durch den Alternativentwurf in S460/690 anstelle von S355. 71
Abbildung 4-1: I-Querschnitt mit eingeschweißten Schrägblechen am Untergurt. 74
Abbildung 4-2: Kastenquerschnitt mit Flachstahlsteifen einer Brücke bei Lille, Frankreich. 75
Abbildung 4-3: Kastenquerschnitt mit Trapezhohlsteifen des Millau-Viadukts, Frankreich. 75
Abbildung 4-4:Typischer Querschnitt einer Verbundbrücke in Deutschland mit Kastenquerschnitt und Trapezhohlsteifen (aus [39]). 75
Abbildung 4-5: Kastenquerschnitt mit Trapezhohlsteifen auf dem Bodenblech. 76
Abbildung 4-6: Ansicht der Innbrücke Wasserburg, Deutschland, 1987. 79
Abbildung 4-7: Ansicht der Elbebrücke Torgau, Deutschland, 1993. 79
Abbildung 4-8: Ansicht der Moselbrücke Bernkastel-Kues, Deutschland, 1995. 80
Abbildung 4-9: Längsschnitt der Innbrücke Neuötting, Deutschland, 2000. 80
Abbildung 5-1: T-Steifen als Quersteife. 84
Abbildung 5-2: Schemazeichnung zum Steifennachweis. 84
Abbildung 5-3: Starre und verformbare Auflagersteifen. 86
Abbildung 5-4: Ansicht des Trägers I mit (oben, ohne Maßstab) und ohne Längssteifen (unten, ohne Maßstab) und Querschnittsabmessungen aller Bleche, Material S460. 87
Abbildung 5-5: Ansicht des Trägers II mit (oben, ohne Maßstab) und ohne Längssteifen (unten, ohne Maßstab), und Querschnittsabmessungen aller Bleche, Material S460. 88
Abbildung 5-6: Plattenbalkenbrücke in Triel-sur-Seine, Frankreich, 2003. 89
Abbildung 5-7: Kategorien für das Ermüdungsdetail einer Flachstahlsteife. 89
Abbildung 5-8: Ausschnitte in Quersteifen. 90
Abbildung 5-9: Konstruktionsdetail des Verschneidungspunktes von Längs- und Quersteife. 90

Abbildung 5-10: Nordsteg in Wien, Österreich, 1996.....91
Abbildung 5-11: Querschnitt des Nordstegs in Wien, Österreich, 1996. 91
Abbildung 5-12: Einschub der Eisenbahnbrücke bei Riesa, Deutschland, 2005. 91
Abbildung 6-1: Querträger als Queraussteifung.....93
Abbildung 6-2: Fachwerk als Queraussteifung. 93
Abbildung 6-3: Zweistegige Plattenbalkenbrücke bei Avignon, Frankreich, 2008. 94
Abbildung 6-4: Eisenbahnbrücke mit Querschott auf der TGV-Strecke nach Osten über den Ourcq-Kanal, Frankreich, 2006. 94
Abbildung 6-5: Zweistegige Plattenbalkenbrücke in Sens, Frankreich.....94
Abbildung 6-6: Eisenbahnbrücke (östliche TGV-Linie) bei Pont à Mousson, Frankreich. 94
Abbildung 6-7: Statisches System des Querrahmens. 95
Abbildung 6-8: Lastfälle zur Bestimmung der Steifigkeit C_d. 95
Abbildung 6-9: Unverstärkter Querträger. Maße in [mm]. 96
Abbildung 6-10: Verstärkter Querträger. Maße in [mm]. 96
Abbildung 6-11: Alternativentwurf der Queraussteifung als Querverband. 98
Abbildung 6-12: Normalkräfte im alternativ vorgeschlagenen Querverband. 98
Abbildung 6-13: Querverband ohne Quersteifen. 100
Abbildung 7-1: Einschub besonderer Trägergeometrien.....103
Abbildung 7-2: Verschiebelager mit sechs Rollen (Aufnehmbare Last = 330 Tonnen). 105
Abbildung 7-3: Verschiebelager mit vier Rollen und zwei seitlichen Führungsrollen (Gesamtlänge = 1,25 m). 105
Abbildung 7-4: Verschiebelager mit Rollen und Seilsystem. 106
Abbildung 7-5: Längsschnitt durch eine Verschubwippe, Talbrücke Elben bei Siegen, Germany, 2005.....106
Abbildung 7-6: Verschubwippe mit seitlichen Führungsschienen, Talbrücke Elben bei Siegen, Germany, 2005. 106
Abbildung 7-7: An der Position einer Quersteife befestigter Verschubschlitten, Verrières Viadukt bei Millau, Frankreich, 2002. 107
Abbildung 7-8: Sonstige Verschiebelager. 107
Abbildung 7-9: Vorbauschnabel des Verrières-Viadukts bei Millau, Frankreich, 2002. 108
Abbildung 7-10: Einschub der Brücke Croix Verte über eine Bahnlinie bei Avignon, Frankreich, 1994. 109
Abbildung 7-11: Schemazeichnung für den Einschub mit Betonfertigteilen (Position A). 110
Abbildung 7-12: Schemazeichnung für den Einschub mit Betonfertigteilen (Position B). 111
Abbildung 7-13: Schemazeichnung für den Einschub mit Bewehrung (Position A). 111

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Relativer Zeitaufwand zur Fertigung der Stahlkonstruktion eines zweistegigen Plattenbalkens in Verbundbauweise.....18

Tabelle 2-2: Maximalgewichte und -abmessungen für Transporte in Frankreich.....18

Tabelle 2-3: Bauwerksdaten von Brücken mit einteiligem Verbundquerschnitt in Deutschland.....27

Tabelle 2-4: Bauwerksdaten von Brücken mit luftdicht verschweißten Hohlkästen in Deutschland.. 32

Tabelle 2-5: Bauwerksdaten von Brücken mit Verbundfertigteilträgern in Deutschland. 39

Tabelle 2-6: Stahlbrücken in Spanien nach Art des Haupttragwerks 40

Tabelle 3-1: Zusammenfassung nationaler Regeln für höherfeste Stähle und Anwendung bei Brücken. 63

Tabelle 3-2: Kostenersparnis für einen Hybridquerschnitt mit S355 anstelle von S460 im Stegbereich.....65

Tabelle 3-3: Bauwerksdaten von Brücken mit Stahlgüten höher als S355 in Frankreich. 67

Tabelle 3-4: Bauwerksdaten von Brücken mit Stahlgüten höher als S355 in Deutschland. 68

Tabelle 3-5: Vergleich der Stahlmassen.....70

Tabelle 3-6: Vergleich der Durchbiegungen in Feldmitte.....70

Tabelle 3-7: Vergleich der Materialkosten.....71

Tabelle 4-1: Bauwerksdaten von Brücken mit Doppelverbundquerschnitt in Deutschland.....81

Tabelle 6-1: Eigenwerte und -formen des Rechenmodells.....97

Tabelle 6-2: Vergleich der Stahlmassen für die Querausssteifungen. 99

Tabelle 6-3: Verringerung der Stahlmasse für die Querausssteifungen bei Wahl der Abminderungskurve „b“ anstelle von Kurve „d“ für den Nachweis des Biegedrillknickens.....100

Tabelle 7-1: Vergleich der Tragfähigkeiten für unterschiedliche Verschubmethoden. 112