

In kühnem Schwung über den Inn – Brücke bei Neuötting mit außergewöhnlichen Parametern

Jürgen Weber
Uwe Heiland



Lage der Brücke bei Neuötting

1. Allgemeines

Die Bundesstraße 12 bindet als eine der bedeutendsten bayerischen Fernstraßenverbindungen das Chemiedreieck bei Simbach sowie das Bäderdreieck zwischen Inn und Rott an das überregionale Straßennetz und an München an. Um schwerwiegende Sicherheits- und Qualitätseinbußen für den Verkehr sowie große Zeitverluste durch ständige Staus zukünftig zu vermeiden, ist der Ausbau der Bundesautobahn A 94 München–Pocking, unumgänglich. Er wurde daher 1993 durch den Deutschen Bundestag im Bedarfsplan für die Bundesfernstraßen in den »Vordringlichen Bedarf« aufgenommen. Im rund 8 km langen Bereich zwischen Winhöring und Alzern liegt die Innbrücke Neuötting.

Im Brückenbereich beschreibt die Trasse in Richtung Osten einen Rechtsbogen mit einem Radius von 1.200 m. Dabei kreuzt die Brückenachse den Fluss unter einem Winkel von 56 gon. Die Gradienten verläuft in einer Höhe von 8–11 m über dem Auwaldgelände mit einer durchgehenden Kuppenausrundung von $h = 30.000$ m. Am westlichen Widerlager steigt die Gradienten mit 1,2 % und erreicht ihren Scheitel hinter der Brückenmitte. Danach fällt sie zum östlichen Widerlager mit 0,7 %. Entsprechend der Rechtskrümmung ergibt sich im Brückenbereich ein Sägezahnquerschnitt mit einem konstanten Quergefälle von 4 % für jede Fahrbahn. Um bei späteren Erhaltungsmaßnahmen eine 4+0-Verkehrsführung einrichten zu können, beträgt die Verkehrsraumbreite zwischen den Hochborden je-

weils 11,50 m. Mit einem 3 m breiten Mittelstreifen auf der Brücke und 2 m breiten Außenkappen ergeben sich damit zwei symmetrische Fahrbahnquerschnitte von jeweils 15 m Breite. Die Tragfähigkeit der Innbrücke ist für die Brückenklasse 60/30 nach DIN 1072 ausgelegt.

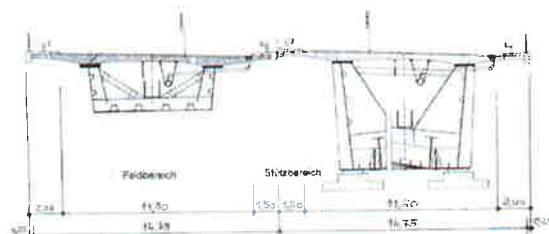
2. Ausschreibungsentwurf

Im Brückenbereich steht eine alluviale Deckschicht aus lockeren, schluffigen Sanden in einer Dicke von etwa 1,50 m an. Darunter folgt eine 8–10 m mächtige quartäre Schotterdecke. Die Grundwasserstände korrespondieren mit dem Innwasserspiegel und liegen etwa 3–4 m unter der Geländeoberfläche. Bei diesen Baugrundverhältnissen können die Pfeiler und Widerlager 4 bzw. 5 m unter der Geländeoberkante im schwach schluffigen Schotter flach gegründet werden.

Zu Beginn der Planungsarbeiten für die Innbrücke war ein Flusspfeiler in Innmitte vorgesehen. Aufgrund der Lage des Bauwerks ca. 600 m unterhalb einer Innstaufläche bestand jedoch die Gefahr, dass der Inn eine Erosionsrinne in der Flusssohle schaffen könnte. Um einen ähnlichen Schadensfall wie am Flusspfeiler der Innbrücke Kufstein durch Auskolkungen zu vermeiden, wurde eine stützenfreie Überspannung des Inns gewählt.

Im Rahmen der Vorplanung wurden verschiedene Tragwerke hinsichtlich ihrer wirtschaftlichen, optischen und statischen Tauglichkeit untersucht. Wegen des Radius von 1.200 m schied ein bei 154 m Stützweite eigentlich wirtschaftlicher Stabbogen aus. Schrägseil- oder Fachwerkbrücken waren ebenfalls wegen der gekrümmten Trasse weniger geeignet. Es blieb als statisch und wirtschaftlich vorteilhafteste Lösung eine Balkenbrücke, wobei sich ein Kastenquerschnitt wegen seiner großen Torsionssteifigkeit im Hinblick auf den gekrümmten Durchlaufträger anbot. Ein Plattenbalken wurde nicht weiter verfolgt. Im Rahmen der weiteren Vorplanung wurden folgende drei Varianten untersucht:

- Stahlverbundkonstruktion mit gevoutetem Balken und orthogonal angeordneten Uferpfeilern



Querschnitte des ausgeführten Überbaus

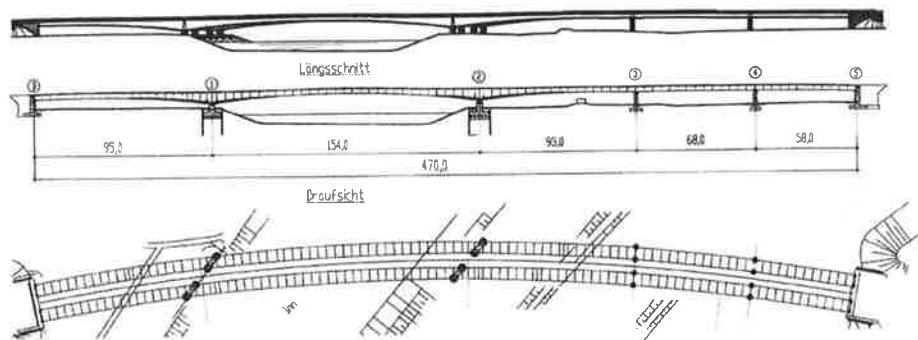
- Spannbetonkasten, ebenfalls gevoutet und mit orthogonal angeordneten Uferpfeilern
- Stahlverbundkonstruktion, gevoutet, mit uferparallelen Pfeilern.

Ein Vergleich mit allen drei Varianten ergab etwa Kostengleichheit, wobei auch die kapitalisierten Erhaltungskosten berücksichtigt wurden. Im Rahmen einer statischen Vorbemessung wurde festgestellt, dass die Stahlverbundvarianten im Vergleich zur Spannbetonlösung mit deutlich niedrigeren Bauhöhen auskamen. Dies war mit Rücksicht auf die geringe Höhe der Gradienten über Gelände von entscheidender Bedeutung. Die parallel zum Inn angeordneten Uferpfeiler wurden gestalterisch am vorteilhaftesten angesehen, da dadurch auf die Einfügung in die Landschaft besonders Rücksicht genommen wird. Auch ist diese Pfeilerstellung für den Hochwasserabfluss am günstigsten. Nach Abstimmung mit dem BMVBW wurde die letztere Lösung dem Bauwerksentwurf zugrunde gelegt. Die Innbrücke wurde als 5-Feld-Bauwerk mit Stützweiten von $95+154+95+68+58 = 470$ m Gesamtlänge und mit einem eigenen Überbau für jede Richtungsfahrbahn geplant. Das Aussehen des Gesamtbauwerkes ist im Wesentlichen gekennzeichnet durch die Ausgewogenheit der Stützweiten über die 5 Felder und den gevouteten Verlauf der Bauhöhen.

einem Montageschuss verschweißt, anschließend der gesamte Montageschuss mit ein oder zwei Autokränen auf die Stützen gehoben und verschweißt werden. Die Fahrbahnplatten sollten, von den beiden Widerlagern aus beginnend, mit Schalwagen betoniert werden. Das Stahlmittelteil des Flussfeldes mit einer Länge von knapp 90 m sollte auf einem Montageplatz im westlichen Vorland vormontiert und mit seinem Gesamtgewicht von 550 t auf zwei Pontons unter die Lücke eingeschwommen werden. Nach dem Einheben sollten die beiden Stöße des Mittelteiles mit dem bereits bestehenden Überbau verschweißt und danach die Fahrbahnplatte des Flussfeldes zur Vermeidung von Rissen von Feldmitte zu den Pfeilern hin betoniert werden.

Die Bauarbeiten wurden im offenen Verfahren ausgeschrieben. Nebenangebote waren nur insoweit zugelassen, als sie nicht eine Änderung des Brückenprofils, des Kastenquerschnittes, des Voutenverlaufs und der Stegblechneigung bedingen würden. Zum Eröffnungstermin am 08. Oktober 1996 reichten 16 Bieter bzw. Bietergemeinschaften 16 Haupt- sowie 21 Nebenangebote ein. Die Hauptangebote reichten in ihren Angebotssummen von 37 Mio. DM bis 56 Mio. DM.

Bei der Prüfung der Nebenangebote zeigte sich eine Konkurrenz zwischen Spannbeton und Stahlverbundbau.



Längsschnitt und Draufsicht der Brücke

Die Stege der Brückentröge haben am Obergurt einen über die Brückenlänge konstanten Abstand von 7,5 m und sind im Verhältnis 1 : 10 geneigt. Somit ergeben sich für das Bodenblech unterschiedliche, von der Bauhöhe abhängige Breiten. Die Bauhöhen der Brückentröge betragen an den Uferpfeilern rund 7 m und an den Endenvoutungen 3,30 m. Diese Bauhöhe bleibt dann im Vorlandbereich konstant.

Die Sichtbetonflächen der Widerlager haben eine horizontale Profilierung. Alle Pfeiler sind Rundpfeiler und wurden mit einer vertikalen, konvexen Kandilur versehen.

3. Ausschreibung, Vergabe

In der Ausschreibung war vorgesehen, die Stahltröge im Vorlandbereich mittels Autokran und Hilfsstützen zu montieren. Die Überbauteile sollten in transportgerechten Stücken auf die Baustelle angeliefert und am Boden zu

Zudem waren Nebenangebote bei der Montage, der Gründung, der Entwässerung und der Vorspannung in der Fahrbahnplatte angeboten worden.

Die Spannbetonnebenangebote enthielten in der Regel Änderungen der Gestaltung, die nach den Vorbemerkungen der Ausschreibung ausgeschlossen waren. Da diese die Ausschreibungsbedingungen nicht eingehalten haben und außerdem auch der Nachweis der Machbarkeit als Spannbetonüberbau nicht überzeugend dargelegt werden konnte, wurden sie ausgeschlossen. Durch die starke Krümmung im Grundriss und die schiefe Lagerung auf den Uferpfeilern ist die eindeutige Verfolgung der Kräfte äußerst schwierig. Die genaue Aufspaltung der Torsionsmomente in Gleichgewichts- bzw. Verträglichkeitstorsion ist kaum möglich. Es war nicht auszuschließen, dass es durch Kraftumlagerungen zu erheblichen Rissen in den Überbauten im Bereich der Uferpfeiler gekommen wäre. Besonders die Herstellung der bis zu 7 m hohen und nur 50 cm dicken Stege der Kastenquerschnitte wäre mit einem hohen Risiko hinsichtlich der Betonqualität und der Rissfreiheit behaftet gewesen. Der

ausgeschriebene Stahlverbundüberbau zeichnete sich demgegenüber durch Robustheit und Dauerhaftigkeit aus. Unter Berücksichtigung aller Wertungskriterien wurde im Juni 1997 die Arbeitsgemeinschaft Innbrücke Neuötting, bestehend aus Hochtief AG, München, sowie Krupp Stahlbau Hannover GmbH, Hannover, mit dem Neubau der Innbrücke Neuötting beauftragt.

4. Konstruktion

Die geometrischen Entwurfsparameter wie

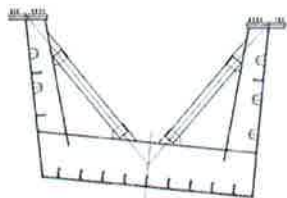
- Grundrisskrümmung
 - konstante Stegung
 - schiefwinkelige Lagerung der Überbauten in den Achsen 1 und 2 sowie
 - die Voutungen in den Achsen 1 und 2
- sind nur durch Einsatz aktueller Konstruktionswerkzeuge innerhalb des kurzen Zeitraumes zwischen dem Planungsbeginn (Juni 97) und dem Fertigungsbeginn (Dezember 97) beherrschbar.

Zunächst wurden alle für die Konstruktion relevanten geometrischen Daten wie

- Baugruppen Systemlinien
- Schnittkanten
- System Schnittpunkte für Quereinbauten

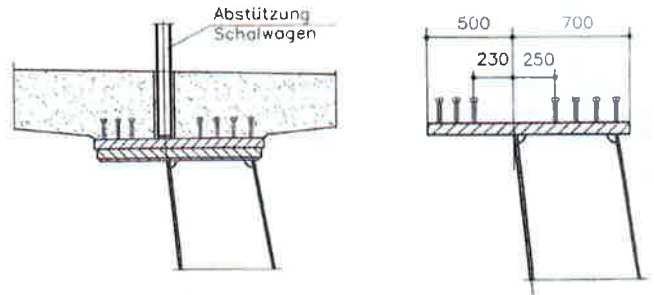
als geometrische Funktion beschrieben und anschließend ein 3-dimensionales Punkteraster erzeugt (Endzustand). Mit Einführen der relevanten Verformungswerte wurden diese Angaben in die Rasterwerte für die spannungslose Werkstattform überführt.

Basierend auf jenem Skelett erfolgte die schussweise Zerlegung der Konstruktionselemente Obergurt, Steg, Untergurt (Steg und Untergurt mit zugehörigen Steifen) sowie der Quereinbauten und ihre Detailkonstruktion.



Querschnitt im Voutenbereich, Konstruktion, Fertigung, Betonierzustand

Der Obergurt wurde in einer Breite von 1.200 mm mit einer variablen Dicke von 15–200 mm ausgebildet. Die Anordnung der Dübel erfolgte so, dass eine 250 mm dübelfreie Gasse für das direkte Befahren des Obergurtes mit dem Schalwagen verblieb.



Querschnitt OG mit Dübelgasse

Die Stege (Steghöhe variabel von 2.465–6.625 mm) wurden nach statischer Notwendigkeit mit Trapez- und Flachstahlsteifen versehen.

Die Untergurte, die eine variable Breite von 6.303–7.026 mm aufwiesen, wurden mit vier Trapezflachstahlsteifen ausgerüstet.

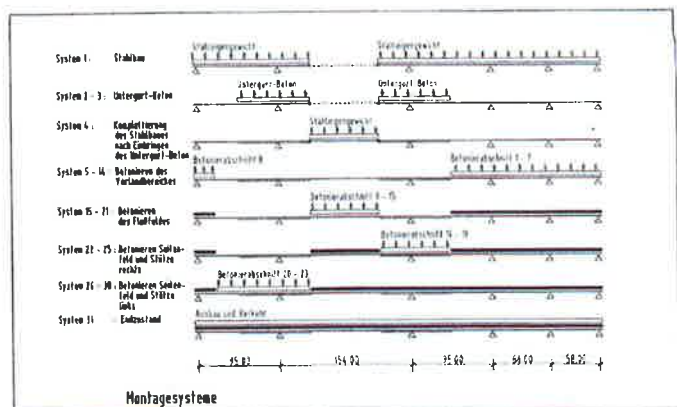
Der Querrahmenabstand wurde mit ca. 9,5 m festgelegt. Die Ausbildung der torsionsbeanspruchten Querrahmen-diagonalen erfolgte durch ein Rohrprofil mit einem Durchmesser von 323,9 mm.

Der Stahlüberbau wurde in Hannover und Dortmund gefertigt. Die Montagebauteile hatten für den Straßentransport geeignete Abmessungen von ca. 4,4 m Breite und bis zu 25 m Länge bei maximalen Gewichten von ca. 65 t.

5. Statik

Die statische Berechnung von Verbundbrücken ist vergleichsweise aufwendig. Dies gilt besonders für die Innbrücke Neuötting mit ihren besonderen Konstruktionsmerkmalen.¹

Gemäß der maßgebenden Verbundträgergerichtlinie ist die Dimensionierung unter Gebrauchs- und Grenzlaster durchzuführen. Die zugehörigen Grund- und Fachnormen des Stahl- und Stahlbetonbaus sind zusätzlich zu beachten.



Zusammenstellung Belastungsgeschichte und statische Systeme

Die Nachweise unter Gebrauchslasten erfordern die Berechnung aller Zusammenbauzustände des Stahlbaus sowie der Teilbetonierzustände. Die Systemeigenschaften der Bauzustände weichen bei Baubeginn (reine Stahlkonstruktion) stark von denjenigen des Endzustandes ab und gehen mit fortschreitender Fertigstellung der Fahrbahnplatte in das Tragverhalten einer reinen Verbundbrücke über.

Da alle Teilbauzustände die endgültige Dimensionierung des Bauwerkes beeinflussen, erfolgte zu Beginn der technischen Bearbeitung eine planerische Abstimmung und Festlegung zwischen den Beteiligten. Die einzelnen Montage- und Betonierzustände wurden nicht nur aus baubetrieblicher Sicht, sondern auch unter den Aspekten einer wirtschaftlichen Dimensionierung und der Qualitätssicherung optimiert:

- Einbringen des Untergurtbetons nach Stahlbaumontage der Seitenfelder verstärkt die Pfeilerbereiche (1) und (2) zur Aufnahme der Stützmomente aus Stahl-Mittelteil und allen nachfolgenden Lasten. Die Stahlkonstruktion dient beim Betonieren als Schalung. Betonieren in zwei horizontalen Schichten mit Zwischenerhärtung vermeidet Stahlbauperverstärkungen.
- Durch Einheben des Mittelteils über dem Inn wird die Stahlkonstruktion komplettiert. Feld- und Stützmomente sind durch die Wahl der Kragarmlängen wirtschaftlich ausbalanciert. Die Fertigstellung der Stahlkonstruktion vor Betonierbeginn der Fahrbahn ermöglicht eine spätere Fahrbahnauswechslung ohne Eingriff in die Stahlkonstruktion.
- Betonieren der Fahrbahn von WL (5) beginnend bis in das Feld (2)–(3) unter Einsatz von 2 Hilfsstützen zur Aktivierung des Eigengewichtsverbundes im Feldbereich.
- Einbringen der Fahrbahn bei WL(0) zur Sicherung dieser Achse gegen Abheben.
- Betonieren des Flussfeldes gemäß den Systemen 15 bis 21. Die beiden Seitenfelder mit 95 m Stützweite erfahren durch die sich über den Stützen (1) und (2) aufbauenden negativen Biegemomente Entlastung.
- Komplettierung der Fahrbahn gemäß den Systemen (22)–(30).

Die Stützenbereiche werden nachträglich betoniert, um hier große Zugdehnungen (ca. 1 ‰) unter ständigen Lasten in der schlaff bewehrten Fahrbahnplatte zu vermeiden.

Die Diskretisierung des statischen Systems muss die zuvor beschriebene Lastgeschichte überlagerungsfähig abbilden.

Das zeitabhängige Verhalten des Betons infolge Kriechen und Schwinden konnte durch numerische Integration erfasst werden. Anwendungsbeschränkungen der üblichen analytischen Verfahren nach Wippel bzw. Sattler ($J_{\text{Beton}} \ll J_{\text{Stahl}}$) machten diese Vorgehensweise angesichts des Doppelverbundes im Stützenbereich erforderlich.

Die schlaff bewehrte Fahrbahnplatte geht nach Aufbringen der Ausbaulasten und unter Einwirkung des Straßenverkehrs an den Innenstützen in den Zustand II über.

Die Steifigkeit der Fahrbahnplatte wurde entsprechend reduziert. Die Fahrbahnplatte erhielt eine robust dimensionierte Längsbewehrung zur Beschränkung der Rissbreiten.

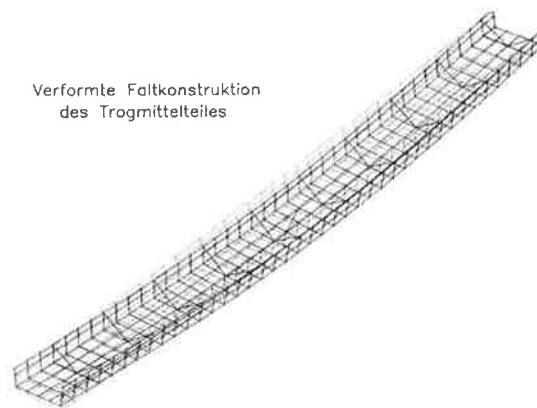
Der Untergurtbeton beginnt im Bereich der Momentennullpunkte mit einer Dicke von 40 cm und steigt über den Flusspfeilern (1) und (2) auf 1,20 m Betondicke an. Die Konstruktion erwies sich als sehr wirkungsvoll zur Minimierung des Stahlbau-Untergurtes. Ein Großteil der Untergurtdruckkraft konnte ab System 4 dem Beton zugewiesen werden. Voraussetzung ist eine besonders hohe Dehnsteifigkeit des Untergurtbetons.

Auch die Verwendung hochfesten Betons erscheint bei künftigen vergleichbaren Einsätzen sinnvoll. Aus statisch-konstruktiver Sicht gilt zu beachten:

- Konzentrierte Verdübelung am Beginn des Untergurtbetons über die ganze Untergurtbreite zur Überleitung der Kräfte des Stahluntergurtes in den Beton,
- Berücksichtigung von Schwerachsensprüngen zwischen Stahl- und Betonuntergurt,
- Flächenhafte Verdübelung zwischen Untergurtblech und Beton zur Gewährleistung der Beulsicherheit,
- Konzentration der Schubdübel im Eckbereich des Kastens.

Darüber hinaus hat sich nachträglich die FE-Modellierung des torsionsweichen, gekrümmten Stahlbiegeträgers aus Falwerk- oder Schalenelementen als sinnvoll herausgestellt.

Die im Innbereich eingeschränkten Korrekturmöglichkeiten der Überbaulage im Zuge der Betonierabfolge sollten bei ähnlichen Anwendungsfällen dazu führen, den hier nur im Lagerbereich ausgeführten Obergurtbetonierverband über die Länge des Inns auszuführen.



Verformte Faltkonstruktion des Traggliedteil

FE-Falwerkmodell

6. Gegenüberstellung von Montagekonzepten

Die Schiffbarkeit des Inns im Bereich der Baustelle ist durch das Vorhandensein von Staustufen flussauf- und abwärts nicht gewährleistet.

Für die Montage des Mittelteils war daher der Einsatz von im Baustellenbereich zu wassernden Koppelpontons, auf die mittels einer Verschiebbahn das ca. 90 m lange und ca. 550 t schwere Bauteil zu verschieben war, vorgesehen.

Diesem Entwurf wurden zwei Alternativen gegenübergestellt. Zum einen wurde der Einsatz einer Fluid-Bahn in Brückenachse in Verbindung mit einem stationären Verschieblager auf einer im Inn zu gründenden Hilfsstütze untersucht.

Die Lösung wurde verworfen, da

1. die geometrischen Randbedingungen zu einer technisch-aufwendigen Lösung für das stationäre Verschublager im Bereich des Inn geführt hätten und
2. die Tragwerksbeanspruchungen aus den Montagezuständen nicht mit denen des Entwurfskonzeptes kompatibel gewesen wären.

Mit Ausführung dieser Lösung wäre jedoch der Vorteil verbunden gewesen, den Montagevorgang unabhängig vom Inn zu gestalten.

Als zweite Lösung wurde der Einsatz des Mittelteils als selbsttragender Schwimmkörper entwickelt.

Nach der Darstellung der prinzipiellen Machbarkeit wurden die Details

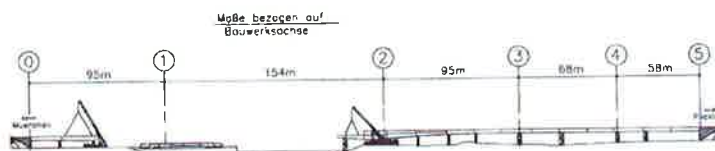
- Einsetzen des Schwimmkörpers in den Inn,
 - Dreh- und Ausrichtmöglichkeiten des Schwimmkörpers im Inn sowie
 - das Ausheben des Mittelteils aus dem Inn
- untersucht und entwickelt. Es kam zur Ausführung jener Lösung.

7 Montage

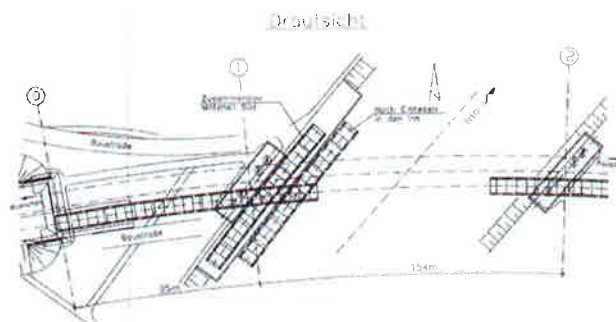
Die Montage der Brücke begann im östlichen Vorland mit dem südlichen Überbau. Er wurde in 13 Schüssen mit je ca. 21 m Länge montiert, wobei die vier letzten Schüsse einen Horizontalstoß im Steg enthalten (Pfeilerachse 2).

Für die Stahlbaumontage wurden auf Fertigteilfundamenten Hilfsstützen (im Schussabstand) zwischen den Pfeilern angeordnet, für die über die Flusspfeiler ausragenden Bauteile Hilfsstützen im Inn errichtet.

Auf der westlichen Seite begann die Montage des südlichen Mittelteils, aus sechs Schüssen und damit 12 Bauteilen bestehend, parallel zum Flussufer. Das Gesamtbau teil wurde so eingemessen, dass der Schwerpunkt in der späteren Trogachse lag. Als Zulagen dienten zwei Pfahlreihen, die in die Uferböschung gerammt wurden, sowie die Spundwand der Pfeilergründung. Gleichzeitig wurde der südliche Überbau im westlichen Vorland nach dem gleichen Prinzip wie auf der Ostseite in fünf Schüssen montiert.



1. Montageabschnitt, Vorlandmontage



Montage Mittelteil; Kragarm parallel zum Inn

Damit entstand ein Kragarm, der über das Mittelteil hinaus in den Fluss ragte. Dieser war Unterkonstruktion für ein auf den Obergurten der Trogstegge zum Einsatz kommendes Anhebe-, Verschub- und Abblasselement, mit dem die Mittelteilängsbewegung bis zur Absetzachse in den Inn ausgeführt wurde. Die Horizontalbewegung der Traverse mit dem angehobenen Bauteil erfolgte mittels PTFE-Lagern, einer gleitfähigen Beschichtung der Trogobergurte des Kragarms und einer Zugvorrichtung. Ebenfalls mit dem Anhebe-, Verschub- und Abblasselement erfolgte das Einsetzen des Mittelteils in den Inn, das mit vier 200-t-Litzenhebern für die Vertikalbewegungen des Mittelteils ausgerüstet war.



Nördliches Mittelteil mit Dichtschott und Anhebetraverse im Treppenstoß beim Querverschub



Das Betonieren der Untergurte im Voutenbereich (Doppelverbund) erfolgte vor dem oben beschriebenen Einschwimmen des Mittelteiles.

Um die Schwimmfähigkeit des Mittelteils zu erreichen, wurden an den letzten Querträgern Dichtschotte mit einer Schraubverbindung eingebaut. Alle anderen Öffnungen waren bereits werkseitig verschlossen bzw. konstruktiv vermieden, die Schwimmstabilität und der zu erwartende Trossenzug schiffbautechnisch untersucht worden. Nach dem Verschieben in Flussrichtung und dem Absenken des Mittelteiles bis zum Aufschwimmen im Fluss erfolgte eine Fixierung des Bauteils durch Winden am Ufer.

Anschließend wurden die vorhandene Anhebe- u. Verschiebetraverse in zwei Teile zerlegt und jeweils auf die sich gegenüberstehenden Kragarmspitzen versetzt. Die Schnittufer zwischen den Kragarm- und den Mittelteil-Enden hatten eine Treppenform erhalten, die es ermöglichte, ohne eine gesonderte Konsolenkonstruktion den oberen Festpunkt vertikal über den unteren Anschlagpunkt anzuordnen.

Zum Einheben wurde das Mittelteil mit Winden, die auf beiden Uferseiten standen, in die Position gedreht und verschwommen, in der es von den Anhebekonstruktionen auf den Kragarmen erfasst und in die Endposition gehoben werden konnte. Das bedeutete, dass die Breitseite der Brücke unter einem Winkel von ca. 45° angeströmt wurde. Die maximal zulässige Strömungsgeschwindigkeit wurde bei entsprechenden Sicherheiten mit 2,0 m/s festgelegt.



Schwimmendes Mittelteil während des Positionierens im Inn

Um das Mittelteil mit genügend Spiel zwischen die beiden Kragarme einheben zu können, war der westliche Kragarm um 200 mm in Richtung WL München verschoben montiert worden. Nach dem Einheben wurde zuerst die östliche Seite verschweißt, dann die Lücke geschlossen und die Westseite verschweißt.

Nach dem Schließen der südlichen Brücke erfolgte der Lagereinbau, und die Stahlbaumontage wurde mit dem nördlichen Überbau in gleicher Weise fortgesetzt. Außerdem begann das Betonieren der Verbundplatte im Pilgerschrittverfahren mit einem für das Bauwerk konzipierten Schalwagen.



Bild 13: Angehobenes Mittelteil zwischen den beiden Kragarmen

§ Schalwageneinsatz

Die festgelegte Betonierfolge erforderte Sprünge von bis zu 300 m zwischen den einzelnen Betonierabschnitten. Die Betonierabschnittslängen variierten von 9,70–24,80 m. Insgesamt wurden 23 Betonierabschnitte für den Überbau Süd bzw. 24 Betonierabschnitte für den längeren Überbau Nord ausgeführt.²

Die notwendige Beweglichkeit der Fahrbahnplattenschalung, in Abhängigkeit von der zur Verfügung stehenden Bauzeit, hat den Einsatz eines mechanisierten und schnell umsetzbaren Schaltsystems erforderlich gemacht. Es wurde ein selbstfahrender Schalwagen mit einem aufgehängten Deckentisch und abklappbaren Kragarmen sowie einer kompletten Einhausung des jeweiligen Betonierabschnitts gewählt.

Während des Betonierens wurde der Schalwagen einschließlich der angehängten Lasten mit 32 Füßen auf dem Obergurt abgestützt und beim Umsetzen auf an den vier Rahmeneckstützen montierten Fahrwerken verfahren. Um Höhensprünge (über bereits betonierte Abschnitte) zu bewältigen, wurden die Rahmeneckstützen in der Höhe hydraulisch verstellbar ausgeführt.

Der Deckentisch wurde während des Betonierens mit Zugstangen in das Schalwagenfachwerk abgehängt. Zum Umsetzen des Deckentisches wurden an der betonierten Fahrbahnplattenuntersicht Schienen montiert und dieser daran verfahren.



Schalwagen

9. Zusammenfassung

Die Brücke überspannt elegant den Inn und passt sich der Landschaft an. Diese Eleganz ist das Ergebnis eines Konzeptes, das technisch sinnvoll den Doppelverbund einsetzt. Auf die Weise wird mit einer geringen Bauhöhe die Mittelstützweite der Innbrücke von 154 m wirtschaftlich überspannt.



Ansicht

Infolge der so reduzierten Konstruktionshöhen konnte eine niedrig über Gelände liegende Gradienten hergestellt werden. Dadurch wurden hohe Dämme im Anschluss an die Brücke vermieden, die im Inntal eine ungewollte landschaftszerschneidende Wirkung zur Folge gehabt hätten.

Literatur

- ¹ Weyer, U.: Zur Statik der Innbrücke Neuötting, Vorlesungsmanuskript, 2000, veröffentlicht.
- ² Langen, T., Pfisterer, H., Skusa, F., Weber, J.: Größte Doppelverbund-Straßenbrücke Deutschlands. Die Innbrücke Neuötting; in: Stahlbau (69) 2000, S. 833–841.



Stahl „wächst“ mit.

Mit der Innbrücke bei Neuötting und der Saalebrücke bei Beesedau sind interessante Neubauprojekte realisiert worden. Auch vorhandene Brücken lassen sich geänderten Anforderungen anpassen. Aktuell wird die 600 Meter lange Zügelgurt-Brücke zwischen den Duisburger Stadtteilen Ruhrort und Homberg umfangreich verstärkt um die Tragfähigkeit zu erhöhen. Die konstruktive Flexibilität einer Stahlbrücke gestattet effiziente und ökonomisch vertretbare Umbau- und Verstärkungsmaßnahmen und stellt somit eine Alternative zum Neubau dar. Kontakt: www.KruppStahlbau.de

Krupp Stahlbau Hannover

Ein Unternehmen von
ThyssenKrupp Technologies



ThyssenKrupp