

# Der Überflieger im Zuge des Autobahnkreuzes Aachen Ersatzneubau als ingenieurtechnische Herausforderung

Dipl.-Ing. Hans-Peter Doser  
Doser Kempfen Krause Ingenieure GmbH, Aachen, Deutschland

Sven Kina M.Sc.  
KINA Ingenieurgesellschaft mbH, Bochum, Deutschland

## Zusammenfassung

Im fünfarmigen Autobahnkreuz Aachen treffen die europäischen Verkehrsströme der A4 von Köln in die Niederlande und der A44 von Düsseldorf nach Belgien sowie die Aachener Stadtautobahn A544 zusammen. Da sich die Autoströme auf engstem Raum überlagern und kreuzen baut der Landesbetrieb Straßenbau NRW das Autobahnkreuz komplett um. Zur Entflechtung der extremen Verkehre werden die Fahrbeziehungen getrennt. Wesentlich sind dabei die Brückenbauwerke. Unter anderem wird eine aus Richtung NL über die A544 in Richtung Autobahnkreuz führende Spannbetonbrücke aus den 60-er Jahren erneuert, der sogenannte „Überflieger der A4“. Aufgrund von Tragfähigkeitsdefiziten wird das alte Bauwerk zurückgebaut und ein neues Bauwerk errichtet. Der gebogene Brückenverlauf (Radius 470m) und der geringe Platz für den Brückenpfeiler im Mittelstreifen der A544 machen die Errichtung des Bauwerks anspruchsvoll. Insbesondere die große Überbaubreite in Verbindung mit dem kleinen Kreuzungswinkel von nur 26 gon bilden schwierige Randbedingungen für die Systemfindung des Tragwerks. Das Ergebnis des Brückenentwurfs ist ein vierfeldriger Stahlverbundüberbau mit einem Querschnitt aus drei zueinander parallelen Stahlhohlkästen und einer Verbundplatte aus ortbetonergänzten Stahlbetonfertigteilen.



Abbildung 1: Autobahnkreuz Aachen (Quelle: <https://www.strassen.nrw.de/files/oe/ak-aachen/projekt/PDF/fbreihe-ak-ac-ueberflieger-2.0.pdf>)

## 1. Daten und Fakten Überflieger-Brücke

Gesamtlänge	172 m
Gesamtbreite	24 Meter
Teilung	4 Felder 36,00 – 2 x 48,25 – 39,5
Ausführung	Stahlverbundkonstruktion
Bauhöhe	2,75 m
Baukosten	ca. 16 Millionen Euro
Bauzeit	Herbst 2018 bis Ende 2020
Bauherr	Landesbetrieb Straßen NRW Regionalniederlassung Vile-Eifel



Abbildung 2: Autobahnkreuz Aachen (Quelle: <https://www.strassen.nrw.de/files/oe/ak-aachen/projekt/PDF/fbreihe-ak-ac-ueberflieger-2.0.pdf>)

## 2. Beschreibung der Entwurfslösung

### 2.1 Statisches System

Das Bauwerk ist als semiintegrale 4-Feldbrücke geplant. Der überführte Ast der A4 ist mit einem konstanten Radius von 470 m geführt. Die Gradiente ist als Kuppe ausgebildet, so dass das Längsgefälle von Achse 10 von ca. 0,5 % auf ca. 3,5 % in Achse 50 anwächst. Der Überbau weist eine Breite zwischen den Geländern von 22,95 m auf. Die Feldlängen von 36,00 m, 48,25 m, 48,25 m und 39,50 m summieren sich zu einer Gesamtlänge von 172,00 m. Als semiintegrales Bauwerk ist der Überbau mit den Pfeilern der Achsen 20, 30 und 40 biegesteif und schubfest verbunden. Auf den Widerlagern sind je zwei längs verschiebliche Elastomerlager mit je einer Querfesthaltung angeordnet.

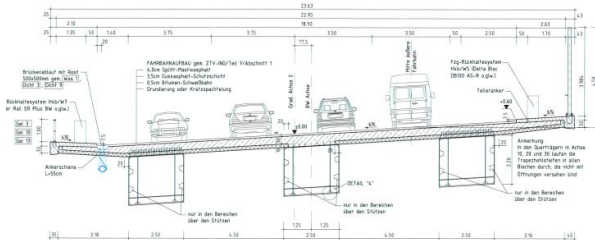


Abbildung 3: Überbauquerschnitt (© Straßen.NRW)

Der Stahlverbundüberbau besteht aus drei parallel verlaufenden Stahlhohlkästen mit Abmessungen von 2,20 x 2,50 m. Die Längsträger bilden mit den Stahlquerträgern der Auflagerachsen einen Trägerrost. Die darüber angeordnete Fahrbahnplatte wird aus 16 cm dicken Teilfertigteilen mit einer 34 cm starken Ortbetonergänzung gebildet. Im Bereich der Endquerträger verjüngen sich die Hauptträger im Verhältnis 1:4 und erzeugen somit eine Verdickung der an dieser Stelle vorliegenden Ortbeton-Fahrbahnplatte.

Die Stützquerträger der Achsen 20, 30 und 40 werden durch vertikal in den Pfeilern angeordnete Spannkabel an die Pfeiler angeschlossen. Die verhältnismäßig niedrigen Pfeiler mit 5,5 bis 6,50 m Höhe und die unter 26 gon stark schiefwinklig angeordnete Pfeilerachse 30 erfordern hier sehr hohe Vorspannkraft, um ein Klaffen der Fuge zu verhindern. Die Spannkabel werden in den Pfeilerfundamenten verankert. Die Pfeiler der Achsen 20 und 40 werden durch rechtwinklig zur Überbauachse angeordnete Stahlbetonscheiben mit einer Grundfläche von 2,50 x 5,0 m gebildet. Der lediglich 1,30 m dicke Pfeiler der Achse 30 verjüngt sich von 8,77 m am Fuß auf 5,54 m am Kopf. Dabei sind die Kanten nach oben hin zunehmend gebrochen, so dass sich vom rechtwinkligen Querschnitt am Fuß eine Grundfläche des Stützquerträgers in Form eines abgeflachten Achtecks ergibt.

Die Lasten der Unterbauten müssen aufgrund der mäßigen Baugrundeigenschaften durch eine Tiefgründung mittels Großbohrpfählen abgeleitet werden.

Das Kastenwiderlager in Achse 10 ist hochliegend und gründet auf 11 Bohrpfählen mit Längen von je 24,0 m. Der Durchmesser war mit 1,00 m vorgesehen und musste im Zuge der Ausführungsplanung auf 1,20 m erhöht werden. Das Widerlager in Achse 50 ist aufgrund der nordöstlich anschließenden Winkelstützwand tiefliegend und mit 16 Bohrpfählen desselben Durchmessers und Längen von 16,0 m gegründet. Die vorderen Bohrpfähle beider Widerlager wurden unter 10:1 gegen die Vertikale geneigt.

Die Pfeilerfundamente sind 2,50 m dick. In den Achsen 20 und 40 sind je 15 vertikale Bohrpfähle  $\varnothing$  1,00 m angeordnet, wodurch sich eine Fundamentabmessung von 8,0 x 14,0 m ergibt. Die Pfähle sind in Achse 20 18,0 m lang und in Achse 40 16,0 m. Die Gründung der parallel zur BAB A544 gedrehten Mittelachse 30 wird durch 10 Bohrpfähle  $\varnothing$  1,00 m mit Länge von je 20,0 m gebildet. Das Fundament ist hier 5,0 m breit und ebenfalls 14,0 m lang.



### 2.2 Herstellung der Verbundbrücke

Die Herstellreihenfolge muss insbesondere die Belange der Vorspannung in den Pfeilerachsen berücksichtigen. Weiterhin ist der Entwurfsplanung entsprechend zunächst eine Betonage der Endfelder vorgesehen, bevor die Stützbereiche und die Innenfelder hergestellt werden.

Zunächst werden alle Bohrpfähle sowie die Kastenwiderlager hergestellt.

Bei der Herstellung der Pfeilerfundamente werden die Spannkabel für den Anschluss der Stützquerträger mit eingebaut und anschließend die Pfeilerscheiben bewehrt und betoniert. Dabei ist das Quergefälle des Überbaus von 6 % und die veränderliche Längsneigung von bis zu etwa 3 % im Pfeilerkopf abzubilden.

Die angelieferten Querträger werden aufgesetzt und ausgerichtet und mit den eingefädelt Spannkabeln gegen die Pfeiler verspannt. Die Fuge wird mit Mörtel verfüllt.

Anschließend werden die vorgefertigten Längsträger zwischen die Querträger eingehängt und mit diesen verschweißt.

Nun können die Teilfertigteile der Endfelder verlegt werden und die Ortbetonergänzung bis ca. 4 m vor den Stützenachsen aufgebracht werden. Abschließend wird der übrige Bereich mit Fertigteilen belegt und mit Ortbeton vervollständigt. Der abschließende Ausbau von

Abdichtung und Belag, Kappen, Schutzeinrichtungen, Geländer und Lärmschutzwand komplettiert das Bauwerk.

Diese vereinfachte Darstellung der Herstellung zeigte in den Planungsdetails und der Ausführung einige Tücken und Schwierigkeiten, die im Weiteren aufgezeigt und erläutert werden.

### 3. Planung Gesamtsystem

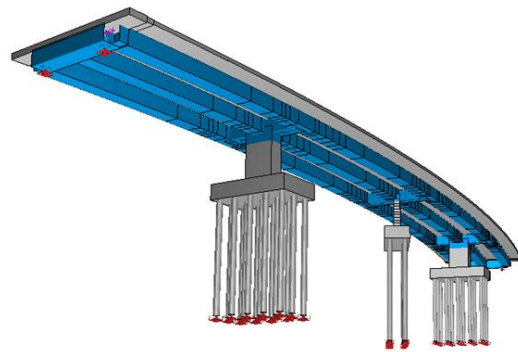
Für den semiintegralen Bauwerksbereich muss ein Gesamtsystem erstellt werden, um die wesentlichen Bauwerksreaktionen realistisch ermitteln zu können. Das Gesamtsystem besteht aus dem Überbau aus Stäben für den Stahlträgerrost und Flächenelementen für die Fahrbahnplatte sowie den biegesteif und schubfest angeschlossenen Pfeilerachsen. Die Pfeilerscheiben enthalten die Spannglieder für die Vorspannung der Kontaktfuge zwischen Stahlbau und Unterbauten. Zur Abbildung der Bodensteifigkeiten wurden die Bohrpfähle integriert und die horizontalen Bettungen entsprechend der Einbindetiefen in die unterschiedlichen Bodenschichten abgebildet. An diesem Gesamtsystem können alle erforderlichen Nachweise der Gründungsbauteile, der Fundamente, der Pfeiler und der Längsrichtung des Überbaus geführt werden. Für die Querträger und die Anschlüsse der Längsträger sind detaillierte Schalensysteme zu erstellen (s.u.), die für die am Gesamtsystem ermittelten Schnittgrößen bemessen werden.

Das Bauwerk wird für die Lasten der aktuellen Eurocodes bemessen. Dabei ist die Bandbreitenuntersuchung der Bodensteifigkeit nach RE-Ing Teil 2, Abschnitt 5 durchzuführen. Damit liegen alle Schnittgrößen sowohl für den unteren (Minimalbettung) und den oberen Grenzwert (Maximalbettung) vor. Alle Bauteile wurden für beide Grenzzustände untersucht und bemessen.

Bei der Betrachtung der Maximalbettung war dabei die horizontale Bettung der 2,50 m mächtigen Pfahlkopfplatten gesondert zu betrachten. Nach Entwurfsplanung sollte dieser Bereich gegen den im Boden verbleibenden Baugrubenverbau durch eine Weicheinlage vom passiven Erddruck entkoppelt werden. Damit sollten die Zwangsbeanspruchungen, die sich durch die Zwängung im Baugrund bei Temperaturänderungen ergeben, reduziert werden. Baupraktisch stellte sich die Frage, wie die Weicheinlage dauerhaft vor Schutz- und Feuchteintritt geschützt werden kann, die vor allem dauerhaft die Lastentkopplung sicherstellen sollte. Daher wurde in Absprache mit dem Bodengutachter untersucht, welche Auswirkungen ein Bettungsansatz für den anstehenden Boden auf die Nachweisführung des Bauwerks hat. Schließlich konnte gezeigt werden, dass auch bei konservativem Ansatz der Bettungsmöglichkeit der oberen Bodenschichten keine negative Beeinflussung der Nachweise und Materialmengen zu ver-

zeichnen ist. Letztlich konnte die Konstruktion der Weicheinlage ersatzlos entfallen.

Das Bauwerk steht in der Nähe von Aachen in der höchsten deutschen Erdbebenzone 3. Dafür war nach Bauvertrag eine Bemessung mit einem Antwortspektrum durchzuführen. Da der Eurocode 8 für den Brückenbau in Deutschland nicht eingeführt ist, wurde mit dem Prüfenieur die Nachweisführung auf Basis von DIN 4149 vereinbart. Die Bauwerksreaktion führt zu einer Erhöhung der erforderlichen Schubbewehrung in den Pfeilerachsen sowie zu deutlich höheren Kräften in den Schubdübeln in den Kontaktfugen zwischen Stahlüberbau und Pfeilern.



### 4. Ausführung der Unterbauten

Der Baugrund ist durch eine Deckschicht aus Decklehm, eine mächtige Schicht aus pleistozänen Tonen und Sanden gekennzeichnet. Er ist in einer Tiefe von ca. 15 bis 20 m unter dem Fundament steht ein gut tragfähiger Boden aus Maasschotter an. Diese Schicht ist jedoch nur von geringer Mächtigkeit (etwa 3 m) und ist unterlagert von Sanden, die einen geringeren Spitzendruck der Pfähle aufnehmen können. Daher wurden im Vorfeld ausführlichere Baugrunduntersuchungen durch 3 Kernbohrungen bis in Tiefen von über 30 m durchgeführt. Auf dieser Grundlage konnten die Längen der Bohrpfähle ausreichend genau bestimmt werden, so dass die Mindesteinbindetiefe im Bauablauf erreicht wurde.

Für die Herstellung der Pfeilerfundamente mussten aufgrund der beengten Platzverhältnisse durch die querende Autobahn Verbauten zur Baugrubensicherung hergestellt werden. Dabei gestaltete sich die Planung durch die teilweise vorhandenen Fundamente des abgebrochenen Vorgängerbauwerks als aufwändig. Die aufgenommene Lage wich teilweise deutlich von den Bestandsunterlagen ab. Die Widerlagerfundamente konnten in geböschter Baugrube errichtet werden.

In den Pfeilerachsen wurden vertikale Bohrpfähle Durchmesser 1,0 m eingesetzt. In Achse 30 kamen 10 Bohrpfähle mit einer Länge von 20 m zum Einsatz. In den Achsen 20 und 40 wurden je 15 Pfähle angeordnet

mit einer Länge von 18 m in Achse 20 und 16 m in Achse 40.

Unter den Widerlagern mussten die Bohrfahldurchmesser von 1,0 auf 1,2 m zur Einhaltung der Druckspannungsnachweise erhöht werden. Die elf Pfähle des hochgesetzten Widerlagers der Achse 10 - je 24 m lang - konnten nicht planmäßig angeordnet werden. Der vorhandene Verbau zur Behelfsumfahrung verhinderte beim erforderlichen Bohrgerät das geneigte Abteufen des Randpfahls, so dass dieser nun vertikal eingebaut wurde. Die Nachweise konnten weiterhin erbracht werden.

In Achse 50 war das Widerlager aufgrund der anschließenden Stützwand tiefgesetzt. Dadurch wurden 16 Bohrfähle mit je 16 m Länge erforderlich, um alle Nachweise erbringen zu können.

Beide Widerlager weisen Pfahlkopfplatten mit einer Dicke von 2,20 m auf.

In Achse 10 schließt auf der Platte direkt die quer geneigte Lagerbank an, die am Tiefpunkt annähernd auf OK Fundament endet. Die Lagerbank ist 2,0 m dick. Die seitlichen Kammerwände neben dem Endquerträger sind entsprechend der Kragarmlängen des Überbau ca. 2,55 m breit. Die Flügel wurden entsprechend der ausfliegenden Kapfen mit 2,18 m Dicke (Flügel Süd) und 1,75 m (Flügel Nord) gewählt. Der Flügelabschluss wird durch die 60° geneigte Hinterkante nach RIZ Flüel, Bild 1 gebildet. Die hintere Kammerwand bildet den Abschluss des Wartungsganges und ist erdseitig geneigt. Sie verdickt sich von 1,50 m am Anschnitt auf 80 cm am oberen Rand.

Die Widerlagerwand der Achse 50 ist an der niedrigsten Stelle 3,7 m hoch und erhöht sich entsprechend des Quergefalles auf 4,9 m am südlichen Rand. Der Wartungsgang verläuft parallel zur 2,0 m breiten Lagerbank. Die Hinterkante der Widerlager- und Kammerwand ist ebenfalls geneigt, so dass sich die Dicke an OK Fundament von 4,95 m nach oben hin auf ca. 4,25 m verjüngt. Die Dicken der Flügel entsprechen Achse 10. Während der südliche Flügel ebenfalls mit 60°-Schräge ausgebildet werden konnte, musste der nördliche Flügel in Anlehnung an RIZ Flüel Bild 2 konstruiert werden, damit ein Abschluss gegen die tiefer sitzende und im Grundriss abknickende Stützwand gefunden werden konnte.

Die Pfeiler sind zwischen 5,50 und 6,50 m hoch. Die Querschnitte der Pfeiler der Achsen 20 und 40 weisen Abmessungen von 2,50 x 5,00 m auf. In Achse 30 ist die Achse des Pfeilers auf ca. 26 gon gedreht und steht damit mit seiner starken Achse eher in Überbaulängsrichtung. Aufgrund der geringen Dicke von 1,30 m weist er damit eine sehr geringe Quersteifigkeit im Gesamtsystem auf. Die Anvoutung der Pfeilerbreite von 8,77 m am Fußpunkt auf 5,44 m am Kopf reduziert die Schnittgrößen in Bauwerkslängsrichtung. Der Pfei-

lerkopf wird von 1,30 m auf 1,94 m aufgedickt, um die Kontaktfläche zum Stahlbau zu erhöhen.

Die Pfeilerscheiben müssen aufgrund der hohen Druckbeanspruchungen mit einer Betonfestigkeitsklasse C35/45 ausgeführt werden. Im Pfeilerkopf (ca. 1 m Höhe) kam C50/60 zum Einsatz.

Die eigentliche Herausforderung der Unterbauplanung bildet die Ausführung der Pfeiler mit der darin vorgesehenen Vorspannung für die Anbindung des Stahlüberbaus.



Abbildung 4: Ansicht Pfeiler Achse 30 vor dem Einheben des Stahlquerträgers (© Fa. Züblin)

Die Dekompression in der Kontaktfuge ist nach RE-Ing für die charakteristische Einwirkungskombination nachzuweisen. Dafür wurden sehr hohe Vorspannkraft erforderlich, die nach Bauvertrag durch Spannglieder im nachträglichen Verbund aufgebracht werden sollen. Die Kontaktfuge zwischen Pfeiler und Stahlbau ist mit hochfestem Mörtel zu vergießen. Aus dieser Konstruktion ergeben sich einige Schwierigkeiten in Planung und Ausführung:

Die erforderliche Anzahl der Spannglieder musste für die erforderliche Blechanordnung in den Querträgern aufwändig optimiert (vgl. Kap. 5), bzw. so weit erhöht werden, bis der Platz innerhalb der Pfeiler aufgebraucht war. Zur Einhaltung der Achs- und Randabstände der Ankerkörper waren diese daher in die Fundamente einzubauen. Durch diesen relativ frühen Einbau der Anker, Hüllrohre und Litzen liegen die Litzen sehr lange unverpresst und somit ungeschützt im Hüllrohr. Daher sind die Hüllrohre bis zum Einpressen des Mörtels kontinuierlich mit getrockneter Luft zu bewittern, um den Korrosionsschutz sicher zu stellen.

Der Mörtel muss von unten in die vertikalen Hüllrohre eingepresst werden, um Hohlraumbildung im Verpressgut zu verhindern. Die Einfüllrohre müssen zur Fundamentoberseite geführt und während der Bauzeit vor Beschädigung geschützt werden.

Der Lasteinleitungspunkt der im Stahlbau angeordneten Spannanker ist dafür zu planen, dass sowohl die Spannkraft sicher im Stahlbau aufgenommen und in die Kontaktfuge eingeleitet werden (vgl. Kap.5), als

auch beim Vergießen der Kontaktfuge der Vergussmörtel nicht in die Hüllrohre einfließen kann. Die Schwierigkeit besteht hier darin, dass die Hüllrohre nicht am Stahlbau abgedichtet werden können. Dieser Bereich ist in dieser Bauphase nicht mehr zugänglich.

Die Lagesicherheit der vertikal stehenden, teilweise über 10 m langen Hüllrohre ist während der Herstellung der Pfeiler durch aufwändige Hilfskonstruktionen sicher zu stellen.



Abbildung 5: Ansicht Hilfskonstruktion Lagesicherheit Spannlieder (© Fa. Züblin)

Weiterhin wurde die Frage diskutiert, wie mit zeit- und materialabhängigen Spannkraftverlusten umgegangen werden kann. Die Länge des vorgespannten Betonquerschnitts (also des Pfeilers) ist mit 5,5 bis 6,5 m sehr gering. Die zur Verfügung stehenden Nachweisformate nach DIN EN 1992-2 gehen von einer linearen Spannungsverteilung im Querschnitt aus. Die Kontaktfugen weisen hohe Biegebeanspruchungen bei geringen Grundabmessungen auf. Die Spannlieder mussten daher in den Eckbereichen der Pfeiler konzentriert werden, so dass sich die Lasteinleitungsbereiche der Spannkraft auf die gesamte Pfeilerhöhe ausdehnen. Damit erhöht sich die Unschärfe der Ermittlung der Spannkraftverluste infolge Kriechens.

Um den vorgenannten Schwierigkeiten zu begegnen, wurden im Vorfeld alternative Vorspannsysteme untersucht. Infrage kamen dabei Systeme, deren Vorspannkraft auch etwa im Zuge einer Bauwerksprüfung geprüft und eventuell nachgespannt werden können.

Diese Untersuchungen wurden mit verbundloser Vorspannung und mit Spannsystemen aus Schraubgebinden durchgeführt. Diese waren technisch möglich und dem vorgesehenen Vorspannsystem auch überlegen. Aus Kostengründen wurden diese Möglichkeiten jedoch verworfen und das ursprüngliche System mit nachträglichem Verbund weiterverfolgt.

Aus den hier gemachten Erfahrungen wird jedoch empfohlen, bei künftigen Projekten mit vergleichbaren

Randbedingungen auf entsprechend nachspannbare Systeme zurückzugreifen, die auch kein Verpressen für den Korrosionsschutz erfordern.

Die Pfeilerköpfe insbesondere von Achse 30 stellen sowohl die Konstruktion als auch die Verlegung vor besondere Herausforderungen. Hier sind auf einer effektiven Grundfläche von ca. 1,30 m 5,7 m bei zusätzlich gebrochenen Ecken insgesamt 26 Spannlieder durchzuführen, vier Aussparungen für die Schubknaggen des Überbaus mit 28 x 33 cm vorzusehen und die bauzeitlichen Absetzpunkte des Querträgers einzuplanen. Bei der Spannliederanordnung mussten zudem die Blechanordnungen im Stahlquerträger bedacht werden. Hier führten letztlich intensive und iterative Abstimmungen zwischen Werkstattplanung Stahlbau, Nachweisführung Stahlbau, Bemessung Pfeilerkopf und Konstruktion Bewehrungsführung zu einer umsetzbaren Lösung.



Abbildung 6: Detailansicht Pfeilerkopfbewehrung mit Hüllrohren (©DKK)

Der Verguss zwischen Pfeilerkopf und Stahlquerträger muss vollflächig sichergestellt werden. Daher wurde im Vorfeld ein Probeverguss durchgeführt. Dafür wurde der Pfeilerkopf der Achse 40 mit seiner Querneigung von 6 % und einer Längsneigung von 3 % als Testfeld mit Hüllrohrtrappen betoniert. Darin wurden die Schubknaggen und die temporären Auflagerbleche als Holzmodelle nachgebildet. Der Stahluntergurt wurde durch eine Plexiglasabdeckung ersetzt, um entsprechende Fehlstellen im Verguss detektieren zu können. Unterbrochen wurde die Plexiglasabdeckung durch die Öffnungen, die für die Hüllrohre im Stahlbau geschaffen wurden. Hier sind zwischen den beiden Untergurtebenen tragende Bleche (vgl. Abbildung 10) um die Spannlieder angeordnet. Damit kann der Vergussmörtel beim Einpressen in diese Kanäle aufsteigen. Der seitliche Spalt zwischen den beiden Bauteilen wurde abgedichtet und der Vergussmörtel vom Tiefpunkt her eingepresst. Dabei zeigte sich eine sehr gute Vergussqualität auch im Bereich der Schubknaggen, die sehr gut vom Mörtel umflossen wurden.

Es stellte sich beim Verguss jedoch heraus, dass sich der Mörtel deutlich weniger hydrostatisch verhält als zunächst angenommen. Dadurch bestand die Gefahr, dass der Mörtel im Hüllrohrkanal des Stahlbaus zu weit aufsteigt und damit in die nach oben offenen Hüllrohre des Spannsystems eindringen kann. Dieser Fall musste zwingend vermieden werden, da ein zulassungskonformes Verpressen der Hüllrohre dann nicht mehr möglich gewesen wäre.

Es wurde eine visuelle Kontrollmöglichkeit der Vergusshöhe im Stahlbau durch abnehmbare Ankerplatten geschaffen. Weiterhin wurden zusätzliche Einpressstutzen angeordnet, um den Vergussvorgang nicht ausschließlich vom Tiefpunkt auszuführen, sondern sukzessive höher liegende Einfüllpunkte zu aktivieren. Damit konnte während des Vergießens der Querträger ein zu hohes Ansteigen des Mörtels im Spannkanal vermieden werden. Der Verguss konnte damit erfolgreich umgesetzt werden.



Abbildung 7: Einheben Querträger Achse 30 (© Fa. Züblin)

## 5. Ausführung des Überbaus



Abbildung 8: Ansicht Baufeld beim Einheben der Querträger (© Straßen.NRW)

Der Stahlträgerrost besteht aus drei parallel angeordneten Längsträgern mit einer Höhe von 2,20 m und einer Breite von 2,50 m. Die Blechdicken des Obergurtes variieren zwischen 35 und 80 mm, die des Untergurtes zwischen 40 und 80 mm. Die Stege sind konstant

25 mm dick. Die Stege der Haupt- und Querträger sind mit jeweils zwei Trapezhohlsteifen gegen Beulen ausgesteift. Zusätzlich sind alle 4 m Querschotte mit Durchstiegsöffnungen vorgesehen.

Die Querträger in den Achse 20 bis 40 sind ebenfalls als Stahlhohlkästen mit identischem Querschnitt ausgebildet und dienen den Hauptträgern als indirektes Auflager, welche die Kräfte in die darunterliegenden Pfeiler leiten. Für die Berechnung der Quersysteme wurden unterschiedliche FE-Systeme erzeugt. Diese beinhalten neben den reinen Stahlblechen auch die Betonpfeiler als Volumenelemente und die vertikale Vorspannung als Stabelemente im Betonquerschnitt.

Mit diesen Berechnungsmodellen wurden neben der reinen Bestimmung der Spannungen in den einzelnen Blechen und Schweißnähten unter den Bemessungssituationen GZT, GZG und GZE auch die Nachweise der klaffenden Fuge geführt.

Hierfür wurden jeweils für die Bemessungsaufgabe angepasste Netzfeinheiten und Elemente gewählt. Im Zuge des Nachweises der klaffenden Fuge stellte sich heraus, dass im Zuge der Nachweisführung sowohl die im Entwurf gewählte Anordnung, als auch die Anzahl der Spannglieder angepasst und optimiert werden musste.



Abbildung 9: montierter Querträger in Achse 20 (© Straßen.NRW)

In den Achsen 20 und 40 wird der Querträger auf einer gevouteten Steifenebene abgesetzt. Diese verjüngt ihren Querschnitt auf die Pfeilerbreite und beinhaltet neben den durchgeführten Querschotten auch die tragenden Hüllrohre der vertikalen Vorspannung. Diese Hüllrohre waren notwendig um die hohen Beanspruchungen aus der Vorspannkraft, die in den Stahlquerschnitt eingeleitet werden, in den Betonpfeiler koppeln zu können. Hierbei setzen sich die Spannköpfe der Spannglieder auf Stahlplatten ab, welche die Kräfte über die Hüllrohre in den Betonpfeiler leiten und so die Fuge zwischen Beton und Stahl ständig überdrückt halten. Die im Entwurf vorgesehene Verfüllung der

Aussteifungsebene schied im Projektverlauf aus fertigungstechnischen Gründen komplett aus.

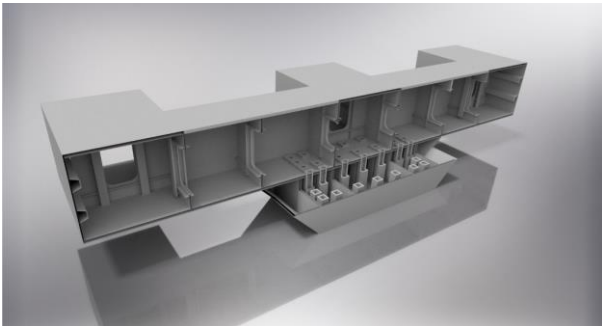


Abbildung 10: Ansicht FE-System Querträger Achse 20 (© Kina Ing.)

Insgesamt mussten aufgrund der hohen Beanspruchungen im Steifenkasten durchweg große Blechdicken mit 60 - 120 mm verwendet werden. Im Bereich der unteren Lagerplatte der Aussteifungsebene wurden die Steifenlage und die Blechdicke mehrfach iteriert, damit sich hier neben der klaffenden Fuge auch die Beton-druckspannungen nachweisen ließen. Letztendlich wurde mit einer Blechdicke der unteren Lagerplatte von 120mm die DIN EN 1993-2 hinsichtlich der Verwendbarkeit von Blechdicken vollständig ausgereizt. Zusätzlich mussten unterhalb der Lagerplatte noch Schubknaggen zum Abtrag der Querkräfte angeordnet werden.

Detail Anschluss Diagonalschott

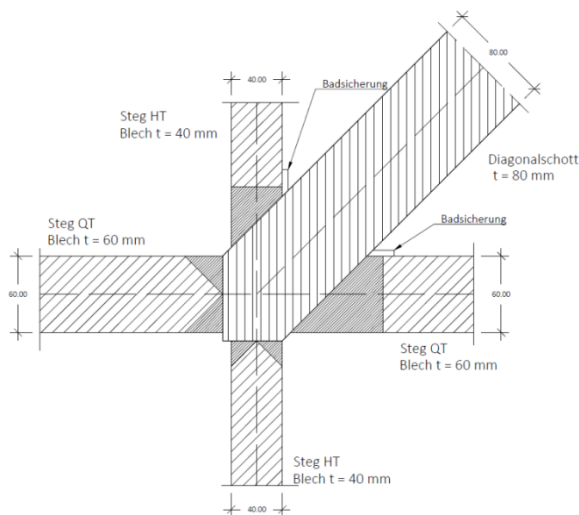


Abbildung 11: Anschluss des Diagonalblechs in Achse 30

In Querträgerachse 30 musste durch den kleinen Kreuzungswinkel eine besondere Konstruktion des Steifenkastens geplant werden. In die rautenförmige Konstruktion mussten aufgrund der großen Exzentrizitäten der Verkehrslasten in Brückenquerrichtung eine Vielzahl von vertikalen Spanngliedern angeordnet werden. Dazu kamen noch zahlreiche Aussteifungsbleche um die auftretenden Spannungen im Stahlbau aufnehmen zu

können und die bereits oben beschriebenen tragenden Hüllrohre.

Außerdem musste ein diagonales Blech in Form eines Diagonalschotts vom Steifenkasten in den Querträger hoch geführt werden. Der Schnitt, unter dem die Pfeilerkante und somit auch die Ecke des Steifenrostes gelagert ist, führt ansonsten zu großen Biegemomenten lokaler Art, die nicht aufgenommen werden können. Eine Besonderheit stellt der Anschluss dieses Diagonalschotts dar. Im Entwurf war hier die Anordnung eines Formstücks vorgesehen. Dieses musste allerdings unter anderem aufgrund mangelnder Fertigungszeit verworfen werden und es wurde ein Schweißdetail entwickelt, welches 5 Bleche in einem Punkt miteinander verbindet.

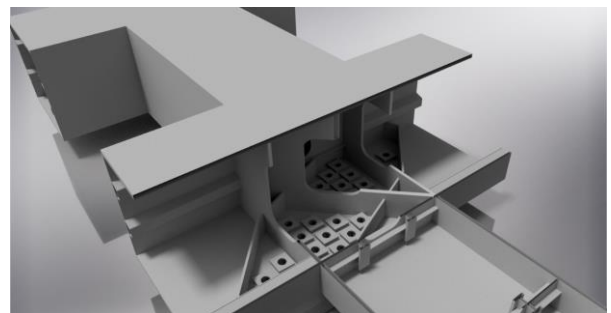


Abbildung 12: Ansicht FE-System Querträger Achse 30 (© Kina Ing.)

Auch in der Querträgerachse 30 war die Nachweisführung der Betondruckspannungen und der klaffenden Fuge nur durch ein iteratives Optimieren der Spanngliedanzahl und -anordnung möglich.

In der Endquerträgerachse wurde für die Einleitung der Lagerkräfte ein Lagerschott mit einer Blechstärke von 60mm vorgesehen. Daran angeschlossen wurden die Lagersteifen, welche im vertikalen Verlauf in die Öffnungssteifen der im Lagerschott angeordneten Durchstiegsöffnungen übergehen. Dieser Übergang ermöglicht eine möglichst ermüdungsgerechte Konstruktion. Neben den Lagersteifen in Endquerträgerlängsrichtung wurden auch quer dazu verlaufende Steifen angeordnet, die gleichzeitig auch als Lasteinleitungspunkte für die Pressen im Falle eines Lagerwechsels dienen.

In Verlängerung der Stege des mittleren Hohlkastens wurden Querschotte angeordnet, die neben der Formhaltung auch der Lasteinleitung aus den Längsträgern in den Endquerträger dienen.

Da sich durch die vertikale Lage des Endquerträgers zu den Längsträgern ein Versatz ergibt, greifen die Lasten aus dem Untergurt im Steg des Endquerträgers an. Da dieser nur eine Stegdicke von 20mm aufweist, mussten hier Verstärkungen vorgesehen werden. Diese wurden in enger Absprache mit dem Prüfenieur als dreiecksförmige Verstärkungsbleche auf Höhe des Untergurts ausgeführt.

Hauptträger Nord / Süd

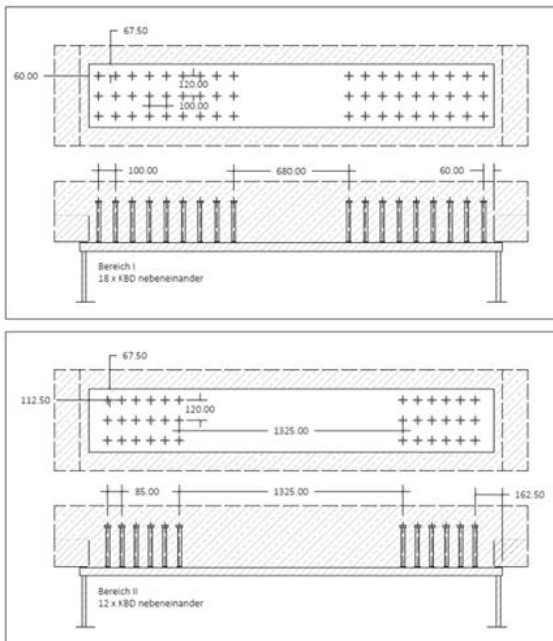


Abbildung 13: Dübelanordnung im Bereich der äußeren Hauptträger

Für die Verbundsicherung des Überbaus wurden standardmäßig 22-er Kopfbolzendübel mit einer Länge von 250mm verwendet. Die Anordnung der Dübel gestaltete sich als große Herausforderung.

Hier mussten neben den normativen Vorgaben und Rechenansätzen für die Tragfähigkeit auch die Platzverhältnisse in den Dübeltaschen der Halffertigteile berücksichtigt werden. Was im Bereich der Längsträger noch gut planbar war, erwies sich im Kreuzungsbereich als extrem schwierig. Neben der Tragwirkung der im Kreuzungsbereich angeordneten Dübel in Brückenlängsrichtung werden die Kopfbolzendübel hier auch in Brückenquerrichtung, also in Querträgerachse beansprucht.

Dazu kommt die Verlegung der Halffertigteile, welche die Lage der Dübeltaschen fest vorgibt. Durch die verringerte Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel mit steigendem Abstand zum Steg ergab sich mit den oben aufgeführten Randbedingungen eine inselförmige Anordnung. Diese führte allerdings neben einer notwendigen Vergrößerung der im Entwurf geplanten Dübeltaschen im Hauptträgerbereich auch zu einer neuen Geometrie der Taschen im Kreuzungsbereich.

Die Fahrbahnplatte wird durch 16 cm dicke Halffertigteile gebildet, die mit einer 34 cm dicken und sich zur Kragarmaußenkante auf 16 cm verjüngenden Ortbetonschicht ergänzt werden. Die Halffertigteile liegen auf Elastomerstreifen an den Rändern der Hauptträger auf. Damit spannen diese vom Rand des mittleren Hauptträgers zum Randhauptträger über ca. 4,50 m und über ca.

2,50 m über dem Randträger. Die anschließende Kragarmlänge beträgt über 3,0 m. Damit ergibt sich eine Gesamtlänge von ca. 10 m. Alle Fertigteile sind ca. 2,0 m breit und weisen über dem Randhauptträger je eine Schubtasche mit 2,40 m Länge und 37,5 cm Breite sowie zwei weitere Schubtaschen am Rand mit jeweils halbiertes Breite auf. Damit verbleibt zur Aufnahme des Frischbetondrucks eine Querschnittsbreite von ca. 1,25 m.

Zur Aufnahme des Frischbetondrucks waren zunächst Gitterträger vorgesehen, um den Hebelarm für die Bemessung zu erhöhen. In der Ausführung konnten diese leider nicht umgesetzt werden, da die erforderlichen Gitterträger nicht als Querkraftbewehrung im Endzustand zugelassen sind und aufgrund des hohen rechnerischen Querkraftbewehrungsgrades nicht ausreichend Platz für zusätzliche Gitterträger vorhanden war. Die damit anzuordnende Biegebewehrung (inkl. Biegedruckbewehrung) reizte die Grenzen des normativ Baubaren aus.

Im Stützbereich des Stahlträgerrostes aus Längs- und Querträgern waren deutlich mehr Kopfbolzendübel erforderlich (s.o.). Die Schubtaschen mussten hier noch deutlich vergrößert werden. Der verbleibende Restquerschnitt des Halffertigteils konnte die Frischbetonlasten des Kragarms rechnerisch nicht mehr aufnehmen. Daher mussten die drei betroffenen Halffertigteile durch ein bodengestütztes Traggerüst gehalten werden. Um hier die Verträglichkeit mit der Verformung der angrenzenden, nicht unterstützten Fertigteile sicher zu stellen, wurden Ausgleichsträger unter die Auskragungen gespannt und die erwartete Kragarmdurchbiegung im Traggerüst eingestellt.

Die Fertigteile der Endfelder sind verlegt und die Ortbetonschicht ist aufgebracht. Momentan werden die restlichen Fertigteile verlegt, so dass mit der Fertigstellung des Überbaus zum Ende des Jahres gerechnet wird.

Der Planungsprozess war von allen Projektbeteiligten durch einen hohen Einsatz und kurzfristige Kommunikation geprägt. Von Aufstellerseite dürfen wir uns hierfür sowohl beim Bauherrn als auch beim Prüfingenieur für die konstruktive Zusammenarbeit und zügigen Lösungsfindungen bedanken.

## 6. An Planung und Ausführung Beteiligte

Ausführende Firma:

ARGE A4/A44/A544 Umbau AK Aachen  
STRABAG AG / Ed. Züblin AG / Züblin Stahlbau  
GmbH  
Duisburg

Ausführungsplanung:

Doser Kempen Krause Ingenieure GmbH  
Aachen



In Zusammenarbeit mit  
Kina Ingenieurgesellschaft mbH  
Bochum

Prüfingenieur:  
Dr. Dobelmann  
HRA Ingenieurgesellschaft mbH  
Bochum

Bauherr:  
Bundesrepublik Deutschland vertreten durch  
Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen  
RNL Vile-Eifel, Region 3  
Würselen