



SSF Ingenieure

bauweise

HINTERGRUNDDOKUMENT ZU
BRÜCKEN MIT VERBUNDDÜBELLEISTEN



Günter Seidl
Fachhochschule Potsdam
Fachbereich Bauingenieurwesen
Stahl- und Stahlverbundbau
seidl@fh-potsdam.de

Victor Schmitt
SSF Ingenieure AG
Domagkstraße 1a
80805 München
vschmitt@ssf-ing.de

Wojciech Lorenc
Technische Universität Breslau
Fakultät für Bauingenieurwesen
Lehrstuhl für Stahlbau
wojciech.lorenc@pwr.edu.pl

Ergänzung zum 31. Dresdner Brückenbausymposium

Hintergrunddokument zu Brücken mit
Verbunddübelleisten:
Entwurf, Bemessung und Ausführungsbeispiele

Datum:
8. Juni 2022

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	2
2	Straßenbrücken	3
2.1	Brücke Pöcking	3
2.2	Brücke bei Vigaun	6
2.3	Brücke bei Elbląg	6
2.4	Klappbrücke nach Sobieszewo bei Danzig	10
3	Eisenbahnbrücken	11
3.1	Direkt befahrene Fertigteilebrücken mit externer Bewehrung (VFT-Rail)	12
3.2	Trogbrücke als integrale Brücke bei Spergau	15
3.3	Bogenbrücken über die Weichsel in Krakau	20
4	VFT-WIB-Brücken in Rumänien	20
4.1	Erste VFT-Brücken mit Verbunddübeln	21
4.2	Brücken kurzer Stützweite	22
4.3	Brücken mittlerer Stützweite	25
5	Allgemeiner Ansatz zur Schubbemessung von Verbundquerschnitten	30
5.1	Aufteilung der Querkraft auf die Querschnittsteile des Verbundträgers	30
5.2	Analytische Herleitung der Schubzuweisung im Verbundquerschnitt	32
5.3	Schubabtrag am doppelt-symmetrischen I-Querschnitt	34
5.4	Herleitung des inneren Hebelarms bei Verbundquerschnitten	36
5.4.1	Linearer Lösungsansatz	36
5.4.2	Nicht-linearer Ansatz zur Schubbemessung des Stahlbetonstegs	38
5.5	Vergleich der beiden Bemessungsansätze	39
5.6	Rechenbeispiel	40
6	Zusammenfassung	42

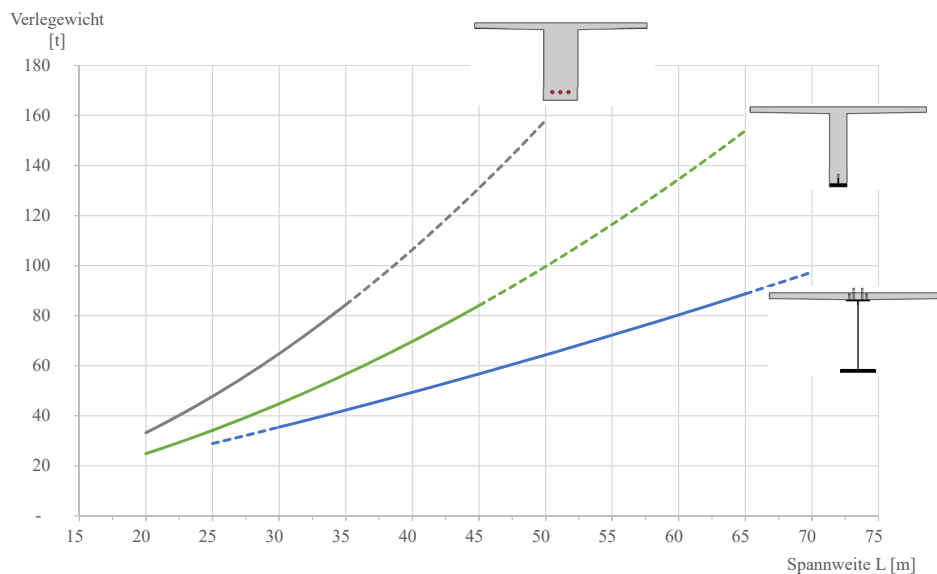


Abbildung 1: Vergleich der Transportgewichte und Einsatzbereiche von Spannbeton-, VFT-WIB- und VFT-Trägern im Brückenbau

1 Einleitung

Erste Brücken mit mittig geteilten Walzträgern wurden in Deutschland in den 1960er Jahren gebaut, unter anderen die Bahnbrücken bei Osterwald und Bückeburg [1]. Die Schubtragwirkung zwischen den Stahlträgern und dem Beton wurde bei diesen Bauwerken über kräftige Enddübel als Blockdübel hergestellt. In darauf folgenden Projekten wurde die Verbundwirkung über in Querrichtung verschraubte Gewindestangen oder angeschweißte Verbundmittel realisiert.

Ende der 1980er Jahre gab es Entwicklungen zu kontinuierlichen Verbundmitteln wie der Kombiverdübelung [2] oder der Perfobondleiste [3]. Die Perfobondleiste wird in der Praxis als perforiertes Stahlblech verwendet, das, aufgeschweißt auf den Trägeroberurt, als Verbundmittel ähnlich der Kopfbolzendübel wirkt. Die Kombiverdübelung ermöglicht bereits in der allg. bauaufsichtlichen Zulassung aus dem Jahr 2008 die Verwendung von T-förmigen Stahlträgern mit perforiertem Steg.

Im Brückenbau wird dieses Prinzip der Verbundfertigteilträger mit (halbierten) Walzträgern in Betonstegen, kurz VFT-WIB-Träger, in Deutschland erstmals bei der Straßenbrücke der Gemeinde Pöcking eingesetzt. Verfügen die Stahlträger nur über einen kurzen Trägersteg, der die Verbunddübel ausbildet, werden diese Stahlprofile auch als „externe Bewehrung“ bezeichnet.

Mittlerweile haben diese Fertigteilträger mit externer Bewehrung ihren festen Einsatzbereich gefunden. Sie werden im Stützweitenbereich zwischen 25 und 45m eingesetzt. Im kurzen Stützweitenbereich unter 35m trifft man Spannbetonträger wegen seiner günstigen Herstellkosten an. Sie sind bei Längen von 35m mit Transportgewichten über 80t nur noch schwer zu handhaben. Bei Stützweiten von 35 bis 65m kommen „klassische“

VFT-Träger zum Einsatz (vgl. Abb. 1) .

Die Anwendung von Verbunddübeln als Schubübertragung zwischen Stahl und Beton ermöglicht neuartige Querschnittsformen und Tragsysteme. Auch die Berechnung der Verbundquerschnitte erfordert neue Ansätze. Die Möglichkeiten in der Anwendung und die Herangehensweise in der Bemessung von Brücken mit Verbunddübelleisten wird in diesem Beitrag näher erläutert.

2 Straßenbrücken

2.1 Brücke Pöcking

System		2-Feldrahmen
Stützweiten	2x 16,60m =	33,20m
Konstruktionshöhe		0,80m
Breite zwischen den Geländern		9,60m
Fahrbahnbreite		6,25m
Kreuzungswinkel		100gon
Besonderheit		Federlamelle Mittelstütze
Baujahr		2003

Tabelle 1: Bauwerksdaten Brücke Pöcking

Die Überführung der Hindenburgstraße in der Gemeinde Pöcking über die Bahnstrecke München-Mittenwald stellt die erste Verbundbrücke mit halbierten Walzträgern und mit offener Verbunddübelleiste dar (Abb. 2). Die Brücke ist ein Ersatzneubau einer aus „Walzträger in Beton“ bestehenden Straßenüberführung. Sie spannt über zwei Felder mit je 16,60m Stützweite (Abb. 3).

Der Überbau ist monolithisch in die Widerlager eingespannt und besteht aus drei Fertigteilträgern mit einer Breite von je 3,20m, die mit einer 0,25m dicken Ortbetonfahrbahnplatte ergänzt werden (Abb. 2). Der mittig getrennte Walzträger HE1000M wurde mit der Verbunddübelleiste der Geometrie PZ ausgeführt (Abb. 5). Die beiden Stahlträgerhälften liegen Flansch an Flansch und bilden zusammen mit dem Betonobergurt den Fertigteilträger, indem auch der Zwischenraum der Stahlträger ausbetoniert wird [4]. Der Mittelpfeiler ist über eine Federlamelle aus Stahl mit dem Überbau verbunden.

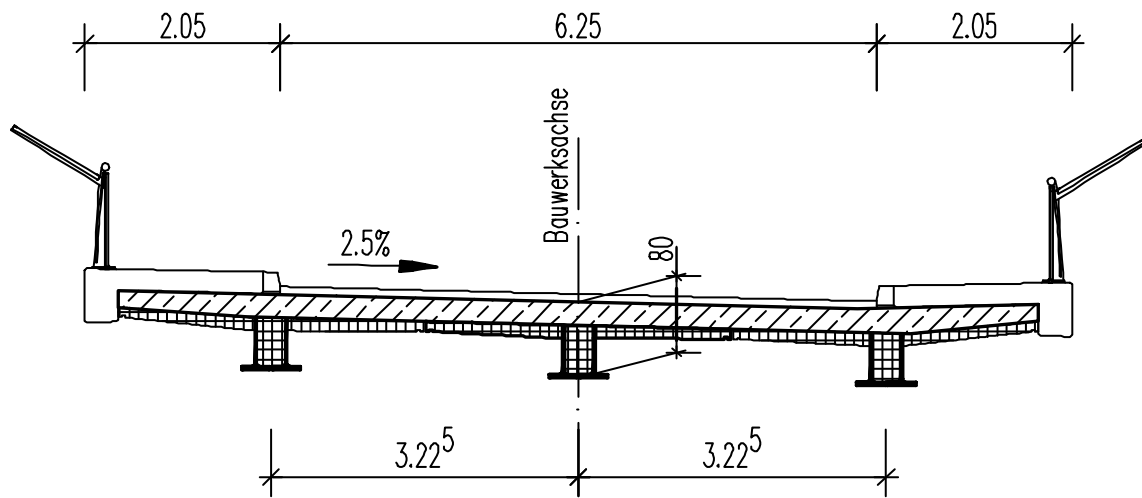


Abbildung 2: Querschnitt der Straßenbrücke in Pöcking

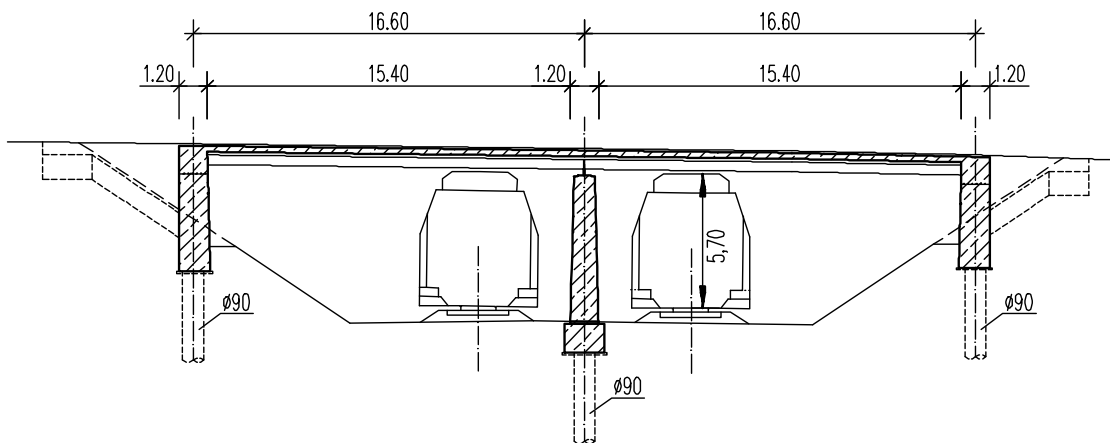


Abbildung 3: Längsschnitt der Straßenbrücke in Pöcking



Abbildung 4: Untersicht der Straßenbrücke in Pöcking



Abbildung 5: Halbierter Walzträger mit „Puzzle“-Geometrie der Verbunddübelleiste

2.2 Brücke bei Vigaun

System		3-Feldrahmen
Stützweiten	3x 26,15m =	78,45m
Konstruktionshöhe		1,10m
Breite zwischen den Geländern		4,00m
Fahrbahnbreite		4,00m
Kreuzungswinkel		74/100gon
Besonderheit		Betongelenk Innenstützen
Baujahr		2008

Tabelle 2: Bauwerksdaten Brücke Vigaun

Für die Brücke in Vigaun wurde eine Gesamtlänge von 78,45 m über drei Felder festgelegt. Sie befindet sich über die gesamte Länge in einer Geraden. Die Bahnstrecke von Salzburg nach Wörgl kreuzt in einem Winkel von 74gon und erfordert ein Lichtraumprofil von 7,50m. Die Fahrbahn hat eine Breite von 4,00m zwischen den Bordsteinen. Wegen der geringen Breite erhält sie ein Gefälle zur Bauwerksachse hin. Das umgekehrte Dachgefälle ist für Fahrzeuge, Fußgänger und Radfahrer gleichermaßen günstig. Gehwege sind nicht vorgesehen [5].

Der Entwurf sieht eine feste Einspannung des Überbaus in die Pfeiler und Widerlager vor. Mit Stützweiten von 26,15m wird eine Konstruktionshöhe von 1,10m in Brückenachse gewählt. Bei einer Schlankheit von 23,5 ist die Konstruktion für Zwangsbeanspruchungen aus Temperatur und Setzungen unempfindlich.

Die Breite des Querschnitts beträgt 5,26m und setzt sich aus 4,76m Konstruktionsbreite und 0,25m Gesimsbreite zusammen. Es wird eine Konstruktion aus zwei VFT-WIB-Trägern mit 2,37m Breite und durchgehender Ort betonplatte gewählt. Die Fertigteilträger sind im Mittel 0,90m hoch, die Ort betonplatte 0,25m dick. Der Fertigteilträger besteht aus einem halbierten Walzträger HE600x399 der Güte S460ML. Er bindet mit den Verbunddübeln in den 0,30m breiten Steg ein. Der Steg ist mit zwei Doppelbügeln je Verbunddübel bewehrt. Es gibt zwei Möglichkeiten der Anbindung der externen Bewehrung an den Betonsteg. Der Beton kann bis auf den Stahlflansch geführt werden. Durch das Schwinden des Betons entsteht eine Ablösung zwischen Stahl und Beton. Der Betonsteg wird hier deutlich mit 10cm abgesetzt. Dies ermöglicht nach Feuchtigkeitsperioden ein Abtrocknen der Fuge. Im Stützbereich wird der Beton aber bis auf den Stahlflansch geführt, da hier der Beton unter Druck ist und eine horizontale Rissbildung nicht stattfindet.

2.3 Brücke bei Elbląg

Im Zuge des 4-streifigen Ausbaus der Schnellstraße von Warschau nach Danzig wurde die bestehende Brücke erneuert. Die Schnellstraße bildet den südlichen Teil des Straßenrings um Elbląg und führt weiter Richtung Malbork (Marienburg).

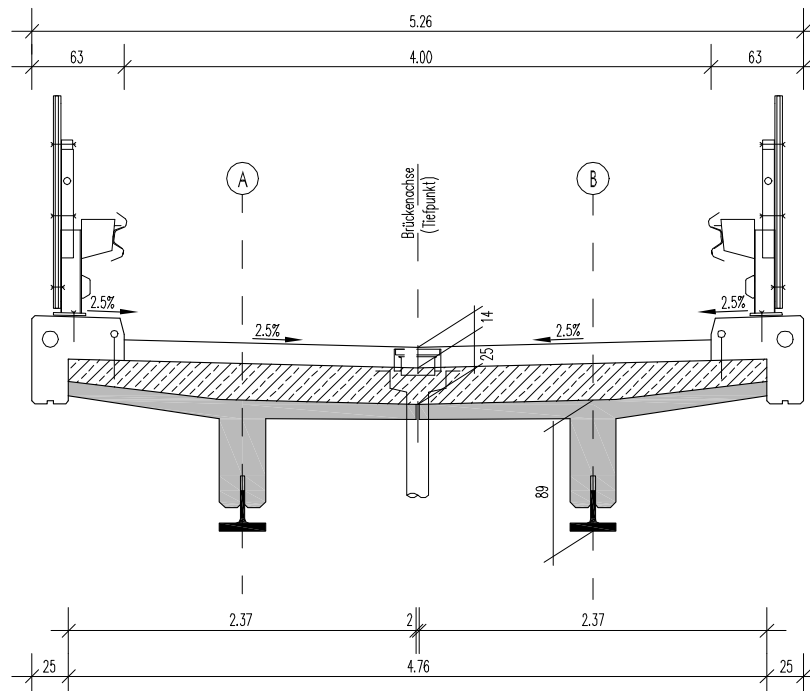


Abbildung 6: Querschnitt der Brücke in Vigaun (A) mit Betonsteg und untenliegendem Stahlträger

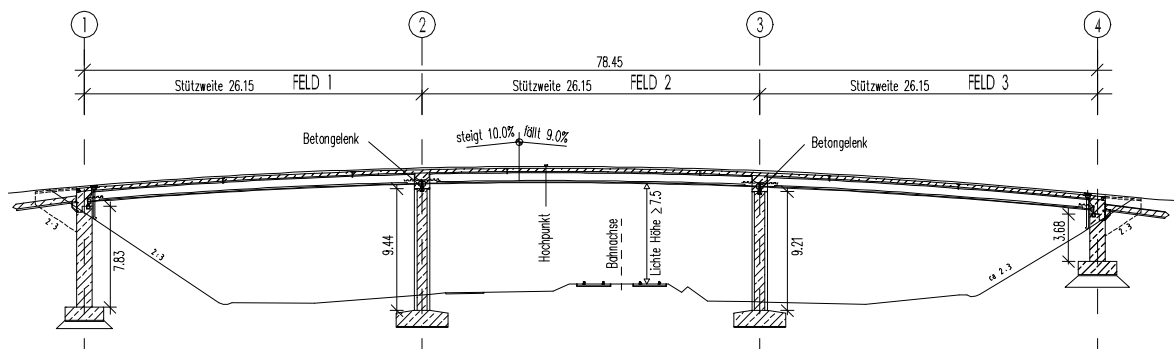


Abbildung 7: Längsschnitt der Brücke in Vigaun (A)



Abbildung 8: Untersicht der Brücke in Vigaun (A)

Bei VFT-WIB Trägern ist die Nachbehandlung des Betonfertigteils von zentraler Bedeutung. Wird der Beton bei kühlen Temperaturen eingebracht, der Stahlträger nicht ausreichend vor Auskühlen geschützt und der Beton nicht entsprechend nachbehandelt, kann es zur Rissbildung im Betonsteg durch das Abfließen der Hydratationswärme im Beton zum Stahlträger kommen. Die Risse bilden sich dann im Feldbereich und im unteren Teil des Betonsteges aus. Bei diesem Entwurf der Brücke Elbląg wurden daher die Stege der externen Bewehrung nach oben gezogen, um das Verlegegewicht des Trägers zu reduzieren und eine Rissbildung im Betonsteg zu vermeiden (Abb. 9). Bei diesem Entwurf ändert sich auch die Höhe des Stahlträgers und des Betonsteges über die Trägerlänge. Über der Stütze wird der Betonsteg bis auf den Untergurt gezogen, um Druckkräfte aus dem negativen Stützmoment im Betonsteg abtragen zu können (Abb. 10). Das Stahlprofil wirkt als externe Bewehrung. Zur Feldmitte hin wandert die Druckkraft in den Obergurt und der Trägersteg liegt in der Zugzone. Um die Zugspannungen im Steg aufzunehmen, wird der Stahlsteg im Feldbereich bis zum Fertigteilobergurt gezogen. So entsteht ein Träger, dessen Stahluntergurt parallel zum Obergurt verläuft, der Stahlsteg jedoch variabel ist. Bei großen Spannweiten mit entsprechenden Trägerhöhen ergibt sich der Vorteil, dass keine Zugspannungen im Beton entstehen und zu einem Rissbild führen. Zugleich verringert sich das Verlegegewicht der Träger erheblich. Der Einsatzbereich der Bauweise erweitert sich deutlich, da die verfügbaren Hebezeuge längere Träger verlegen können.

Werden die Stützweiten größer, ist der auflagernahe Bereich mit einer Voute zu versehen. Diese lässt sich einfach realisieren, indem der Bereich des niedrigen Stahlsteges mit einem Bogen überhöht wird.

Das Konstruktionsprinzip der Straßenüberführung bei Elbląg entwickelt das Prinzip der externen Bewehrung weiter [6]. Durch eine geschickte Schnittführung bei der Herstellung der Trägerhälften können aus einem Walzträger zwei Trägerhälften erzeugt werden, ohne

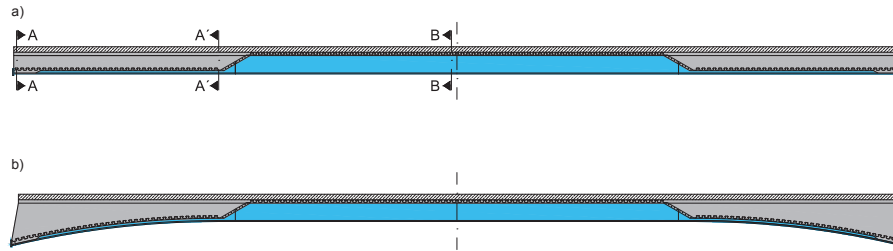


Abbildung 9: Fertigteilträger der Brücke Elblag a) mit konstanter Höhe oder b) zur Stütze hin gevoutet.

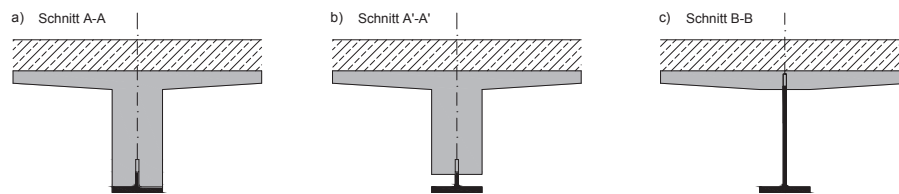


Abbildung 10: Querschnitt der Fertigteilträger der Brücke Elblag a) an der Stütze, b) im Viertelpunkt der Stützweite und c) in Feldmitte.

dass es zu Verschnitt im Stahl kommt (Abb. 11). Daher wurde bei der Brücke in Elblag die externe Bewehrung nur im Stützbereich ganz unten angeordnet und mit einem hohen Betonsteg angeschlossen. Im Stützbereich ist der Betonsteg unter Druck und es treten keine Zugspannungen im Beton auf. Im Feldbereich wird der Stahlträgersteg nach oben gezogen, um die Zugspannungen im Stahl aufnehmen zu können und damit eine Rissbildung zu vermeiden. Neben der verbesserten Dauerhaftigkeit wird der Fertigteilträger leichter und ist auf der Baustelle einfacher zu verlegen.

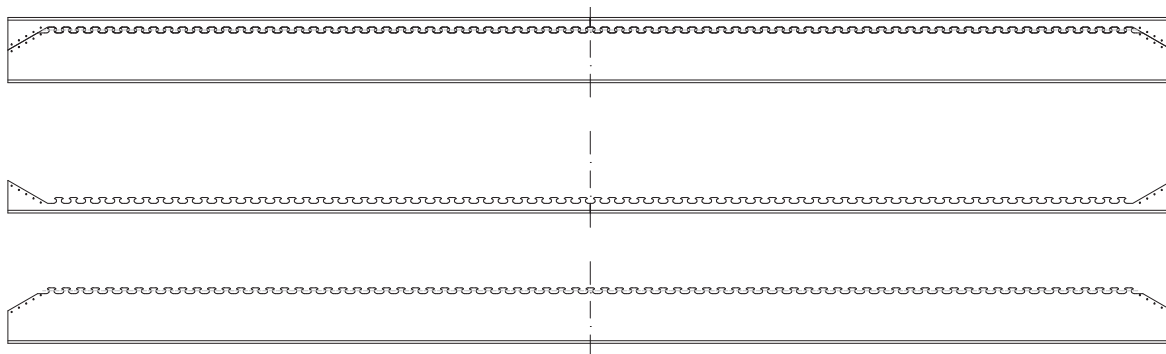


Abbildung 11: Schnittführung im Stahlträger mit Klothoiden- (CL-) Geometrie der Verbunddübelleiste

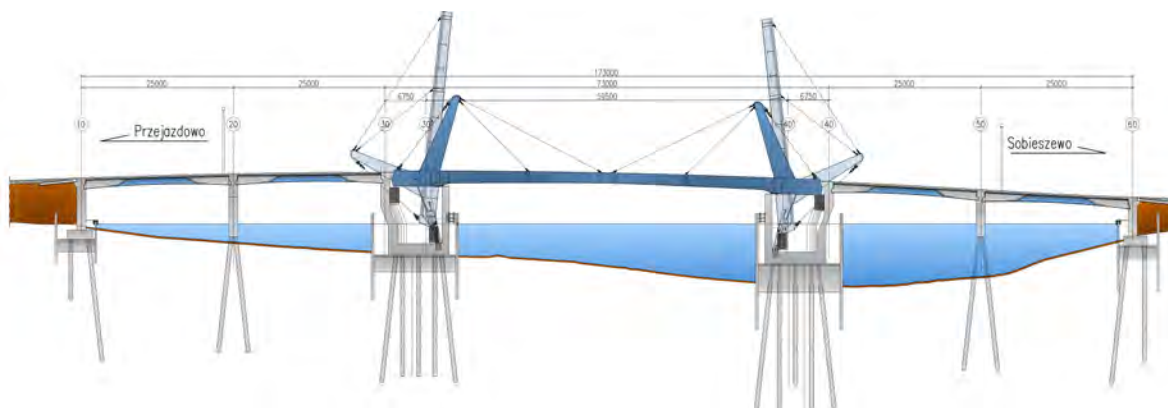


Abbildung 12: Längsschnitt der Klappbrücke über die Martwa Wisła nach Sobieszewo

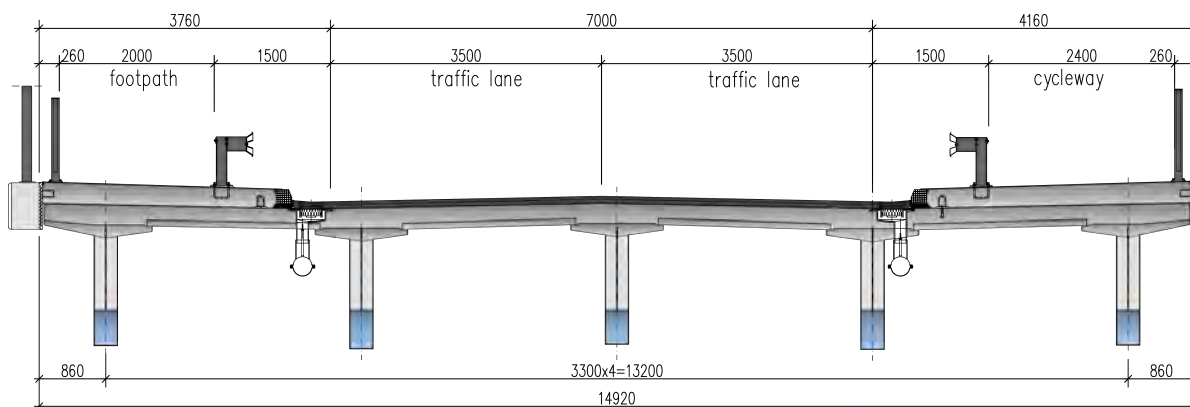


Abbildung 13: Querschnitt der Klappbrücke

2.4 Klappbrücke nach Sobieszewo bei Danzig

System	2x 2-Feldträger / Klappbrücke	
Stützweiten	$2 \times 25,00 + 73,00 + 2 \times 25,00 =$	173,00m
Konstruktionshöhe	Randfelder	1,50-1,80m
Gesamtbreite	Überbau	14,40m
	Gehwege	2,00/2,40m
Bauherr	Stadt Danzig	
Planung	Europrojekt Gdansk, Danzig	
Ausführung	Metrostav a.s. / Vistal Gdynia S.A.	
Baujahr	2018	

Tabelle 3: Bauwerksdaten Klappbrücke über die Tote Weichsel nach Sobieszewo bei Danzig

In der Entwicklung der Querschnitte bei der Brücke Elbląg wurde das Verfahren weiter verbessert [7]. Dem Stahl wird bei der Klappbrücke nach Sobieszewo nur noch die

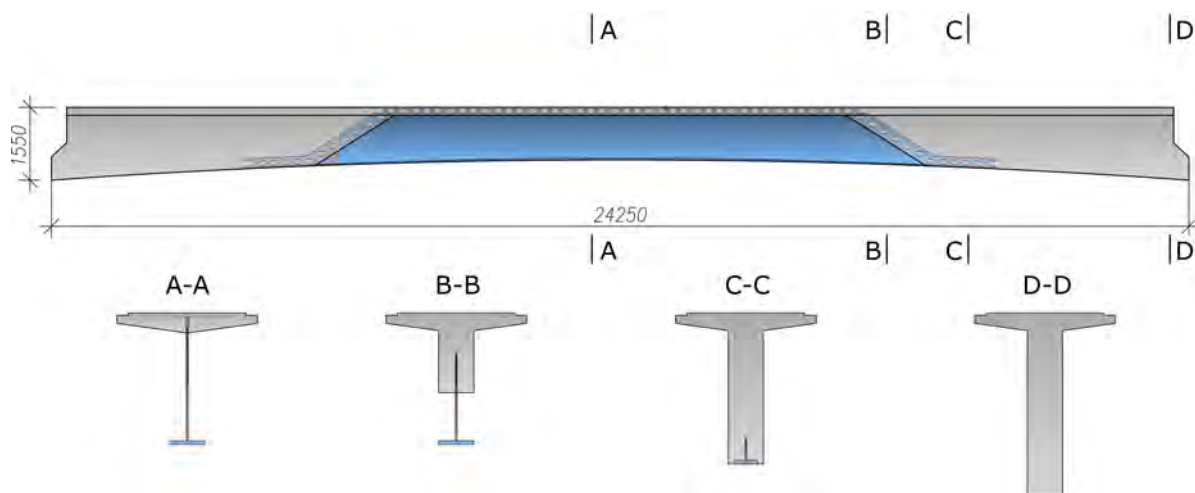


Abbildung 14: VFT-WIB-Träger der Klappbrücke Sobieszewo

Zugbeanspruchung zugewiesen (Abb. 14, Schnitt A-A), Druckbeanspruchungen werden über den Beton aufgenommen (Abb. 14, Schnitt D-D).

Zur Halbinsel Sobieszewo führte lange Zeit eine bewegliche Pontonbrücke über die Martwa Wisła (dt. Tote Weichsel). Die neue Klappbrücke ersetzt die bestehende Pontonbrücke. Sie ist 173,00 m lang und geht über 5 Felder. Die Schifffahrtsöffnung wird mit $59,50 + 2 \times 6,75$ m überspannt. Je Seite spannen zwei Randfelder mit 25,00 m Stützweite. Die Randfelder werden als Fertigteilbauweise in Verbund ausgeführt. Dabei werden die Träger nicht in voller Breite hergestellt. Die Innenträger haben eine Obergurttiefe von 1,20 m, die Randträger eine Breite von 1,40 m. Die freien Bereiche zwischen den Fertigteilträgern werden durch Fertigteilplatten mit Abmessungen von $2,24 \times 1,12$ m abgedeckt.

Die VFT-WIB-Träger in den Randfeldern sind so ausgebildet, dass die Stahlträger nur im positiven Momentenbereich der Brücken angeordnet werden (Abb. 12). Im Stützbereich und zu den monolithisch eingespannten Widerlagern hin geht der Verbundquerschnitt in einen reinen Stahlbetonquerschnitt über (Abb. 14, Schnitt A-A bis D-D). Die Verbunddübel am oberen Stegende in Feldmitte stellen den Verbund mit dem Fertigteil her. Zum Trägerende werden geschlossene Verbunddübel angeordnet und mit Schubbügeln zurückgehängt, um abhebende Kräfte aus dem vertikalen Schub ebenfalls abtragen zu können.

3 Eisenbahnbrücken

Die erste Brücke für die Eisenbahn mit Verbunddübeln wurde im Jahr 2010 in Polen gebaut [8]. Der Querschnitt ist in Abb. 41d dargestellt. Die Brücke führt über den Fluss Łososina und war das erste Bauwerk, das mit dem allgemeinen Ansatz für Verbundquerschnitte nach [9] bemessen wurde.

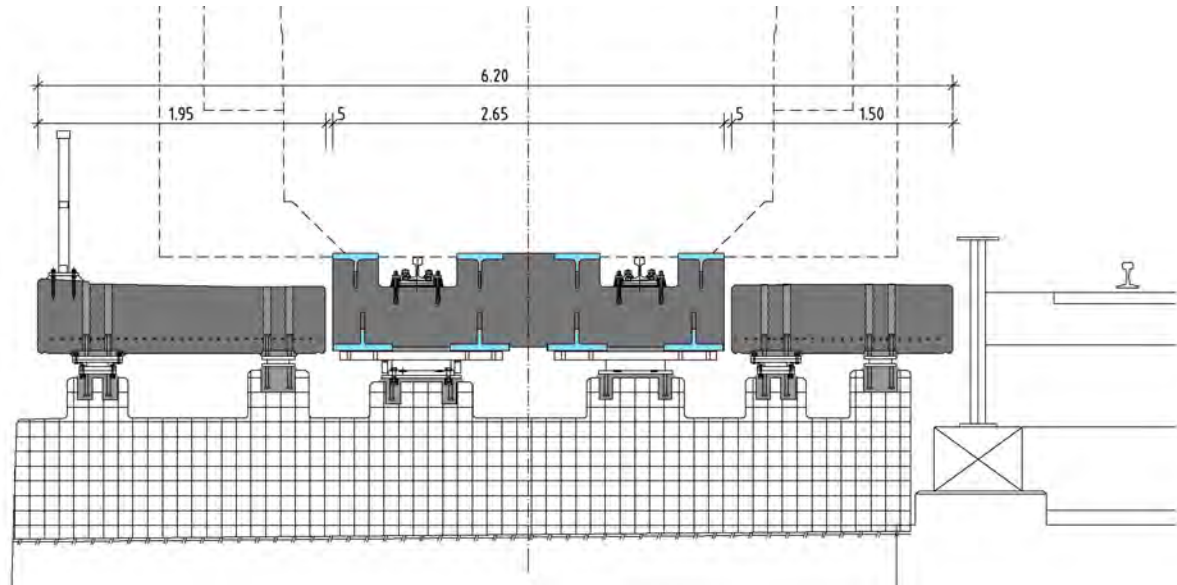


Abbildung 15: Querschnitt VFT-Rail Brücke

3.1 Direkt befahrene Fertigteilbrücken mit externer Bewehrung (VFT-Rail)

Das Konstruktionsprinzip der externen Bewehrung ist Grundlage für den VFT-Rail-Träger. Dabei handelt es sich um eine außenliegende Stahllamelle, die über eine Verbunddübelleiste mit dem Betonträger schubfest verbunden ist. Da für die Stahllamelle keine Betondeckung erforderlich ist, ergibt sich ein größerer Hebelarm der externen Bewehrung gegenüber anderen Bauarten. In der Regel wird die externe Bewehrung bei schlanken Tragwerken auf der Unterseite angeordnet, die im Feldbereich auf Zug beansprucht wird. Der Überbau besteht aus einem Stahlbetonträger, an dem vier unten liegende Träger angeordnet sind (Abb. 15). Neben den Schienenkanälen wird an der Oberseite jeweils eine externe Bewehrung als Druckbewehrung angeordnet [10]. Für die Form der Verbunddübelleiste wird die ermüdungsgerechte Schnittform MCL 250/115 [8] verwendet, die durch ihre Geometrie möglichst geringe Erhöhungen in der Strukturspannung erzeugt und gleichzeitig ein duktileres Tragverhalten an den Tag legt. Als günstige Geometrie erwies sich dabei ein Schnitt unter Anwendung von Korbbögen, die einen sehr weichen Übergang vom Dübelgrund hin zum Dübelkopf ermöglicht.

Die Schienen werden über Schienenstützpunkte fixiert, die direkt im Betonkanal aufgelagert werden. Die Begleitwege werden als separate Träger in Spannbetonbauweise ausgeführt. Der Spannweitenbereich liegt zwischen 10m und 20m [11]. Durch den breiten Schienenkanal sind Gleisradien bis 300m möglich (Abb. 17).



Abbildung 16: Herstellung in gedrehter Lage



Abbildung 17: Fertiggestellte VFT-Rail-Brücke bei Langenbach/Obb. mit einem Gleisradius von 300m

3.2 Trogbrücke als integrale Brücke bei Spergau

System		Rahmen
Stützweite		13,00m
Konstruktionshöhe	Wangen	1,04m
	Fahrbahn	0,35-0,40m
Gesamtbreite	Überbau	5,20m
	Gehwege	je 0,80m
Bauherr		InfraLeuna GmbH
Planung		SSF Ingenieure GmbH
Ausführung		Grötz Bauuntern. GmbH
Prüfingenieur		Dr.-Ing. W. Streit
Baujahr		2012

Tabelle 4: Bauwerksdaten Brücke InfraLeuna

Trogbrücken werden bei Eisenbahnüberführungen dann erforderlich, wenn nur eine begrenzte effektive Konstruktionshöhe für den Überbau zur Verfügung steht. Dies ist in der Regel der Fall, wenn Überbauten mit direkt befahrenem Trägerrost durch einen Überbau mit durchlaufendem Schotterbett ersetzt werden. In Deutschland haben sich für diese Randbedingungen Dickblechbrücken aus Stahl mit durchlaufendem Schotterbett etabliert. Sind jedoch größere Spannweiten mit kleinem Endtangentialdrehwinkeln erforderlich, ist ein Überbau als Betontrog mit externer Bewehrung ideal, um die Einspannung in die Widerlager zu ermöglichen.

Die Brücke in Spergau bei Leuna bindet das Industriegebiet der InfraLeuna GmbH an. Dort wurde eine Rahmenbrücke mit Trogquerschnitt entworfen und realisiert [12]. Die Brücke setzt sich aus einem Betontrog mit externer Bewehrung in Längsrichtung und in Querrichtung zusammen. In den Trogwangen sind oben und unten halbierte Walzträger mit Verbunddübeln angeordnet. Die oberen Träger werden bis zum Flügelende geführt, um die Zugkräfte aus der Einspannung in die Widerlager einzuleiten. Die unteren Träger enden mit einer Druckplatte in der Mitte der Widerlagerwand (Abb. 19). Die Trogwangen wurden liegend als Fertigteil hergestellt und nach dem Erhärten aufgerichtet (Tab. 5a). Anschließend wurde die Fahrbahnplatte erstellt (Tab. 5b-d). Der komplette Überbau wurde eingehoben, mit den Unterbauten verbunden und in einer Wochenendsperrpause querverschoben.

Um die Fahrbahnplatte in ihre Konstruktionshöhe gedrungen zu halten, ist auch in Querrichtung externe Bewehrung im Abstand von 0,50m angeordnet. Die Zwischenräume sind mit Faserzementplatten abgedeckt, um auf eine Schalung verzichten zu können (Abb. 18). Die Querkraftübertragung dieser quer orientierten Walzprofile in die Trogwangen findet nicht über den Konstruktionsstahl, sondern über Bewehrung im Beton statt, um ein Verschweißen oder Verschrauben auf der Baustelle zu vermeiden. Um die Kräfte, die ausschälend auf die externe Bewehrung wirken, sicher aufnehmen zu können, wird im letzten Stahlzahn des Querträgers eine Bohrung vorgesehen. In dieser Bohrung wird ein

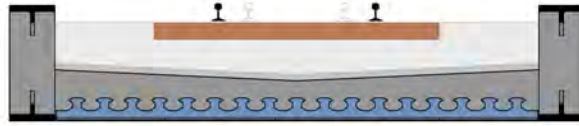


Abbildung 18: Querschnitt der Brücke InfraLeuna

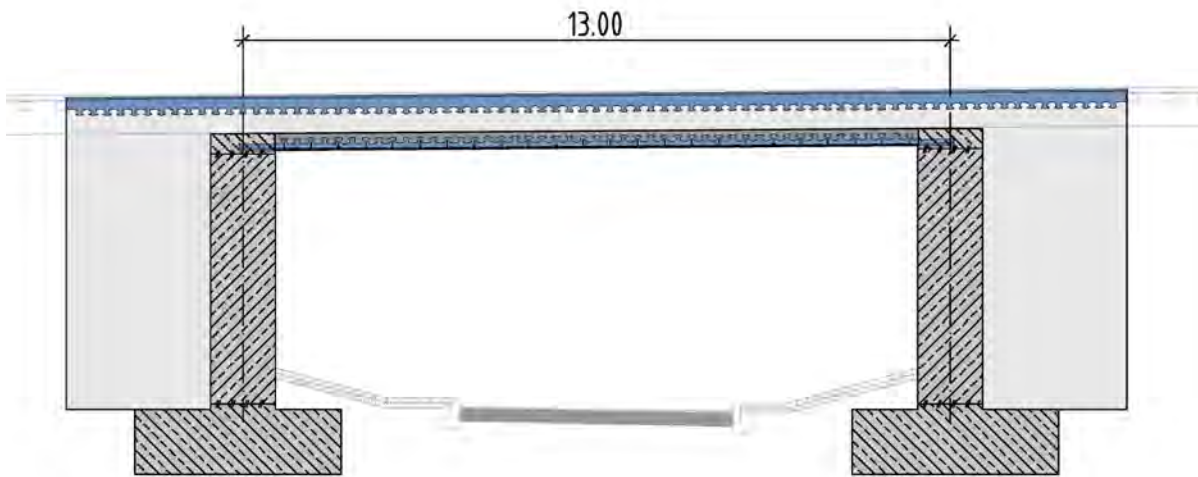


Abbildung 19: Längsschnitt der Brücke InfraLeuna

Bewehrungsbügel angeordnet, der die ausschälenden Kräfte senkrecht zur Dübelleiste aufnimmt.

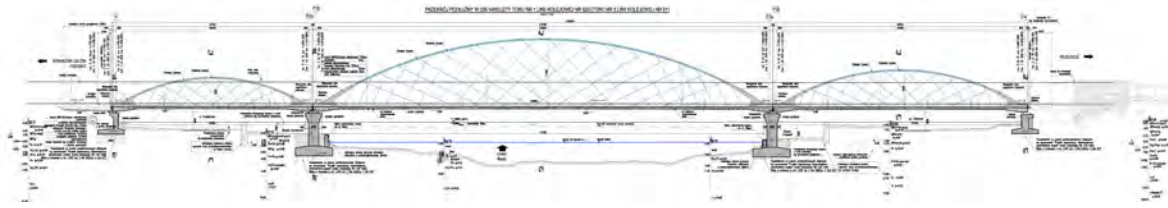


Abbildung 20: Längsschnitt der Bogenbrücken über die Weichsel in Kraków





 <p>a) Herstellung der Trogwange</p>	 <p>b) Vorbetonierte Trogwange mit Querträgern und Faserzementplatten</p>
 <p>c) Fahrbahnplatte mit Querträgern</p>	 <p>d) Bewehrung der Fahrbahn</p>

Tabelle 5: Herstellungsschritte der Brücke InfraLeuna



Abbildung 23: Verankerung der Hänger im Fahrbahndeck mit Verbunddübelleisten

3.3 Bogenbrücken über die Weichsel in Krakau

System	Einfeldträger als Netzwerkbogen		
Stützweiten	49,50+116,00+63,50m		
Konstruktionshöhe Fahrbahn	eingleisig	0,45-0,75m	
	zweigleisig	0,65-1,20m	
Gesamtbreite	Überbauten	7,10+13,06+7,10m	
	Gehwege	6x0,85m	
Bauherr	Polskie Linie Kolejowe S.A.(PKP)		
Planung	RS Projekt		
Ausführung	Strabag Sp. z o.o.		
Baujahr	2020-2022		

Tabelle 6: Bauwerksdaten der Bogenbrücken über die Weichsel in Krakau

Derzeit werden in Krakau (Polen) im Zuge der Bahnstrecke E 30 auf den Abschnitt Kraków Główny und Kraków Zabłocie mehrere Brückenzüge über die Weichsel gebaut. Nach der Fertigstellung wird die Kreuzung aus drei Brückenzügen bestehen, über die vier Gleise und ein Fuß- und Radweg verlaufen werden. Derzeit ist die Ostbrücke fertiggestellt und die mittleren Brücken befinden sich im Bau. Jeder Brückenzug besteht aus drei Netzwerkbogenbrücken mit Spannweiten von 49,50m+116,00m+63,50m (Abb. 20). Die Besonderheit der Bogenbrücken besteht darin, dass die Bögen selbst aus gewalzten Profilen bestehen, die über Verbunddübel in die vorgespannte Fahrbahnplatte einbinden [13]. Die Fahrbahnplatten der Brücken sind in Längsrichtung vorgespannt. Der innere Brückenzug spannt in Querrichtung über 13,00m und wird auch in Querrichtung vorgespannt (Abb. 21). Die äußeren Brücken sind in Querrichtung schlaff bewehrt.

Der Stabbogen besteht aus einem liegenden Walzträger HD 400, der über Kaltumformung seine Bogengeometrie erhält [14]. Zu den Bogenfußpunkten geht der Stahlträger in die Betonplatte über. Um den Bogenschub zu übertragen, wird der Walzträgersteg mittig getrennt und mit Verbunddübeln versehen. Dabei weitet sich der Querschnitt auf und der Bereich zwischen den Stahlflanschen mit den Verbunddübel wird bewehrt und ausbetoniert. So werden die Schubkräfte kontinuierlich in den Beton übertragen. Zusätzlich werden am Ende des Stahlbogens Endplatten für die Verankerung der Längsvorspannung angeordnet, um den Bogenschub direkt in die Längsvorspannung abzuleiten (Abb. 22).

Die Netzhänger, bestehend aus Macalloy Systemhänger mit einem Durchmesser von 72 bis 97mm, werden im Fahrbahndeck über Laschen mit Verbunddübeln verankert (Abb. 23).

4 VFT-WIB-Brücken in Rumänien

In Rumänien besteht ein hoher Bedarf an neuer Infrastruktur in Form von neuen Autobahnen und Bahnstrecken, die ertüchtigt oder erneuert werden. Generell werden in

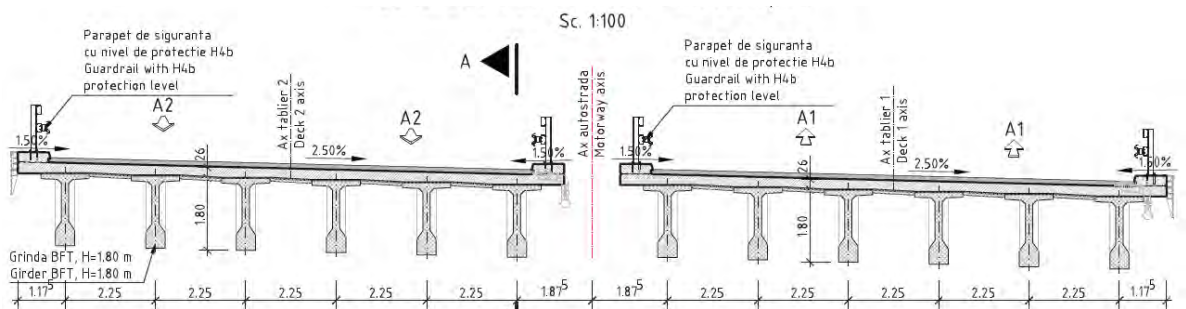


Abbildung 24: Typischer Querschnitt Spannbetonbrücke mit Fertigteilen für eine Autobahn in Rumänien

Rumänien Standardlösungen für Überführungen entworfen. Im Spannbett vorgespannte Betonfertigteilträger stellen dabei bis 38m Länge die wirtschaftlichste Lösung für Brückenbauwerke dar. Bei größeren Längen werden Stahlverbundlösungen interessant, da die Kosten für Transport und Montage der Träger in Rumänien einen wesentlichen Kostenfaktor darstellen. Im Bereich der Straßen haben sich Verbundfertigteilträger mit externer Bewehrung durchgesetzt. Dabei werden je nach Stützweite unterschiedliche Herstellverfahren verwendet. Grundsätzlich wird für die Produktion der Fertigteile eine Systemschalung verwendet, die auf die Herstellung von Spannbetonträgern im Spannbett ausgelegt ist. Die Spannbetonträger werden mit einer Flanschbreite von 0,80m hergestellt, aber mit einem Abstand von 2,25m verlegt. Als verlorene Schalung zwischen den Trägern werden Stahlbetonhalb fertigteile eingebaut. Abb. 24 zeigt den Querschnitt einer typischen, sehr wirtschaftlichen Spannbetonbrücke mit Fertigteilen.

4.1 Erste VFT-Brücken mit Verbunddübeln

System	Rahmen
Stützweite	39,00m
Konstruktionshöhe	1,65-1,95m
Breite zwischen den Geländern	11,40m
Fahrbahnbreite	8,00m
Kreuzungswinkel	79,0gon
Baujahr	2014

Tabelle 7: Bauwerksdaten Brücke P11

Das Bauwerk P11 ist im „Design and Built“ Verfahren entworfen und gebaut worden. Der Abschnitt im Zuge der Autobahn Orăştie-Sibiu liegt nördlich der Südkapaten im siebenbürgischen Becken. Es überführt eine Kreisstraße über die Autobahn mit einer Spannweite von 39,00m bei einem Kreuzungswinkel von 79gon (Abb. 27).

Die Brücke wird als Rahmen mit Verbundfertigteilträgern ausgeführt, wobei die Träger zu den Widerlagern hin leicht gevoutet sind. Auf einen Stahlträgerobergurt wird in die-

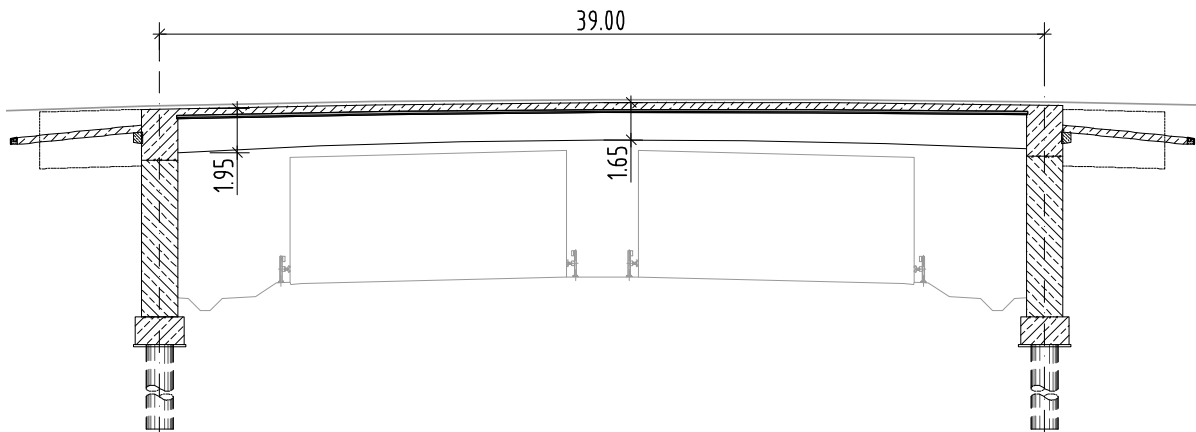


Abbildung 26: Längsschnitt der Brücke P11

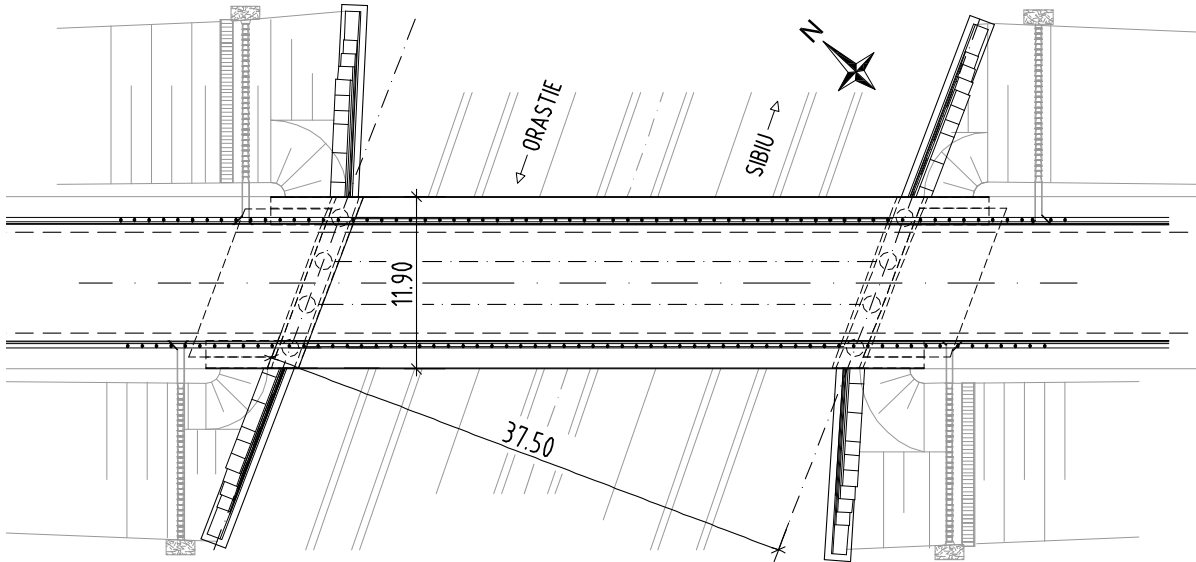


Abbildung 27: Grundriss der Brücke P11



Abbildung 31: Verlegten der vorgespannten VFT-WIB-Träger

4.3 Brücken mittlerer Stützweite

Gehen die Trägerlängen über 38m hinaus, wird ein Stoß im Verbundfertigteil auf der Baustelle notwendig. Dieser Stoß wurde wirtschaftlich ausgelegt und standardisiert. Der Stoß des Verbundträgers wird in Feldmitte angeordnet. Dort sind die Querkräfte gering. Um den Aufwand zum Einbau der Bewehrung und das Betonvolumen gering zu halten, wird ein Teil des Betonstegs dreiecksförmig ausgespart (vgl. Abb. 32). Es stellt sich statisch ein Druckbogen ein, der die Schubkräfte über die Verbunddübelleisten in den Stahlträgeruntergurt abgibt.

Die Träger werden vom Stahlbaubetrieb in zwei Hälften angeliefert und bewehrt, bevor sie in die Systemschalung eingehoben werden (Abb. 33+34). Ist nach dem Betonieren die erforderliche Betonfestigkeit erreicht, werden die Verbundträgerhälften auf die Baustelle transportiert und paarweise gegenübergelegt. Der Stahlträgeruntergurt und der Stahlsteg werden vor Ort verschweißt. Der obere Bogen wird als Stahlblech ergänzt. Er besitzt aber keine statische Funktion.

Die Schweißstöße werden korrosionsbeschichtet. Bewehrung wird im Stoßbereich ergänzt. In Abb. 36 wird deutlich, dass der Bewehrungsgrad vergleichsweise gering ist, da der Stoß in Feldmitte und damit im Druckbereich des Plattenbalkens angeordnet ist. Das Betonvolumen für den Verguss beträgt ca. 200l und kann in einem Zwangsmischer vor Ort hergestellt und eingebaut werden (Abb. 37).

In Abb. 38+39 ist gut zu sehen, dass diese Trägerart mit mittiger Öffnung eine neue Charakteristik in ihrem Erscheinungsbild aufweist. Für den Betrachter ist der Kraftfluss nachvollziehbar, indem die Öffnung im Steg in Feldmitte sehr gut Momente übertragen kann und kleine Querkräfte aus Radlasten über die Bogenwirkung in die Zuggurte abgeleitet werden.

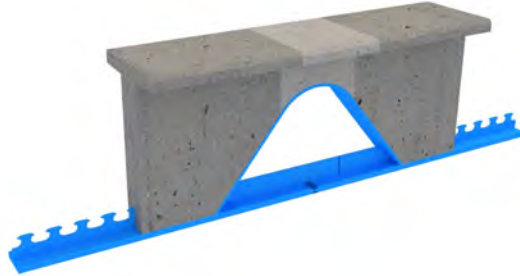


Abbildung 32: 3D-Darstellung des Baustellenstoßes eines vorgespannten VFT-WIB-Trägers

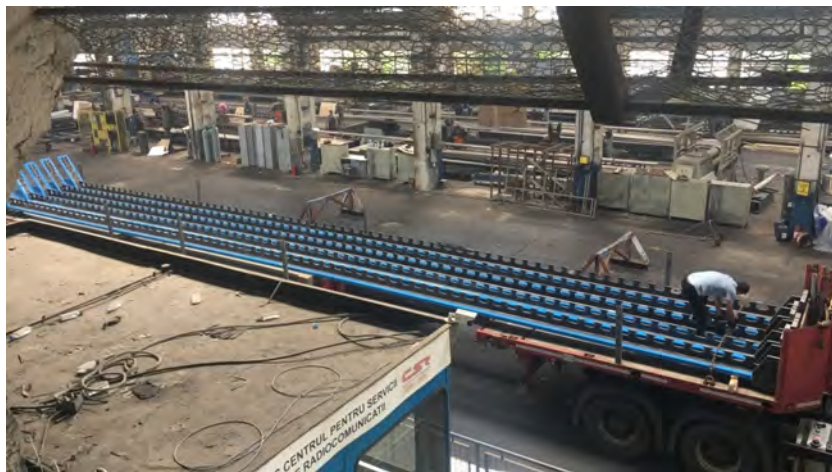


Abbildung 33: Hälften der Stahlträger im Fertigteilwerk



Abbildung 34: Bewehrte Stahlträgerhälfte vor dem Einheben in die Systemschalung



Abbildung 35: Trägerhälfte des Verbundfertigteils auf der Baustelle



Abbildung 36: Vorbereiteter Trägerstoß



Abbildung 37: Betonieren des Trägerstoßes



Abbildung 38: Verlegte Träger (Ü-Bauwerk)



Abbildung 39: Verlegte Träger (A-Bauwerk)

5 Allgemeiner Ansatz zur Schubbemessung von Verbundquerschnitten

Der Forschungsergebnisse werden auf der Grundlage der Bauartzulassung von Verbunddübelleisten [15] aufbereitet, um eine „Technical Specification“ (CEN-TS) für den Eurocode 4 [16] zu erarbeiten. Die Ergänzung in dieser CEN-TS gegenüber der Bauartzulassung ist die Einfluss des gerissenen Betons in der Zugzone auf die Tragfähigkeit der Verbunddübelleiste. Die Berücksichtigung dieses Effekts ist für die CEN-TS noch nicht abschließend festgelegt.

Eine weitere Neuerung ist die Behandlung der Schubübertragung in Querschnitten. Durch die Verbunddübelleiste werden neuartige Querschnittsformen möglich, indem der Schub zwischen Stahlträger und Betongurt nicht mehr durch einen mit Kopfbolzen versehenen Stahlobergurt übertragen werden muss. Durch die Leiste mit den Verbunddübeln kann der Schubverbund an nahezu beliebiger Stelle, sprich in beliebiger Höhe im Querschnitt, ausgebildet werden. Einen Überblick über mögliche Querschnittsformen gibt Abb. 40.

Die „klassischen“ Verbundquerschnitte (vgl. Abb. 40, 1+2) werden im elastischen Zustand aus Längsschub infolge Querkraft mit

$$V_l = \frac{V_z \cdot S_y}{J_y} \quad (1)$$

berechnet ([17],[18]). Nun stellt sich die Frage, ob auch die allgemeinen Verbundquerschnitte (Abb. 40, 3-10) mit Gl. 1 berechnet werden können. Unbekannt ist dabei das Verhältnis, wie sich die Querkraft V_z auf die Betonquerschnitt und auf den Stahlquerschnitt aufteilt und ob es neue, sichere und wünschenswerterweise auch wirtschaftlichere Ansätze gibt. Dieser Frage wird im Folgenden nachgegangen.

5.1 Aufteilung der Querkraft auf die Querschnittsteile des Verbundträgers

Grundsätzlich stellt sich die Frage, welcher „Partner“ im Verbundquerschnitt welchen Anteil der Querkraft im Träger übernimmt. Die Frage wird um so wichtiger, je geringer der Stahlanteil im Verbundquerschnitt wird.

Die unterschiedlichen Ansätze für die Abtragung der Querkräfte sind schematisch in Abb. 41 zusammengefasst.

Kommend vom reinen Stahlträger wird nach DIN EN 1993 die Querkraft dem Stahlsteg des Stahlträgers zugewiesen. DIN EN 1994 weist vereinfachend ebenfalls dem Stahlsteg die Aufgabe zu, die Querkraft abzutragen. Die Schubsteifigkeit des Betons wird dabei vernachlässigt (Abb. 41 b+c).

Bei Stahlbeton- und Spannbetonträgern wird in DIN EN 1992 der Schub dem Beton zusammen mit der Verbügelung bzw. zusammen mit den geneigten Spanngliedern zugewiesen. In Normalspannungsrichtung verlaufende Bewehrungslagen oder Spannglieder werden nicht mit ihrer Schubsteifigkeit angesetzt.

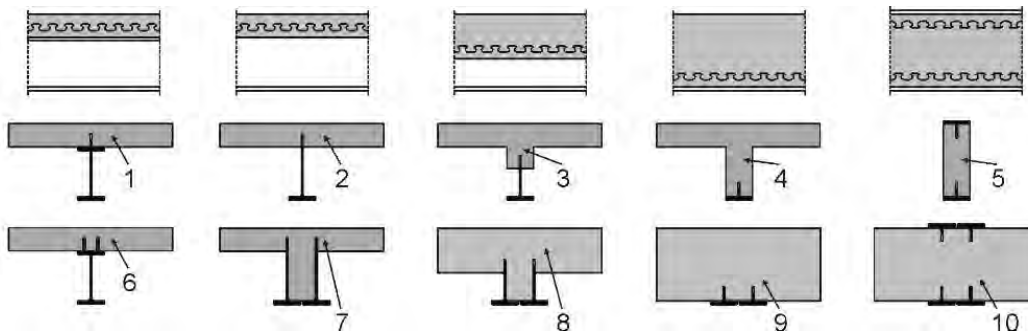


Abbildung 40: Anordnung der Stahlprofile im Querschnitt, die durch Verbunddübelleisten angeschlossen werden.

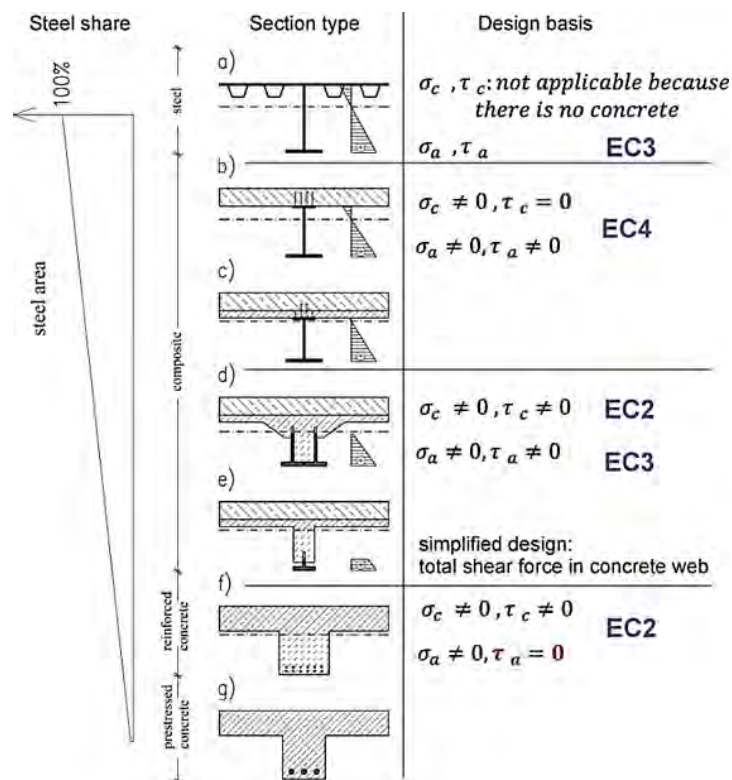


Abbildung 41: Schubabtrag in Verbundquerschnitten mit unterschiedlichem Stahlanteil

Bei den neuen, trägerartigen Querschnitten mit Verbunddübelleisten muss diese Herangehensweise aus dem Eurocode neu bewertet werden. Um Querschnitte mit ausgewogenem Anteil zwischen Steg- und Betonsteg sicher und wirtschaftlich zu bemessen, müssen Stahl- und Betonstege mit den jeweiligen Schubsteifigkeiten gemeinsam angesetzt werden. Bei Brücken mit „externer Bewehrung“ wie die Brücken in Vigaun und Kuchl (A) (vgl. Kap. 2.2), also einem an der Trägerunterseite angeordnetem T-Profil, spielt der Anteil des Stahlsteges noch eine untergeordnete Rolle (Abb. 41e)). Sind jedoch höhere Stahlstege von Vorteil (Abb. 41d), ist eine korrekte Bemessung für die Querkraft wesentlich. Beispiele für diese plattenbalkenartigen Querschnitts sind die Brücken bei Elbląg (Kap. 2.3).

Ein Ansatz für die Schubbemessung dieser neuartigen Querschnitte wird über den inneren Hebelarm des Trägers hergeleitet.

5.2 Analytische Herleitung der Schubzuweisung im Verbundquerschnitt

Die mathematische Herleitung (vgl. R.P. Johnson [19]) setzt voraus, dass die Verbundfuge starr ist. Ein Verbundquerschnitt des Typs d) aus Abb. 41 kann idealisiert in Form zweier Querschnittsteile A und B dargestellt werden, die in der Verbundfuge in den sich berührenden Bereichen gekoppelt werden, in Abb. 42 durch die gestrichelte Linie dargestellt. Durch die Verbindung in den sich berührenden Flächen A und B werden die abhebenden Kräfte gleich Null. Der Teil A kann hier als T-förmiger Stahlbetonquerschnitt mit der resultierenden Druckkraft $C = \textit{compression}$ und der Teil B als T-Stahlträger mit der resultierenden Zugkraft $T = \textit{tension}$ verstanden werden. Der gesamte Querschnitt nimmt die Querkraft V_z auf. Grundsätzlich wird die Querkraft über die Anteile der inneren Hebelarme aufgeteilt. So ergibt sich der Anteil der Querkraft des Teils A ($V_{z,A}$) auf:

$$V_{z,A} = \frac{z_t}{z} \cdot V_z \quad (2)$$

Es wird eine **Ordinate e** eingeführt, die als die **Höhenlage der Verbundfuge** verstanden werden kann und die nicht identisch mit der Nulllinie ist (Abb. 42c).

Abb. 42d stellt einen Ausschnitt mit der Länge δx des Querschnittsteils B und die Kräfte, die darauf einwirken, dar. Der Spannungsverlauf ist in der Nulllinie entsprechend Null. Die Änderung der Biegung erzeugt eine Änderung der Spannung σ um $(\frac{d\sigma}{dx} \cdot \delta x)$.

In Abb. 42(d) ist lediglich der Spannungsunterschied dargestellt. Aus der elastischen Biegetheorie ergibt sich für die Krümmung κ

$$\kappa = \frac{d\sigma/dx}{y} = \frac{dM/dx}{J_y} = \frac{V_z}{J_y} = E \cdot d\varphi/dx \quad (3)$$

\dot{C} sei die auf dx bezogene Kraft: $\dot{C} = dC/dx$. Die Änderung der Druckkraft im Querschnittsteil B oberhalb der Nulllinie ist dann

$$\dot{C} \cdot \delta x = \int_0^{h_c} (\dot{\sigma}_c \cdot \delta x) b_{sdy} \quad (4)$$

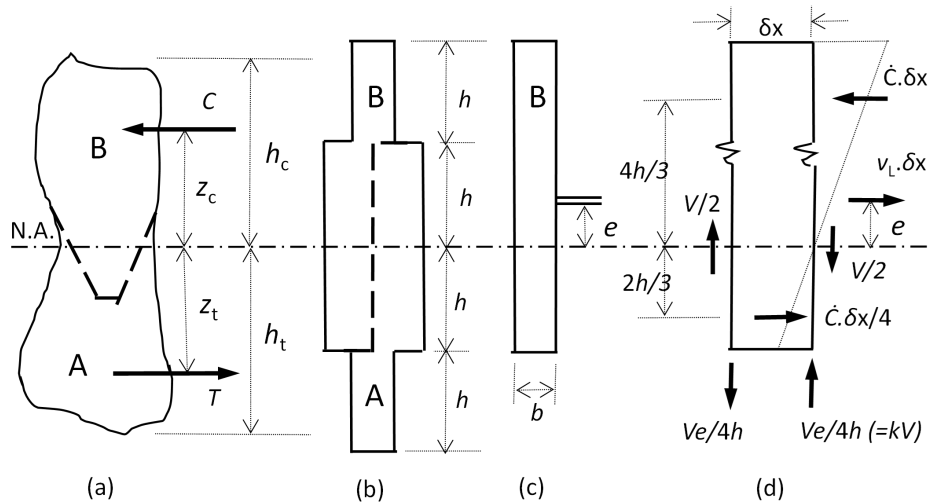


Abbildung 42: Idealisierter Querschnitt eines Verbundträgers mit den Querschnittsteilen A und B
 (a) beispielhafter Querschnitt
 (b) idealisierter Querschnitt
 (c) Querschnittsteil B mit exzentrischer Verbundfuge mit der Ausmitte e
 (d) Resultierende, die auf die Länge δx des Querschnittsteils B wirken
 N.A. = Nullinie (neutral axis)

wobei die Breite des Querschnittsteils B mit b_s definiert ist, folglich eine Funktion von y ist. Exemplarisch für den Teil B ist $b_s = b$ für alle Ordinaten y . Es ergibt sich aus Gl. (2) und (3)

$$\dot{C} \cdot \delta x = \frac{V_z b \cdot \delta x}{J_y} \int_0^{2h} y \cdot dy = \frac{V_z \cdot \delta x}{3h} \quad (5)$$

mit: $J_y = \frac{b \cdot h^3}{6}$ Flächenträgheitsmoment
 V_z Querkraft bezogen auf den Gesamtquerschnitt
 V_A, V_B Querkraft bezogen auf den Teilquerschnitt A oder B

Der Schubfluss am Element der Länge δx ergibt sich bezogen auf die Nulllinie des Gesamtquerschnitts zu

$$\dot{T} \cdot \delta x = \frac{V_z b \cdot \delta x}{J_y} \int_0^h y \cdot dy = \frac{V_z \cdot \delta x}{12h} = \dot{C} \cdot \delta x / 4 \quad (6)$$

Aus dem Gleichgewicht am Element ergibt sich der Schubfluss $\nu_L \cdot \delta x$ bezogen auf den Querschnittsteil B. Dieser ist vom Abstand von Nulllinie unabhängig.

$$\nu_L \cdot \delta x = \dot{C} \cdot \delta x - \dot{T} \cdot \delta x = \frac{V_z \cdot \delta x}{3h} \quad (7)$$

Aus Gründen der Symmetrie ergibt sich für $e = 0$ der Querkraftanteil $V_B = V_z/2$.

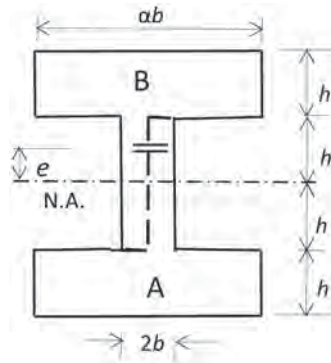


Abbildung 43: Bezeichnungen am I-Querschnitt eines Biegeträgers

Ist die Lage der Schubfuge nicht in der Nulllinie, also $e \neq 0$, dann kann eine Verringerung des Querkraftanteils im Teil B als k_V festgelegt werden. So wird die Änderung des Moments über die Länge δx des Teils B oberhalb der horizontalen Linie bei $y = 0$:

$$k_V = \nu_L \cdot e = \frac{V_z \cdot e}{4h} \quad (8)$$

Daraus folgt, dass der Querkraftanteil V_B des Teils B sich zu

$$V_B = \frac{V_z}{2} - \frac{V_z e}{4h} = \frac{V_z}{4} \cdot \left(2 - \frac{e}{h}\right) \quad (9)$$

ergibt. Eine Auswertung der geometrischen Parameter im Bereich der Höhe von $(2h - e)$ oberhalb der Schubfuge ergibt für das Verhältnis $\eta = \frac{e}{h}$ einen Anteil an der Querkraft für den

$$\text{oberen Teil: } V_{above} = \frac{V_z}{36}(16 - 12\eta + \eta^3)$$

$$\text{unteren Teil } V_{below} = \frac{V_z}{36}(16 - 3\eta - \eta^3)$$

Die größte Ausmitte der Schubfuge kann die Höhe $e = h$ erreichen, da eine Schubfuge im Obergurt nicht realitätsnah ist. Damit wird $k_V = V/4$ und der Querkraftanteil in Teil B halbiert. Entsprechend vergrößert sich der Schubanteil im Querschnittsteil A im Verhältnis zur Verringerung in Querschnittsteil B.

Die Betrachtung wird ebenfalls für einen Träger mit einer Streckenlast w , bezogen auf eine Einheitslänge, durchgeführt. Das Ergebnis entspricht für den Querschnitt der vorangegangenen Betrachtung. Der Schubfluss in der Verbundfuge ist proportional zur gesamten Querkraft, die auf den Querschnitt wirkt.

5.3 Schubabtrag am doppelt-symmetrischen I-Querschnitt

Abb. 43 zeigt die geometrischen Festlegungen der Flanschbreiten eines I-Querschnitts mit dem Parameter α . Für $\alpha = 1$ entspricht der Querschnitt Abb. 42(b). Damit kann

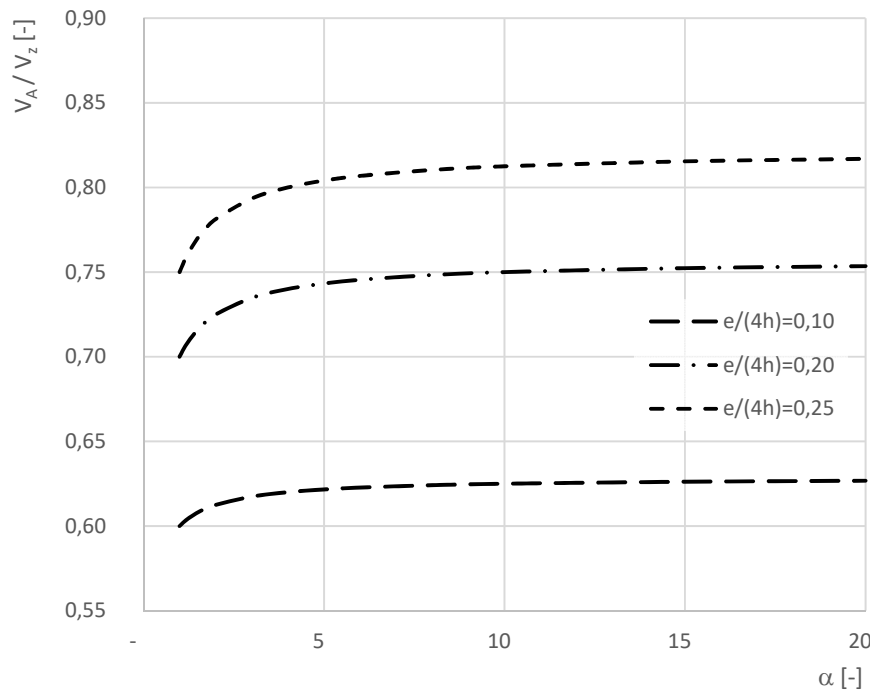


Abbildung 44: Auswertung der analytischen Lösung

der Zusammenhang für den Querkraftanteil der Teils A entsprechend ermittelt werden:

$$V_A = V_z \cdot \frac{bh^3}{3J_y} \left(2 + 7\alpha - \frac{18\alpha e}{4h} \right) \quad (10)$$

mit: $J_y = \frac{b \cdot h^3}{3} (4 + 14\alpha)$ (Flächenträgheitsmoment in Abhängigkeit von α)

Der Anteil des Querschnittsteils A im Verhältnis zur gesamten Querkraft wird in Abb. 44 für die folgenden Verhältnis $e/(4h)$ ausgewertet:

$e/(4h) = 0,10; 0,20; 0,25$.

Dabei ist $4h$ die Höhe des Querschnitts (vgl. Abb. 43). Wie zuvor angeführt, beläuft sich der Anteil für $e = h$ und $\alpha = 1$ auf 0,75. Für einen realistischen Querschnitt gelten die Abmessungen e von 0,1 der Gesamthöhe ($4h$), das dem Verhältnis $e/(4h) = 0,1$ entspricht, und einer Flanschbreite von $\alpha = 20$. Der Querkraftanteil der Teilfläche A erhöht sich auf 0,63.

Auf der Grundlage einer FEM-Analyse mit Shellelementen wurden die folgenden Ergebnisse und in Tab. 8 errechnet und der theoretische Ansatz nach JOHNSON bestätigt.

α	$e/(4h)$	e/h	$(V_A/V_z)_{FEM}$	$(V_A/V_z)_{theo}$	Anmerkung
1,00	0,10	0,40	0,601	0,600	keine Flansche
1,00	0,25	1,00	0,756	0,750	keine Flansche
20,00	0,10	0,40	0,622	0,627	breite Flansche
20,00	0,25	1,00	0,818	0,817	breite Flansche

Tabelle 8: Ergebnisse der Parameterstudie für Querschnitt aus Abb. 43 auf der Grundlage der FEM Berechnung im Vergleich zur analytischen Lösung

Das Verhältnis V_A/V_z ist für Werte $\alpha = 1-20$ in Abb. 44 aufgetragen für unterschiedliche Höhenlagen e der Verbundfuge.

5.4 Herleitung des inneren Hebelarms bei Verbundquerschnitten

Während bisher Verbundmittel wie die Perfobondleiste oder Kopfbolzendübel der reinen Schubübertragung dienten und meist in die Nähe der Schwerachse der Betonplatte angeordnet werden (vgl. Abb. 40 (1+2) und (6+7)), können Konstruktionen mit Verbunddübelleisten ähnlich einer schlaffen Bewehrung weiter entfernt von der Schwerachse des Betonbauteils angeordnet werden (vgl. Abb. 40 (3-5) bzw. (8-10)). Für die zuletzt genannten Querschnitte stellt sich die Frage, wie die Querkraft im Querschnitt aufgenommen wird [9].

5.4.1 Linearer Lösungsansatz

Der Lösungsansatz für den Schubabtrag im Querschnitt wird über den inneren Hebelarm der Resultierenden in [20] hergeleitet und im Folgenden zusammengefasst.

Anhand eines Rechteckquerschnitts (vgl. Abb. 45) wird der Zusammenhang zwischen dem Schubfluss und dem Hebelarm der inneren Kräfte hergeleitet. Die Resultierenden der Längsspannungen σ in einem Rechteckquerschnitt, der durch ein Moment belastet wird, sind bei jeweils $h/6$ angeordnet und ihr Abstand untereinander ist $(2/3)h$. Der Schubspannungsverlauf ist parabelförmig und hat sein Maximum bei $h/2$. Die Querkraft V_z im Querschnitt ist das Integral der Schubspannung τ über die Querschnittsfläche $V_z = \int \tau dA$. In der Nulllinie des Querschnitts tritt der größte Schubfluss $\nu_{L,max} = \tau_{max} \cdot b$ auf. Wird ein rechteckiger Schubspannungsblock mit τ_{max} unterstellt, wird die gesamte Querkraft V_z zwischen den Resultierenden „übertragen“.

Es wird deutlich, dass der Abstand des inneren Hebelarms der Spannungsergebnisse ein wesentlicher Parameter bei der Querkraftaufnahme im Querschnitt darstellt.

Aufbauend auf dem Rechteckquerschnitt kann dies für alle Querschnitte verallgemeinert werden (vgl. [20]). Der innere Hebelarm im Stahlquerschnitt im elastischen Spannungszustand kann aus dem Verlauf des Schubflusses $\nu_{xz} = \nu_L$ bestimmt werden. Aus der theoretischen Herleitung in [20] ergibt sich der innere Hebelarm für einen beliebigen Stahlquerschnitt zu

$$z = \frac{J_y}{S_{y,max}} \quad (11)$$

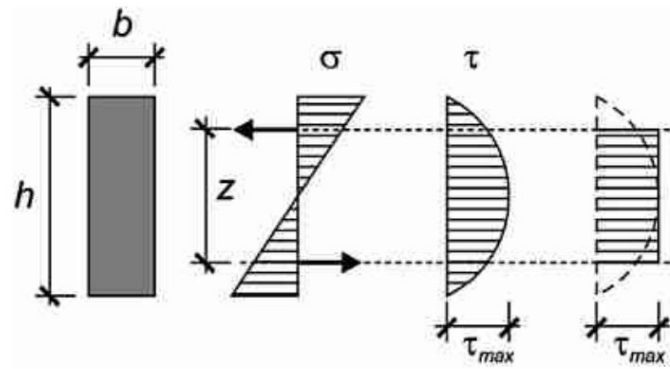


Abbildung 45: Innerer Hebelarm und Schubspannungsverlauf im Rechteckquerschnitt

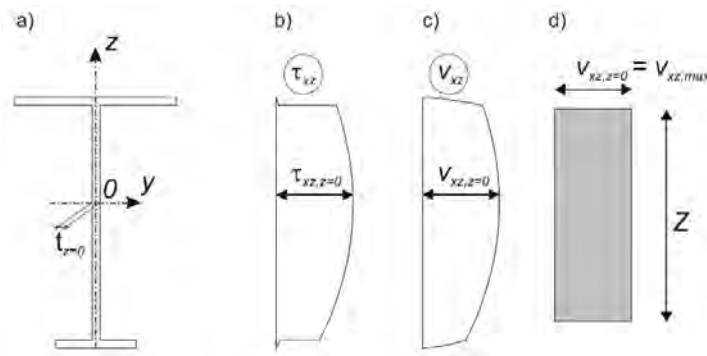


Abbildung 46: Exemplarisches Stahlprofil (a): Verlauf der b) Schubspannung, c) des Schubflusses, d) Schubflussblock zwischen den inneren Hebelarmen.

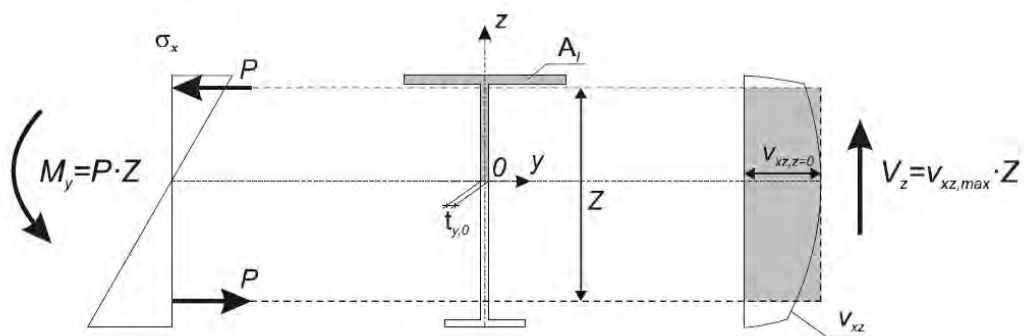


Abbildung 47: Veranschaulichung des inneren Hebelarms z beim Verlauf des Schubflusses und der Annahme des Schubflussblocks zwischen den Hebelarmen.

mit: J_y Flächenträgheitsmoment
 $S_{y,max}$ Statisches Moment der oberen/unteren Teilfläche zur Nulllinie

Gleichung (11) gilt auch für Verbundquerschnitte entsprechend, so dass mit den ideellen Flächenträgheitsmoment J_{yi} und dem maximalen statischen Moment bezogen auf die elastische Nulllinie des Verbundquerschnitts sich der innere Hebelarm z berechnen lässt.

5.4.2 Nicht-linearer Ansatz zur Schubbemessung des Stahlbetonstegs

Der nicht-lineare Ansatz unterstellt den Nachweis wie im Stahlbetonbau nach DIN EN 1992. Das Nachweisverfahren für Querkraft kann hier ebenfalls angewendet werden. In der Regel werden die Bügel im Betonsteg rechtwinklig angeordnet, so dass sich die Gleichung aus DIN EN 1992-1-1 (6.8) für eine Druckstrebenneigung von 45° für die Schubbügel ergibt zu

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) = \frac{A_{sw}}{e_x} \cdot z \cdot f_{ywd} \quad (12)$$

Der Nachweis der Betondruckstrebe wird nach DIN EN 1992-1-1 (6.9) berechnet:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{1}{2} \cdot \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \quad (13)$$

mit: θ Neigung der Betondruckstrebe, hier mit der Annahme $\theta = 45^\circ$
 A_{sw} Querschnittsfläche der Bügelbewehrung in einem Dübel
 $s = e_x$ Abstand der Stahlzähne (entspricht e_x nach [15])
 z siehe Erläuterungen unten
 f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze der Bügelbewehrung
 ν_1 Abminderungsbeiwert Betonfestigkeit bei Schubrisen
 $\nu_1 = 0,6$, wenn $f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$
 α_{cw} 1,0 für nicht vorgespannte Tragwerke
 b_w Breite des Betonsteges
 f_{cd} Bemessungswert der Betondruckfestigkeit des Steges

Es stehen nun zwei Möglichkeiten offen, den inneren Hebelarm z zu bestimmen.

1. Für Verbundquerschnitte mit der Begrenzung der Rissweite und unter der Annahme einer linearen Berechnung im ungerissenen Zustand (Zustand I), kann der Hebelarm nach Gl. (11) berechnet werden.
2. Wird ein Nachweis nicht-linear für die gerissenen Zustand II bei Begrenzung der austretenden Dehnungen geführt, kann der Hebelarm z gem. DIN EN 1992-1-1, Bild 6.5 bestimmt werden:

$$z = 0,9 \cdot d \quad (14)$$

Dabei ist d der Abstand von der Oberkante des Trägers zur Nulllinie des Stahlprofils z_{si} des ideellen Querschnitts.

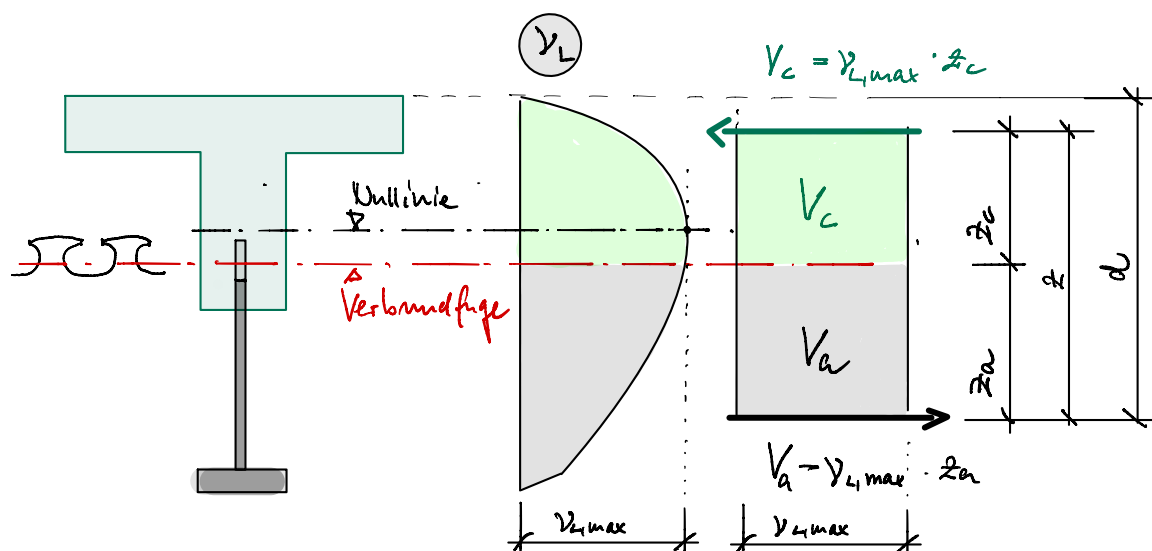


Abbildung 48: Vergleich des analytischen Ansatzes nach JOHNSON und des Ansatzes der inneren Hebelarme nach LORENC

5.5 Vergleich der beiden Bemessungsansätze

Die Bemessung mit dem analytischen Ansatz nach JOHNSON (Kap. 5.2) und dem Ansatz über die inneren Hebelarme nach LORENC (Kap. 5.4) sind an sich gleichwertig, jedoch ist der Informationsgehalt des Ergebnisses unterschiedlich wie Abb. 48 zeigt. Mit dem Ansatz nach Johnson ist bei einer beliebigen Lage der Schubfuge der vollständige Verlauf des Schubflusses einschließlich seines Maximums $\nu_{L,max}$ zu berechnen. Bei der Bemessung eines allgemeinen Verbundquerschnitts, wie dies bei einer Verbunddübelleiste im Steg der Fall ist, ist der Verlauf des Schubflusses in der Verbundfuge jedoch nicht von Bedeutung, weil die Schubträgfähigkeit des Betons nachgewiesen werden soll. Damit ist es ebenfalls nicht notwendig, die Querkraftanteile des Stahls und des Betons quantitativ zu ermitteln. Der Querschnitt kann als ganzes betrachtet werden und unabhängig von der Lage der Nulllinie bemessen werden. So wird nach dem Ansatz von LORENC der oben liegende Betonteil auf der sicheren Seite bemessen. Der Schubflussanteil im Stahlträger muss dem Grunde nach nicht mehr nachgewiesen werden, da beim Nachweis der stählernen Verbunddübelleiste dieser Nachweis implizit bereits geführt wird.

In Abb. 48 wird der Unterschied graphisch veranschaulicht. Mit dem Ansatz von JOHNSON kann der Schubfluss der einzelnen Anteile A und B respektive des Stahls und des Betons berechnet werden (Abb. 48, Mitte). Mit dem Ansatz von LORENC ist die explizite Berechnung der Anteile nicht möglich, da nicht der gesamte Hebelarm $z = z_a + z_c$ ermittelt wird (siehe Abb. 48, rechts). Im Ergebnis ist jedoch damit die Bemessung der Verbundfuge und des Betonsteges des Verbundquerschnitts möglich.

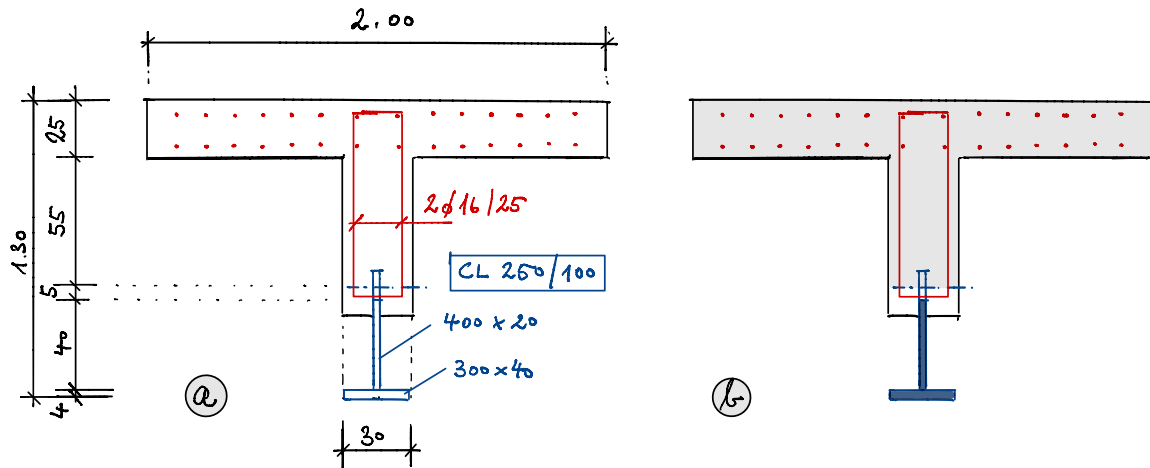


Abbildung 49: Querschnitt der Beispielrechnung: a) Abmessungen, b) statisch wirksame Querschnittsteile

5.6 Rechenbeispiel

Gegeben ist ein Querschnitt als Verbundquerschnitt mit einer 2,00m breiten und 0,25 dicken Betonplatte. Das T-förmige Stahlprofil (Flansch 300x40mm, Steg 400x20mm) bindet in einen 0,30m dicken Betonsteg ein. Die Verbunddübelleiste hat die Klothoidenform mit 100mm hohen Stahlzähnen, die einen Abstand von $e_x = 250\text{mm}$ haben (CL250/100).

Die Bewehrung im Verbunddübel wird mit zwei Schubhügeln $2\text{Ø}16$ im Abstand von 0,25m ausgeführt.

Materialgüten:

$$\text{Stahl S355: } E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Beton C40/50: } E_{cm} = 35.000 \text{ N/mm}^2$$

Der Stahlquerschnitt wird im Bereich der Verbunddübelleiste nicht angesetzt. Die Querschnittswerte des Verbundquerschnitts errechnen sich mit dem Verhältnis

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210.000}{35.000} = 6,0.$$

Der Querschnitt wird mit einer Querkraft $V_{z,Ed} = 1.500 \text{ kN}$ belastet.

Bei der Berechnung der Querschnittswerte für den gerissenen Zustand II wird die Zugtragfähigkeit des Betons unterhalb der elastischen Nulllinie nicht angesetzt. D.h. der Betonsteg unterhalb der Nulllinie wird nicht berücksichtigt ($E_{cm} = 0$).

Stahl:	$A_a =$	200	cm ²	Querschnittsfläche
	$z_s =$	119,2	cm	Abstand Nulllinie Stahl - OK Beton
Verbund:	$A_i =$	1.308	cm ²	ideelle Querschnittsfläche
	$J_{yi} =$	2.031.745	cm ⁴	ideelles Flächenträgheitsmoment
	$S_{yi,max} =$	20.835	cm ³	max. stat. Moment Verbundquerschnitts
	$S_{y,c} =$	16.230	cm ³	stat. Moment des Betons bezogen auf die Verbundfuge
	$z_{si} =$	37,1	cm	elast. Nulllinie von OK Beton
Bewehrung:	$A_{sw} =$	8,04	cm ²	2x Bügel Ø16 im Verbunddübel

Tabelle 9: Querschnittswerte im Zustand I (ungerissen)

Verbund:	$A_i =$	1.075	cm ²	ideelle Querschnittsfläche
	$J_{yi} =$	1.860.170	cm ⁴	ideelles Flächenträgheitsmoment
	$S_{yi,max} =$	17.240	cm ³	max. stat. Moment Verbundquerschnitts
	$S_{yi,c} =$	17.240	cm ³	stat. Moment des Betons bezogen auf die Verbundfuge
	$z_{si} =$	33,0	cm	elast. Nulllinie von OK Beton

Tabelle 10: Querschnittswerte im Zustand II (gerissen)

1. Nachweis im elastischen Zustand mit Gl. (1)

Der Längsschub in der Verbundfuge berechnet sich nach EC4 zu

$$V_{l,Rd} = \frac{V_{z,Ed} \cdot S_y}{J_{yi,c}} = \frac{1.500 \cdot 17.240}{1.860.170} = 13,51 \text{ kN/cm} = 1.351 \text{ kN/m}$$

Der Hebelarm für die Bemessung des Betonstegs wird mit der 0,9-fachen Höhe zwischen Oberkante Beton und der Mittellinie der Verbunddübeln ange setzt: $z = 0,9 \cdot (0,55 + 0,25) = 0,72m$.

Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{e_x} \cdot z \cdot f_{ywd} = \frac{8,04}{25} \cdot 72,0 \cdot \frac{50,0}{1,15} = 1.006,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \cdot \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} = \frac{1}{2} \cdot 30 \cdot 97,2 \cdot 0,6 \cdot 2,27 = 1.471,0 \text{ kN}$$

Die Bügelbewehrung mit einer Tragfähigkeit von **1.006,7kN** reicht nicht aus, um den Längsschub **1.351kN** aus der Querkraft $V_{z,Ed}$ aufzunehmen. Es ist rund 1/3 mehr Bewehrung einzulegen.

2. Nachweis im elastischen Zustand mit dem linearen Lösungsansatz

Berechnung des inneren Hebelarms mit Gl. (11)

$$z = \frac{J_y}{S_{y_i, \max}} = \frac{2.031.744}{20.835} = 97,5 \text{ cm}$$

Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{e_x} \cdot z \cdot f_{ywd} = \frac{8,04}{25} \cdot 97,2 \cdot \frac{50,0}{1,15} = 1.359,8 \text{ kN}$$
$$V_{Rd,\max} = \frac{1}{2} \cdot \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} = \frac{1}{2} \cdot 30 \cdot 97,2 \cdot 0,6 \cdot 2,27 = 1.985,8 \text{ kN}$$

Maßgebend ist der Tragfähigkeit der Schubbewehrung mit **1.359,8kN**. Der Nachweis für $V_{z,Ed} = 1.500 \text{ kN}$ ist nach erbracht. Es muss die 1,1-fache Bügelbewehrung eingelegt werden.

3. Nachweis mit dem nicht-linearen Ansatz (Grenzzustand der Tragfähigkeit)

Berechnung des inneren Hebelarms mit Gl. 14 und $d = z_s = 119,2 \text{ cm}$:

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 119,2 = 107,2 \text{ cm}$$

Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{e_x} \cdot z \cdot f_{ywd} = \frac{8,04}{25} \cdot 107,2 \cdot \frac{50,0}{1,15} = 1.499,7 \text{ kN}$$
$$V_{Rd,\max} = \frac{1}{2} \cdot \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} = \frac{1}{2} \cdot 30 \cdot 107,2 \cdot 0,6 \cdot 2,27 = 2.190,9 \text{ kN}$$

Maßgebend ist der Tragfähigkeit der Schubbewehrung mit **1.499,7kN**. Der Nachweis ist für $V_z=1.500 \text{ kN}$ nahezu erfüllt.

6 Zusammenfassung

Die Entwicklung neuartiger Querschnitte, bei denen die Verbunddübeln der Schubsicherung dient, findet sich in den Ländern Österreich, Polen, Rumänien und Deutschland in sehr unterschiedlichen Anwendungen wieder. Die Ausbildung und Bemessung der Konstruktion wird auf der Grundlage der „Allgemeinen Bauartzulassung“ für Verbunddübeln [15] geführt. Darüber hinaus werden eigene Ingenieurmodelle entwickelt, um den Kraftfluss und die Tragwirkung in der Verbundfuge zu beschreiben. Für die gemeinsame Entwicklung dieser Modelle sei Roger P. Johnson herzlich gedankt. Die CEN-TS ist derzeit in Bearbeitung und wird mit der Veröffentlichung der überarbeiteten Eurocodes den europäischen Partnern zu Verfügung stehen. Dies wird die Bauweise mit Verbunddübeln durch weitere, neuartige Querschnitte bereichern.

Literatur

- [1] Rennenkampff, E. v. “Weiterentwicklung der Brücken aus Stahlträgern in Beton zu Verbundträgerbrücken: An ausgeführten Brücken dargestellt”. In: *Bauingenieur* 39.5 (1964), S. 180–185. ISSN: 0005-6650.
- [2] Deutsches Institut für Bautechnik. *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-39: Kombi-Verdübelung*. 6.06.2000.
- [3] Institut für Bautechnik. *Zulassungsbescheid Z-26.1-23: Perfobond-Leiste*. 22.07.1991.
- [4] Schmitt, V., Seidl, G., Hever, M. und Zapfe, C. “Verbundbrücke Pöcking - Innovative VFT-Träger mit Betondübeln”. In: *Stahlbau* 73.6 (2004), S. 387–393. ISSN: 00389145. DOI: 10.1002/stab.200490108.
- [5] Seidl, G. und Braun, A. “VFT-WIB-Brücke bei Vigaun - Verbundbrücke mit externer Bewehrung”. In: *Stahlbau* 78.2 (2009), S. 86–93. ISSN: 00389145. DOI: 10.1002/stab.200910009.
- [6] Lorenc, W., Kolakowski, T., Hukowicz, A. und Seidl, G. “Verbundbrücke bei Elbląg: Weiterentwicklung der VFT-WIB- Bauweise”. In: *Stahlbau* 86.2 (2017), S. 167–174. ISSN: 00389145. DOI: 10.1002/stab.201710463.
- [7] Seidl, G. und Lorenc, W. “Innovative Konstruktionen im Verbundbrückenbau mit Verbunddübelleisten”. In: *Stahlbau* 87.6 (2018), S. 547–554. ISSN: 00389145. DOI: 10.1002/stab.201810617.
- [8] Lorenc, W. “Concrete failure of composite dowels under cyclic loading during full-scale tests of beams for the “Wiarna Rzeki” bridge”. In: *Engineering Structures* 209 (2020), S. 1–14. ISSN: 0141-0296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110199.
- [9] Lorenc, W. “Przenoszenie siły poprzecznej: a definicja konstrukcji zespolonej”. In: *Mosty* 6 (2011), S. 49.
- [10] Seidl, G., Mensinger, M., Koch, E. und Hugle, F. “Eisenbahnüberführung Simmerbach - Pilotprojekt in VFT-Rail-Bauweise mit externer Bewehrung”. In: *Stahlbau* 81.2 (2012), S. 100–107. ISSN: 00389145. DOI: 10.1002/stab.201201520.
- [11] Seidl, G. und Müller, J. “Massive Verbundbrücken für die Bahn”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106.2 (2011), S. 122–128. DOI: 10.1002/best.201000084.
- [12] Seidl, G., Stambuk, M., Lorenc, W., Kołakowski, T. und Petzek, E. “Wirtschaftliche Verbundbauweisen im Brückenbau - Bauweisen mit Verbunddübelleisten”. In: *Stahlbau* 82.7 (2013), S. 510–521. ISSN: 00389145. DOI: 10.1002/stab.201310072.
- [13] Sęk, R., Pilujski, B., Sobala D., Lorenc, W. und Kożuch, M. “Bridge over Vistula River in Cracow: The first railway network arch bridge using cold-bent HD sections and composite dowels”. In: *IABSE report Zurich* (2020), S. 454–462.
- [14] Kaczmarek, T., Galewski, T., Topolewicz, K., Sęk, R., Radziecki, A., Ochojski, W., Kożuch, M. und Lorenc, W. “Polish experience with network arch bridges using cold-bent HD sections”. In: *Steel Construction* 13.4 (2020), S. 271–279. ISSN: 18670520. DOI: 10.1002/stco.202000034.

- [15] Deutsches Institut für Bautechnik. *Allgemeine Bauartgenehmigung Z-26.4-56: Stahlverbundträger mit Verbunddübelleisten in Klothoiden- und Puzzleform*. 14.05.2018.
- [16] *DIN EN 1994-1-1:2010-12, Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009*. Berlin. DOI: 10.31030/1721447.
- [17] Berthelley, J., Lorenc, W., Mensinger, M., Rauscher, S. und Seidl, G. “Zum Tragverhalten von Verbunddübeln - Teil 1: Tragverhalten unter statischer Belastung”. In: *Stahlbau* 80.3 (2011), S. 172–184. ISSN: 00389145. DOI: 10.1002/stab.201101408.
- [18] Berthelley, J., Lorenc, W., Mensinger, M., Ndogmo, J. und Seidl, G. “Zum Tragverhalten von Verbunddübeln - Teil 2: Ermüdungsverhalten”. In: *Stahlbau* 80.4 (2011), S. 256–267. ISSN: 00389145. DOI: 10.1002/stab.201101418.
- [19] Johnson, R. P. “Vertical shear in hybrid composite cross-sections of beams”. In: *Wrocławskie Dni Mostowe 25-26.11.2021* (2021), S. 333–337.
- [20] Lorenc, W. “The model for a general composite section resulting from the introduction of composite dowels”. In: *Steel Construction* 10.2 (2017), S. 154–167. ISSN: 18670520. DOI: 10.1002/stco.201710019.