



Die Hochmoselbrücke – Herstellung, Montage und Planung des Stahlüberbaus

Michael Hagedorn
Uwe Heiland
Thomas Klähne

Die Hochmoselbrücke – Herstellung, Montage und Planung des Stahlüberbaus

Technische Konstruktionen, bei denen ein oder mehrere Parameter den Bereich gewöhnlicher Dimensionen verlassen, erweisen sich vielfach als nicht kompatibel für die Anwendung der üblichen Konstruktions- und/oder Dimensionierungsprinzipien. Es lässt sich zeigen, dass auch bei scheinbar phänomenologischer Analogie zweier zu vergleichender Konstruktionen, bei gleichzeitiger offensichtlicher Maßstabsverzerrung statt einer Übertragung von Erfahrungswerten oder von normierten Prozeduren in Bezug auf die Auslegung einer Konstruktion oder auf deren statische und dynamische Fähigkeiten, sinnvolle Sonderlösungen anzuwenden sind.

Die Hochmoselbrücke verlässt mit Parametern wie ihrer Bauhöhe über Grund (ca. 160 m), ihrer Gesamtlänge von ca. 1702 m und ihrer maximalen Einzelstützweite von ca. 210 m, die auch während des Montagevorganges nicht durch Hilfsabstützungen zu reduzieren war, in Teilen übliche Dimensionen des Ganzstahlbrückenbaus. Für die Durchführung der im Taktschieben zu realisierenden Überbau-Montage, wird bei der Überwindung der maximalen Einzelstützweite ein in Europa noch nicht erreichter freier Kragarm ausgeführt werden.

The Hochmosel-Bridge, Germany – Manufacture, assembly and design of the superstructures. *Technical constructions in which one or more parameters are beyond the scope of its ordinary dimension often prove to be incompatible for the application of the ordinary, conventional design principles. It can be shown that even with apparent phenomenological analogy of two to comparative constructions, while apparent scale distortion rather than a transfer of experience or standardized procedures with regard to better special solutions are applied to the design of a structure or their static and dynamic capabilities. The Hochmoselbrücke leaves with parameters such as height above ground (about 160 m), her total length of 1702 m, and her maximum single span of about 210 m, which was also not reduced by auxiliary supports during the assembly process, parts of usual dimensions of a full-steel-bridge-construction. The stepwise implemented assembly and move procedure of the site-process (for the superstructure assembly) brings in overcoming of these single span a new record of a free cantilever executes process in Europe.*

1 Die Bauaufgabe und ihre Parallelen

Der Hochmoselübergang überquert bei Ürzig/Zeltingen in ca. 160 m Höhe das Moseltal. Die Dimensionen der Brücke und das entwurfsbedingte Ganzstahlkonzept führen zu einer der größten Stahlbrücken-Neubauten Deutschlands nach der Schaffung der Deutschen Einheit im Jahre 1990.

Der Hochmoselübergang ist Teil eines Projekts, mit dem die belgischen/niederländischen Nordseehäfen und die belgischen Ballungsräume mit dem Rhein-Main-Gebiet verbun-

den werden (Bild 1). Die Verknüpfung bestehender Autobahnen und Fernstraßen im Bereich der A1 (Wittlich) und Longkamp (B 50 alt) wird als B 50 neu bezeichnet (im Folgenden mit B 50n abgekürzt). Die Verbindung ist strukturpolitisch für das Land Rheinland-Pfalz von hoher Bedeutung. Dabei erhielt der Streckenabschnitt, an dem die B 50n bei Zeltingen-Rachtig über das Moseltal führt (Bild 2), die Bezeichnung Hochmoselübergang.

Über die Notwendigkeit und Sinnhaftigkeit der Baumaßnahme werden

seitens der für die Planung und den Bau zuständigen Verwaltungen und einer Bürgerinitiative unterschiedliche Auffassungen vertreten. Der Hochmoselübergang war ursprünglich Anfang der 2000er Jahre als PPP-Objekt (mautbasiertes Herstellen, Finanzieren und Betreiben) vorgesehen. Schließlich wurde jedoch die Gesamtmaßnahme als klassisches Bauprojekt ausgeschrieben und die zugehörigen Aufträge erteilt.

Die Hochmoselbrücke ist in ihrer Gestaltung und Konzeption an die, ebenfalls im Bundesland Rheinland-Pfalz befindliche, im Jahr 1987 fertiggestellte Sauerthalbrücke (vergl. [1]) angelehnt, wenngleich die Dimensionen der Bauwerke in keiner Weise miteinander vergleichbar sind. Alle an der Sauerthalbrücke festzustellenden Gestaltungs- und Konstruktionsmerkmale

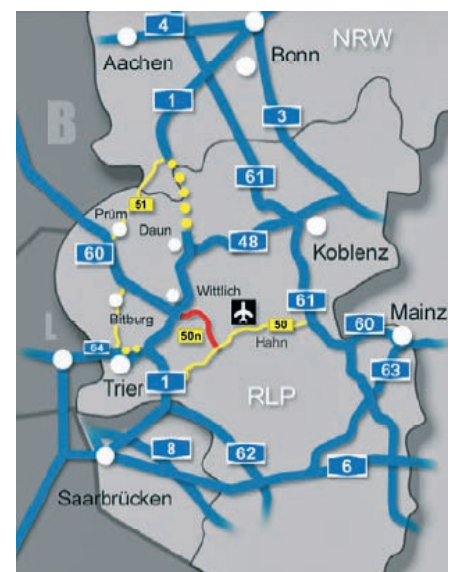


Bild 1. Vorhandenes Fernstraßennetz mit der neuen Trasse
Fig. 1. Existing highway-net with the new line



Bild 2. Kartenauszug mit Ortsangaben und Trasse
Fig. 2. Map-part

sind an der im Jahr 2010 ausgeschriebenen Hochmoselüberbrücke wieder verwandt. Eine Besonderheit der Sautalbrücke wurde in der Konzeption der Hochmoselbrücke jedoch nicht integriert: Beim Bau der Sautalbrücke kamen so genannte LP-Bleche zum Einsatz, also Bleche, die in ihrer Längsrichtung kontinuierliche Dickenveränderungen durch ein besonderes Walzverfahren aufweisen. Diese Bauweise hat sich sowohl in Deutschland wie auch international im Brückenbau nicht durchgesetzt.

Im Ergebnis eines europaweiten Ausschreibungsverfahrens ([2] bis [4]) wurde im November 2010 dem Konsortium, bestehend aus den Firmen Eiffel Deutschland Stahltechnologie GmbH, Porr Deutschland GmbH und der Compagnie Francaise Eiffage Construction Métallique, der Auftrag zum Neubau der Hochmoselbrücke erteilt. Die technische Federführung des Konsortiums liegt in den Händen

der Eiffel Deutschland Stahltechnologie GmbH.

2 Entwurf und Ausschreibung
2.1 Überbaugeometrie

Das als Deckbrücke ausgelegte Tragwerk hat eine im Zuge der Vorplanungen ermittelte Stahltonnage (mit der Materialgüte S 355) von 24 950 t, ist 1700 m lang und hat Stützweiten von 104 m in den Seitenöffnungen bis zu 210 m über der Mosel (Bild 3). Die Trasse liegt in einer Geraden. Im Bereich der Brücke weist die Gradienten ein veränderliches zur Eifelseite hin fallendes Längsgefälle auf. Der Tangentschnittpunkt liegt ca. mittig über dem Moselfeld mit der größten Stützweite von 209,52 m. Bei einer geradlinigen, mit konstantem Gefälle von 0,53 % verlaufenden Konstruktionsunterkante ergibt sich so ein variabler, den Stützweiten angepasster Bauhöhenverlauf zwischen 5,27 m und 7,78 m.

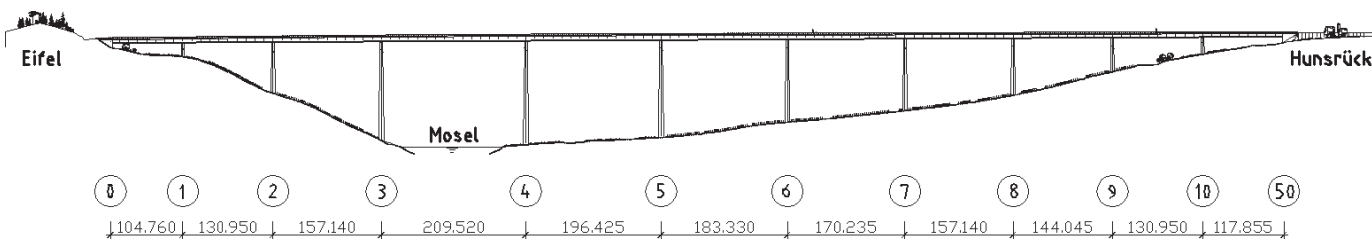


Bild 3. Ansicht der Hochmoselbrücke
Fig. 3. View of the Hochmosel-Bridge

Hauptabmessungen:
Anzahl Überbaufelder: 11, Gesamtlänge: 1702,35 m
Konstruktionshöhe: 5,839 m – 7,780 m – 5,268 m (Achse 0 – 4 – 50), max. Höhe über Tal: ca. 158 m
Querschnitt (Bild 4): 2 × Kappe (je 2,00 m) – 2 × Fahrbahn (je 11,50 m) – Mittelstreifen (2,00 m), Nutzbreite: 28,50 m
Brückenfläche: 48 517 m²

Der Querschnitt mit einer Gesamtbreite von 29,00 m überführt zwei zweispurige Richtungsfahrbahnen mit Standspur und beidseitig angeordneten Kappen. Das Gefälle in Brückenquerrichtung beträgt im Fahrbahnbereich 2,5 % und in den Kappenbereichen 4 %. Der Tiefpunkt liegt 60 cm nördlich der Brückenachse.

2.2 Unterbauten

Der Überbau ruht auf zwei kastenförmigen Widerlagern und zehn Pfeilern. Das östliche Widerlager ist flach gegründet. Alle übrigen Unterbauten werden mittels Großbohrpfählen mit Durchmessern von 1,50 m bis 2,00 m tiefgegründet.

Die Brückenpfeiler bestehen aus einem einzelligen Hohlquerschnitt aus Stahlbeton der Güte C 35/45, bewehrt mit Betonstahl BSt 500 S. Die Pfeilerhöhen ab OK Pfahlkopfplatte variieren je nach Standort von 20,78 m in der Achse 1 bis 150,72 m in der Achse 4.

Bestimmend für die Form der Pfeiler ist deren Anzug – in Längsrichtung linear vom Pfeilerfuß zum Pfeilerkopf hin und in Querrichtung in Form einer Taillierung, die durch eine Parabel 4. Ordnung beschrieben wird (s. Bild 5). Die Form der Pfeiler ist von oben beginnend in jeder Achse identisch. Die äußeren Abmessungen leiten sich damit aus den Mindestmaßen des Pfeilerkopfes, der konstanten Höhenlage der Taille 47,50 m unter

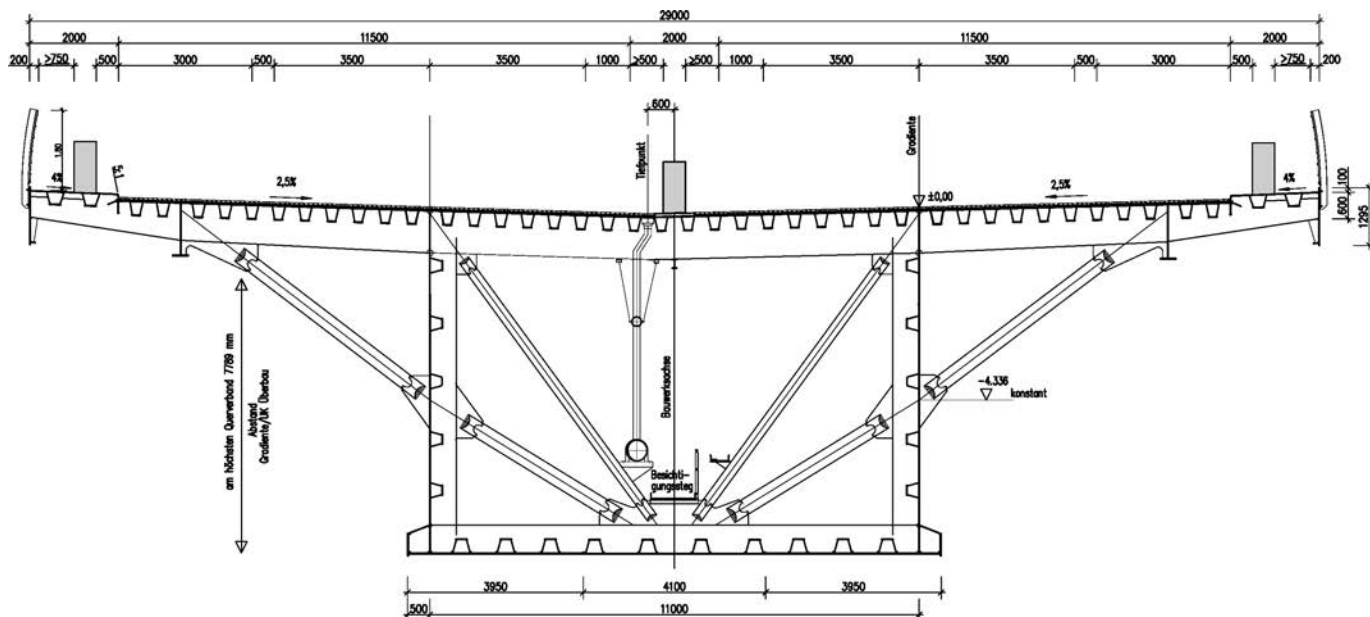


Bild 4. Regelquerschnitt
Fig. 4. Typical cross-section

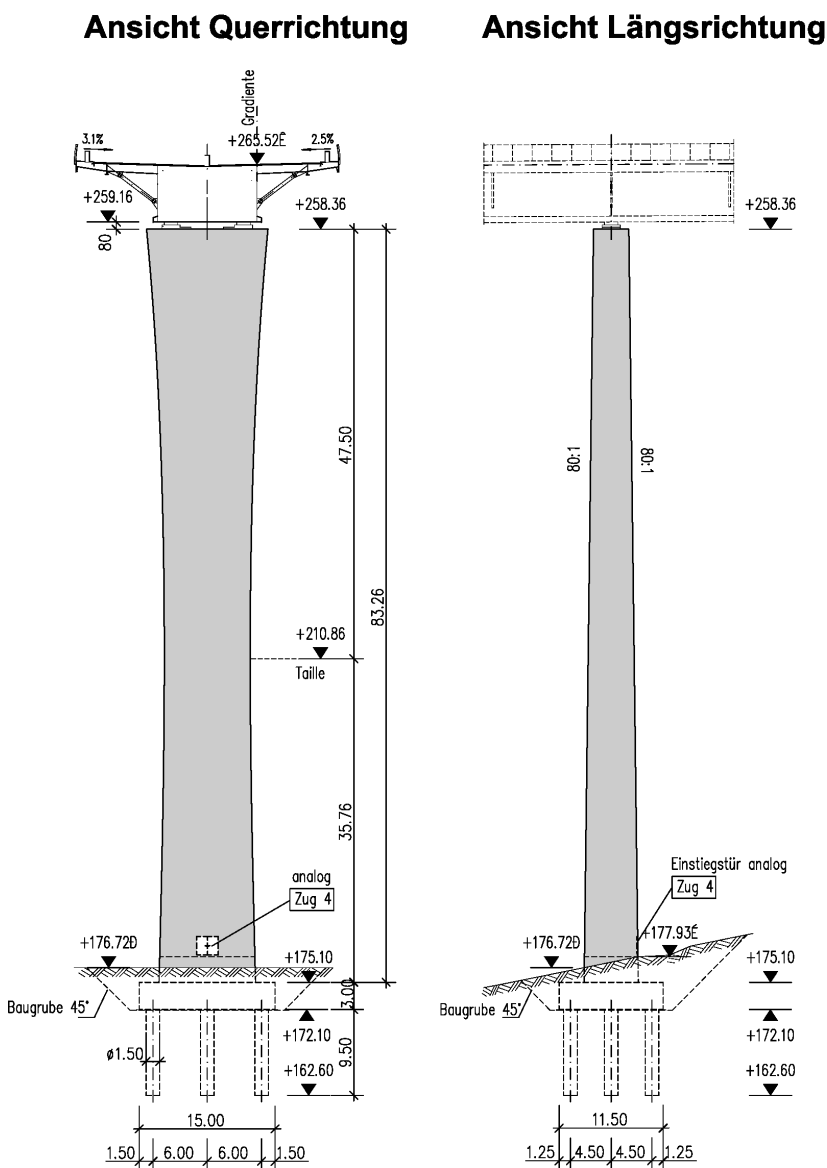


Bild 5. Pfeiler 8 im Status des Ausschreibungsentwurfes
Fig. 5. Pylon 8 in the design-status

OK Pfeilerkopf und dem Pfeileranzug von 80:1 in Längsrichtung ab. Durch den mit zunehmender Pfeilerhöhe wachsenden Querschnitt am Pfeilerfuß wird den statischen Beanspruchungen bei wachsenden Pfeilerhöhen Rechnung getragen. Die Wanddicken der Pfeiler variieren zwischen 30 cm und 60 cm.

Die gewählte Pfeilerkopfabmessung ergibt sich aus mehreren Randbedingungen. Neben der Aufnahme der Lagersockel und Pressenansatzpunkte müssen ein umlaufender Wartungsgang sowie Zugänge zum Pfeiler und zum Überbau gewährleistet werden. Auf Basis des maximal beanspruchten Pfeilers in Achse 4 wurden dann alle anderen Pfeilerköpfe geometrisch gleich ausgebildet.

2.3 Überbau

Der einteilige Überbau ist als über elf Felder durchlaufende stählerne Balkenbrücke mit orthotroper Fahrbahnplatte konzipiert. Die Gesamtstützweite des Bauwerkes beträgt 1702,35 m mit den folgenden Einzelstützweiten: 104,76 – 130,95 – 157,14 – 209,52 – 196,43 – 183,33 – 170,24 – 157,14 – 144,04 – 130,95 – 117,85 m. Den Stützweiten liegt ein Systemraster von $n \cdot 4,365$ m zugrunde, welches dem Abstand der Querrahmen entspricht. Die Konstruktionshöhe ist in Abhängigkeit von den Stützweiten veränderlich. Sie hat ihr Maximum mit 7,78 m in Achse 4 und nimmt dann affin zur

Gradiente der B 50n auf 5,839 m am Widerlager Achse 0 bzw. 5,268 m am Widerlager Achse 50 stetig ab.

Die Gesamtbreite des Überbaus beträgt 29 m. Die Breite des Hohlkastens beträgt 11,00 m, so dass sich Kragarme von beidseitig 9,00 m Länge ergeben. Die Kragarme sind im Abstand von 5,60 m vom Hauptträgersteg durch Sekundärlängsträger gestützt, welche an jedem 3. Querrahmen, d. h. alle 13,095 m durch Diagonalstreben gestützt werden. Die Neigung der Diagonalstreben ist konstant, der Eintrittspunkt in den Hohlkasten befindet sich immer 4,336 m unter Gradiente. Bis zu einer Querschnittshöhe des Überbaus von ca. 5,90 m greift die äußere Diagonalstrebe etwa in der unteren Ecke des Hohlkastens an. Für die Lastenleitung wird die Höhe der Querrahmen zur Kastenecke hin entsprechend vergrößert. Bei größeren Querschnittshöhen wird die Diagonalstrebe im Kasteninneren fortgeführt und bindet über ein Knotenblech an den unteren Querrahmen an.

Die Aussteifung des Hohlkastens erfolgt über die im Regelabstand von 4,365 m angeordnete Querrahmen. Zur Gewährleistung der Formtreue wird jeder 3. Querrahmen durch Diagonalverbände aussteift. In Längsrichtung erfolgt die Aussteifung mittels trapezförmig gekanteter Steifen.

In den Stützzachsen sind Doppelquerrahmen angeordnet, um die großen Lasten bei gleichzeitig auftretenden Verschiebungen zur Lagerachse in die Lager ableiten zu können. Die einzelnen Stützenquerrahmen haben bei einer Spreizung von 150 cm einen Versatz von jeweils 75 cm zur Lagerachse.

Zur Gewährleistung des Nachweises des statischen Gleichgewichts (Nachweis der Lagesicherheit) werden die Endquerträger aus Beton ausgebildet. Die Spreizung der Lager wird dort auf 19,00 m vergrößert.

Über den Pfeilern in den Achsen 1 und 9 wird Ballastbeton in den

Brückenkasten eingebracht, um abhebbende Lasten in diesen Achsen zu vermeiden. Der Ballastbeton beteiligt sich nicht am Lastabtrag.

2.4 Lagerung

Für die Lagerung des Überbaus werden stählerne Kalottenlager vorgesehen (Tabelle 1). Die Lagerspreizung auf den Pfeilern beträgt 9,70 m und an den Widerlagern 19,00 m.

Eine Besonderheit stellen die Bewegungsbegrenzer an den beiden Widerlagern dar. Die Festpunktverschiebung infolge der hohen Festpfeiler führt zu erheblichen Längsbewegungen des Überbaus. Um die Dilatation des Überbaus auf verträgliche Maße zu beschränken, werden die Bewegungen infolge Festpunktverschiebung durch die Bewegungsbegrenzer aufgenommen. Diese sind so justiert, dass sich der Überbau infolge Temperatur und Endtangentialverdrehung zwängungsfrei bewegen kann; darüber hinausgehende Bewegungen jedoch durch die beidseitig angeordneten, zug- und druckfesten Bewegungsbegrenzer verhindert werden.

Die Lastübertragung bei Druck erfolgt durch ein bewehrtes Elastomerlager. Dieses ist in Brückenachse an einer Konsole mittels Ankerplatte befestigt (s. Bild 6). Die Zugkräfte werden durch zwei Lastenleitungspakete bestehend aus ca. 2 · 6 Gewindestangen aufgenommen, die in der Wartungsgangkonsole endverankert sind. Überbauseitig werden sie durch den Endquerträger geführt und dort über Lastverteilungsplatten miteinander verbunden. Die Lastverteilungsplatten sind mit einem bewehrten Elastomerkissen gepuffert, sodass beim Anschlag am Endquerträger eine zwängungsfreie Aufnahme von Verdrehungen ermöglicht wird. Vor dem Endquerträger ist im Überbau ein Gleittisch vorgesehen, auf dem das Lastenleitungspaket zur zwängungsfreien Aufnahme der Verschiebungen aufliegt. Hüllrohre im

Endquerträger und der Wartungsgangkonsole gewährleisten eine ausreichende Verdrehbarkeit der Gewindestangen.

Die Bewegungsbegrenzer müssen auch zugfest ausgebildet werden, um bei Minimallänge des Überbaus (tiefste Überbautemperatur) die zulässigen Verschiebungen des gewählten Fahrbahnübergangs bei Festpunktverschiebung in die entgegengesetzte Richtung nicht zu überschreiten.

2.5 Fahrbahnübergänge

Aufgrund der Bewegungsbegrenzer beträgt die maximale Gesamtdilatation des Überbaus an den Widerlagern ca. 1100 mm. Als wasserdichte Fahrbahnübergangskonstruktionen werden Übergangskonstruktionen mit mehr als 15 Dichtprofilen eingesetzt.

2.6 Korrosionsschutz

Der Korrosionsschutz des Überbaus wird gem. ZTV-Ing. Teil 4, Abschnitt 3 ausgeführt. Die Stahlflächen werden mittels Druckluftstrahlen auf den Oberflächenreinheitsgrad SA 3 (im Werk) bzw. SA 2 1/2 (auf der Baustelle) vorbereitet. Die Außenflächen des Überbaus erhalten einen 4-fachen Anstrich mit Stoffen gemäß Bl. 87, die Innenflächen des Hohlkastens werden 3-fach beschichtet.

2.7 Brückenausstattung

Das Brückendeck ist ausgestattet mit außen angeordneten Windschutzwänden und zwei Verkehrszeichenbrücken. Auf den Außenkappen und im Mittelstreifen sind von der BAST zugelassene, passive Schutzeinrichtungen gemäß RPS 2009 vorgesehen. Auf dem Mittelstreifen werden die Pfosten der passiven Schutzeinrichtung auf stählernen Podesten, die so dick wie der Fahrbahnbelag sind, verankert. Die Podeste werden auf das Fahrbahnblech aufgeschweißt. Sie werden mit

Tabelle 1. Angaben zur Lagerung
Table 1. Information to bearings

Lagerreihe		Achse												
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	50	
1														
2														

Kalottenlager, fest
 Kalottenlager, querfest
 Kalottenlager, allseitig bew.
 Bewegungsbegrenzer in Längsrichtung
 Kraftaufnahme $V_{x,d} = \pm 16,5 \text{ MN}$

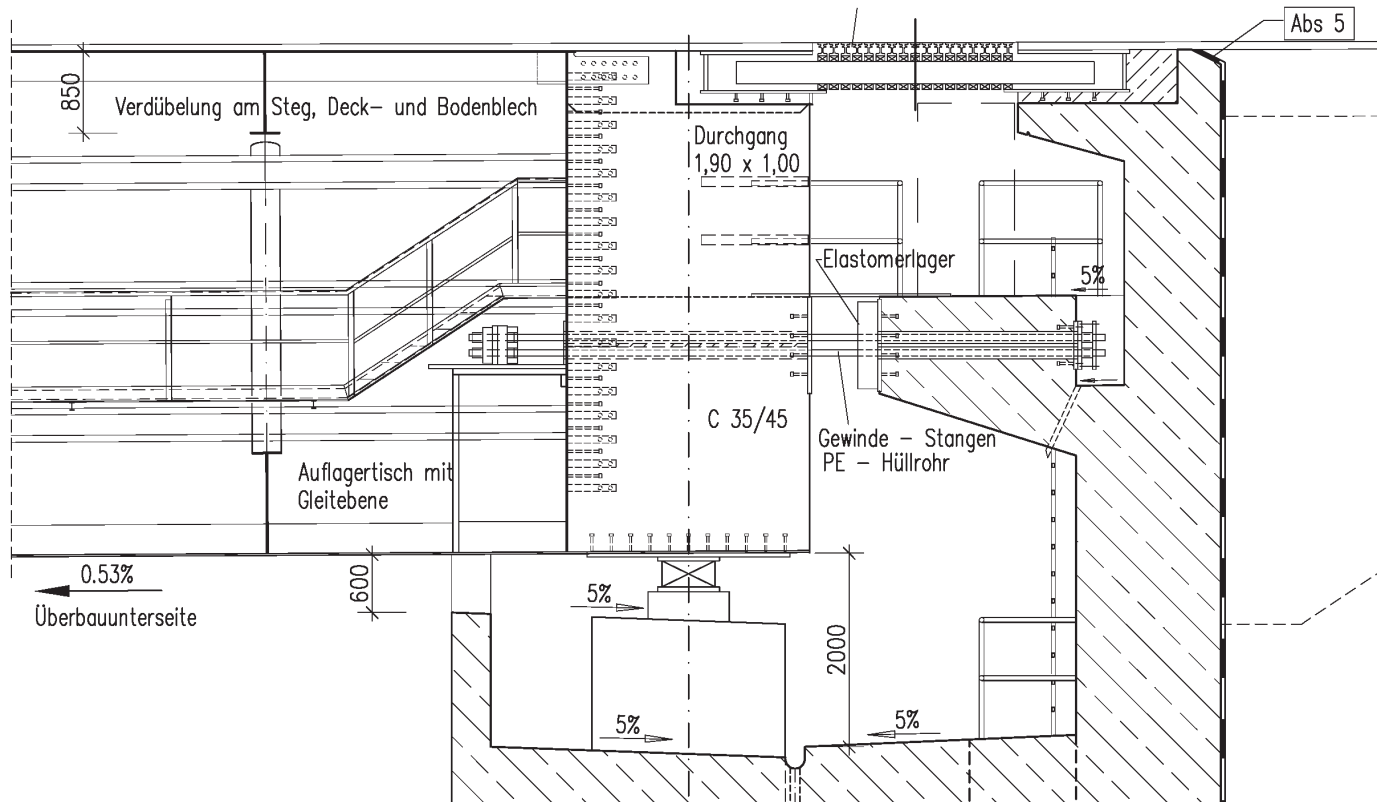


Bild 6. Bewegungsbegrenzer im Längsschnitt
Fig. 6. Motion-limiter in longitudinal section

reaktionsharzgebundenem Dünn-schichtbelag analog zu den Schramm-bordbereichen der Außenkappen ge-schützt.

Entwässert wird der Überbau über am Tiefpunkt eingebaute Ent-wässerungseinläufe. Das Oberflächen-wasser wird über eine im Hohlkasten verlaufende Längsentwässerungslei-tung abgeführt.

Zu Inspektionzwecken ist der beleuchtete Überbau über einen ober-halb des Bodenbleches angeordneten Laufsteg begehbar. Unterhalb der Fahr-bahn wird im Hohlkasten ein Katzträ-ger zum Lasttransport eingebaut.

Der Überbau erhält im Fahrbahn-bereich eine Abdichtung nach ZTV-BEL-ST mit Reaktionsharz-dichtung, darüber einen Asphaltbelag von 3,5 cm Schutz- und 4 cm Deckschicht. Die Rand- und Mittelkappen erhalten ei-nen 5 mm dicken Dünnbelag.

2.8 Bauverfahren

Der Überbau wird im Taktschiebever-fahren hergestellt. Die Länge der zum Einschleiben zu nutzenden Vershub-lager ist mit 5 m vorgegeben.

Die Stahlkonstruktion des Über-baus wird hinter dem östlichen Widerlager auf einem Vormontageplatz

von ca. 300 m Länge vormontiert, mit dem endgültigen Korrosionsschutz versehen und eingeschoben.

Der Vormontageplatz ist über den späteren Zubringer von der B 53 zur B 50n zu erreichen.

Wesentliches Element der Ver-schubkonzeption ist die Nutzung einer Pylonüberspannung. Dabei wird der Überbau mit einem 80 m hohen Pylon ausgerüstet, dessen Seilabspannungen geeignet sind, die Verformungen an der Kragarmspitze zum Auffahren auf die Pfeiler zu steuern und zu korrigieren. Aus Gewichtsgründen ist vorgese-hen, die ersten vier Schüsse mit einer Länge von ca. 90 m ohne die auskra-genden Bauteile einzuschieben. Nach dem Einschub wird der Überbau auf Endhöhe abgesenkt, die zunächst feh-lenden Kragplatten der ersten vier Schüsse nachmontiert und der Über-bau durch die Herstellung der Beton-endquerträger, den Einbau der Lager und Fahrbahnübergänge komplettiert.

2.9 Besonderheiten für die Ausführungsplanung

Aufgrund der Bauwerkabmessungen sind in der Ausschreibung für die Wind-lasten in den End- und Bauzuständen, die Einwirkungen infolge Erdbeben

und den Heißeinbau des Gussasphaltes spezielle Angaben vorgegeben worden. Insbesondere wird darauf hinge-wiesen, dass der Überbau und die Pfei-ler auf aeroelastische Instabilitäten zu untersuchen sind.

2.10 Bauzeit

Für die Ausführung der Baumaßnahme ist eine Bauzeit von 1350 Werktagen vorgesehen.

3 Lösungen bei der Überführung des Ausschreibungsentwurfes in die Bauausführung

3.1 Allgemeines

Die Umsetzung und Überführung der Entwurfsideen sind mit im Zuge der Ausführung sich vertiefenden bezie-hungsweise erstmalig untersuchten Sachverhalten in Bezug auf:

- Windlastfälle und deren Präzisie-rung und Variation
- Temperatur und Heißeinbau Guss-asphalt
- Sonder-Windgutachten wegen der Anfälligkeit des Überbaus und der Unterbauten bei wirbelerregten Querschwingungen
- Untersuchungen der Pfeiler im Zu-stand I/II

– Überlegungen zum Lastfall Erdbeben zu überlagern.

Für das einzusetzende Verschiebesystem stellte sich im Laufe der Ausführungsplanung die Notwendigkeit einer Weiterentwicklung der zur Verfügung stehenden Systeme und Technologien heraus, die in eine Patentanmeldung mündete.

3.2 Vormontageplatz

Hinter dem Widerlager Achse 50 auf der Hunsrückseite steht für den Zusammenbau des Überbaus ein ca. 300 m langer Vormontageplatz (Bild 7) zur Verfügung, der über den späteren Zubringer erreicht wird. Der Vormon-

tageplatz ist mit zwei Portalkränen ausgestattet, die zusammen eine Hubkapazität von ca. 120 t aufweisen. Im hinteren Teil befinden sich die Zulaugen für den Zusammenbau des Überbaus, im vorderen Teil zum Widerlager hin wird der Baustellenkorrosionsschutz im Schutz einer Einhausung aufgebracht (Bild 8).

3.3 Bauteil- und Schusseinteilung

Entsprechend der in Brückenlängsrichtung veränderlichen Bauhöhe des Überbaus wird der Querschnitt entsprechend Bild 9 in Einzelbauteile aufgeteilt. Bis zu einer Bauhöhe von ca. 6,00 m werden die Hauptträger ohne die Bauteile 9.1 und 9.2 ausge-

führt, wobei die Bauteile 6 und 7 mit konstanter Höhe und die Bauteile 4 und 5 mit veränderlicher Höhe ausgebildet werden. Ab einer Bauhöhe von 6,00 m wird der Querschnitt mit der oben dargestellten Aufteilung in 12 Bauteile unterteilt. Die Bauteile 4, 5, 6 und 7 haben eine konstante Höhe; die Veränderlichkeit in der Bauhöhe wird in den Bauteilen 9.1 und 9.2 realisiert. Der Vorteil dieser Einteilung ist, dass bei den Bauteilen mit konstanter Höhe eine Vielzahl der Querrahmen geometrisch gleich ausgeführt werden kann.

Basierend auf dem Ausschreibungsgewicht von ca. 25 000 t für die Stahlkonstruktion wurde der Überbau mit der vorgenannten Bauteilglie-



Bild 7. Luftaufnahme des Vormontageplatzes
Fig. 7. Aerial view of the assembly-place



Bild 8. Aufbau der Einhausung für den Baustellenkorrosionsschutz
Fig. 8. Housing for the painting works

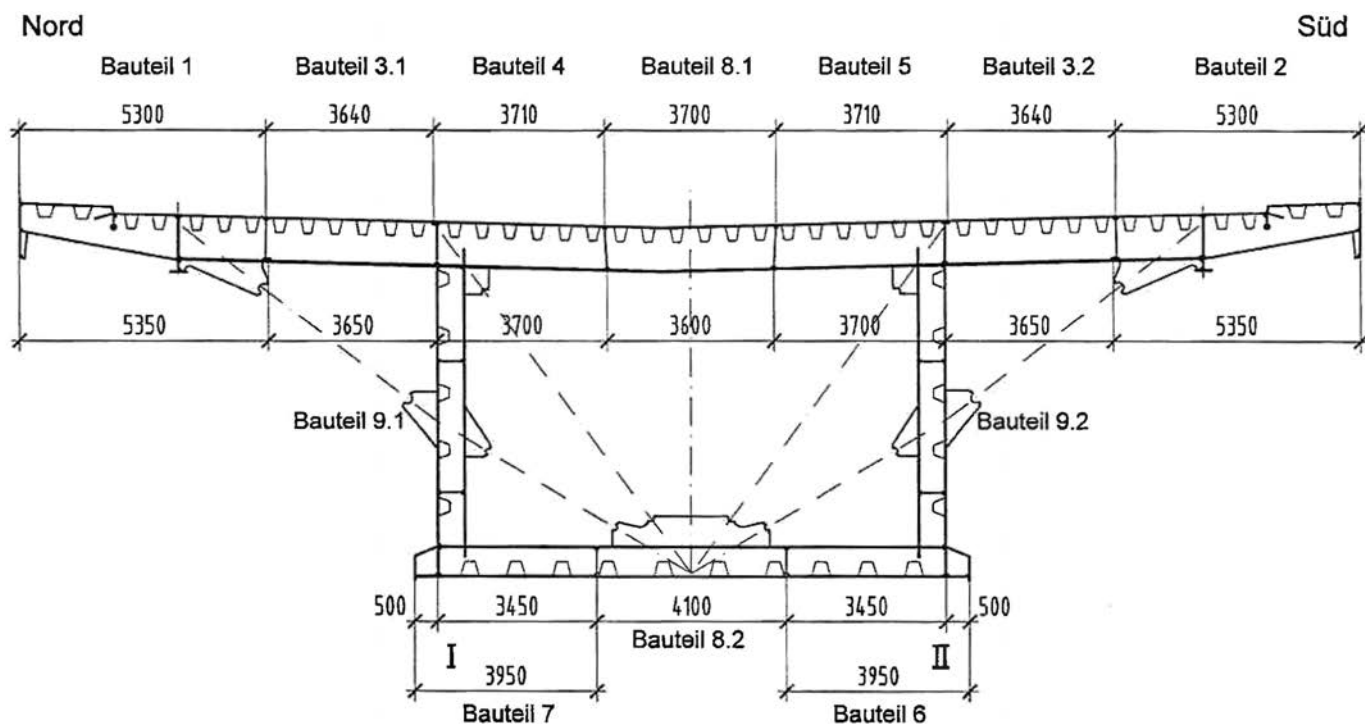


Bild 9. Bauteileinteilung
Fig. 9. Partition of the structure

derung entsprechend den Transportmöglichkeiten und den Hubkapazitäten der Portalkräne in 78 Schüsse eingeteilt. Im Zuge der Ausführungsplanung musste die Anzahl der Schüsse wegen der Stahlmassenmehrung bei der Stahlkonstruktion des Überbaus auf 82 Schüsse erhöht werden. Die Bauteilgewichte variieren zwischen 20 t und 100 t.

3.4 Zusammenbau auf dem Vormontageplatz

Die in den beiden Fertigungsstätten der Firmen ECM und EDS vorgefertigten Bauteile werden mittels Straßentransport zum Vormontageplatz gebracht und dort mit den Portalkränen auf Zulagen abgelegt. Dabei werden die Bauteile 4, 9.1 und 7 bzw. die

Bauteile 5, 9.2 und 6 flach auf den Hauptträgerstegen liegend ausgerichtet (Bild 10). So können die Stegnähte in Wannlage geschweißt werden. Nach dem Verschweißen der Stegnähte werden die entstandenen U-förmigen Großbauteile mit den Portalkränen mittels einer speziellen Kantvorrichtung in die endgültige Lage aufkantet (Bilder 10 und 11). Dann

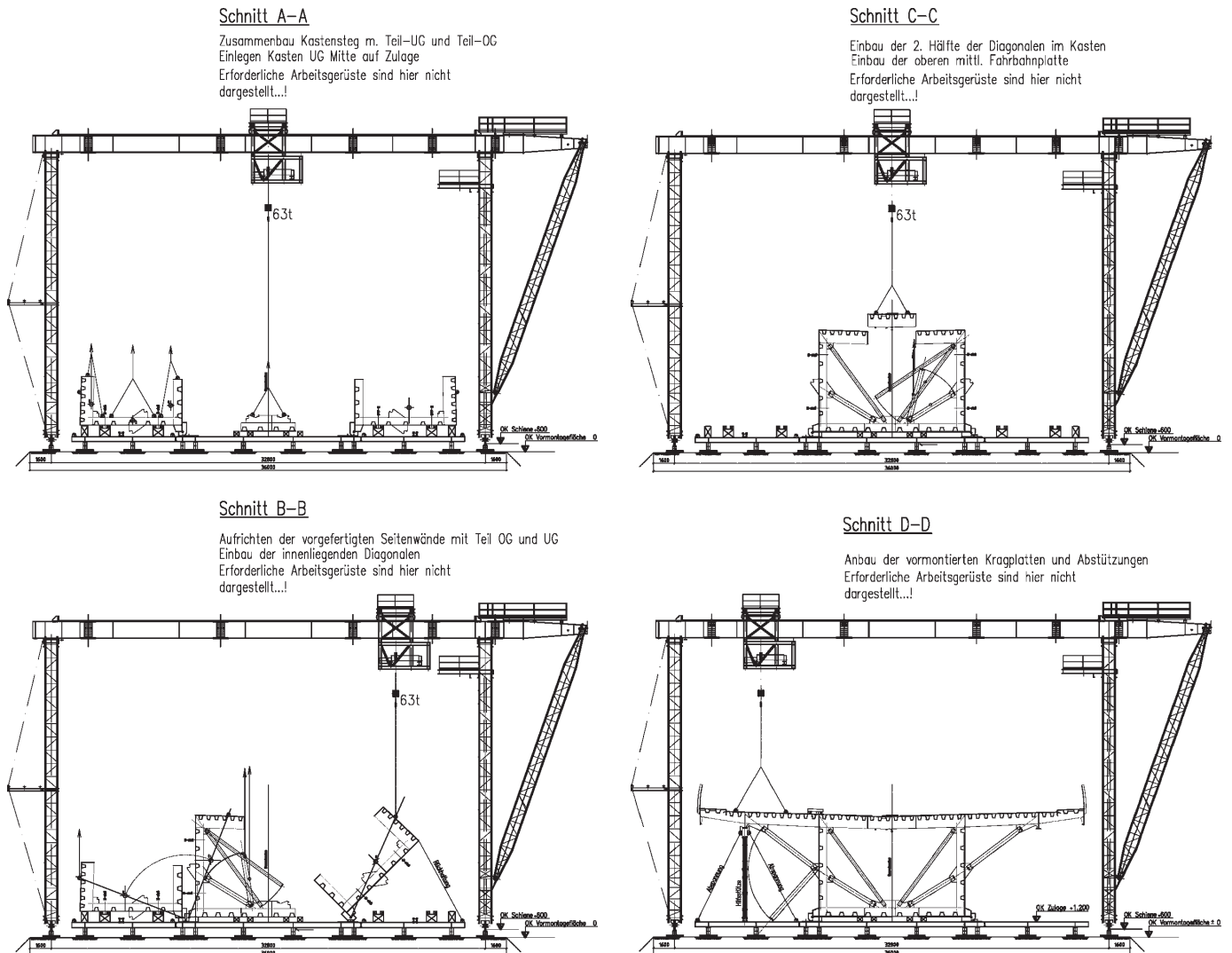


Bild 10. Zusammenbau des Hohlkastens auf dem Vormontageplatz und Aufkanten
Fig. 10. Assembly of the hollow box and edging



Bild 11. Zusammenbau des Hohlkastens auf dem Vormontageplatz und Aufkanten
Fig. 11. Assembly of the hollow box and edging

können das Bauteil 8.2 und die inneren Diagonalaussteifungen montiert und verschweißt werden.

Als Letztes wird mit dem Einbau des Bauteiles 8.1 der Hohlkasten geschlossen.

Parallel dazu werden die Bauteile 1 mit 3.1 und 2 mit 3.2 verschweißt und anschließend mit den Portalkränen zusammen mit den äußeren Diagonalen an den zusammengeschweißten Hohlkasten angebaut.

3.5 Pylon mit Überspannung

Bei der Überbauerstellung im Takt-schiebeverfahren treten Zustände mit freien Kragarmlängen von bis zu 210 m auf. Um in diesen Zuständen die Kragmomente und die damit verbundenen Verformungen der Kragarmspitze zu begrenzen, wird der Überbau mit einer Überspannung versehen. Der ca. 80 m hohe Pylon ist in der Endlage in der Achse 2 angeordnet, die Seile

werden in den Auflagerschotten der Achsen 1 bzw. 3 verankert (Bild 12).

Die Konstruktion des Pylons wird einschließlich der Seile auf dem Brückendeck vormontiert und mittels einer Hilfsstütze und Litzenhebern aufgerichtet.

Im Zuge der Ausführungsplanung hat sich herausgestellt, dass es nicht möglich ist, den Überbau mit einer konstanten, definierten Vorspannung der Überspannung einzuschieben. Wenn der Pylon (mit Vorspannung) beim Einschieben mittig in einem Feld steht, verdoppeln sich die Momente ungefähr gegenüber der reinen Eigengewichtsbelastung (Bild 13). Durch die größere Beanspruchung muss der Überbau erheblich verstärkt werden, wodurch sich die Steifigkeit des Überbaus vergrößert. Um dann die gleichen Effekte durch die Vorspannung zu erzielen, muss die Vorspannung gegen einen steiferen Überbau aufgebracht werden, was wiederum zu

einer Verstärkung des Überbaus führt. Es würden sich Blechdicken von mehr als 110 mm (Grenzwert der Blechdicke für S 355 NL/ML gem. DIN FB 103) ergeben.

Die Lösung, um diese Spirale zu durchbrechen, besteht aus drei Maßnahmen:

1. Begrenzung der Vorspannung beim Auffahren auf den nächsten Pfeiler auf einen Wert, so dass sich eine Verformung an der Kragarmspitze von maximal ca. 2 m einstellt,
2. Variation der Vorspannung, angepasst an die jeweilige Stellung des Pylons beim Einschub,
3. Einsatz von Material der Güte S 460 im überspannten Bereich des Überbaus

Für das Variieren der Vorspannung beim Einschieben des Überbaus gibt es die Möglichkeit, entweder die Vorspannung der Litzen mit Litzenhebern zu variieren oder die Vorspan-

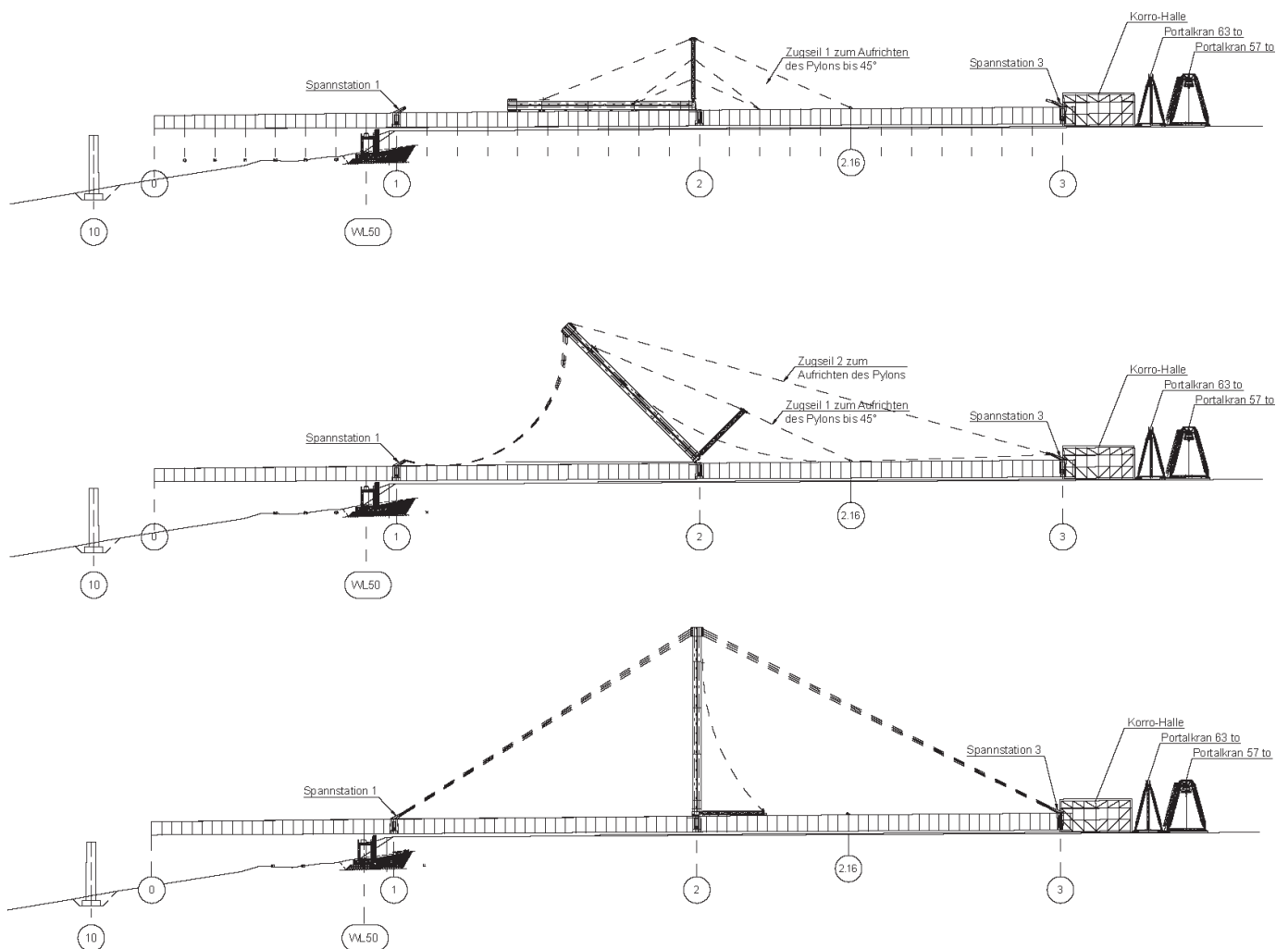


Bild 12. Aufrichten des Pylons
Fig. 12. Erection of the pylon

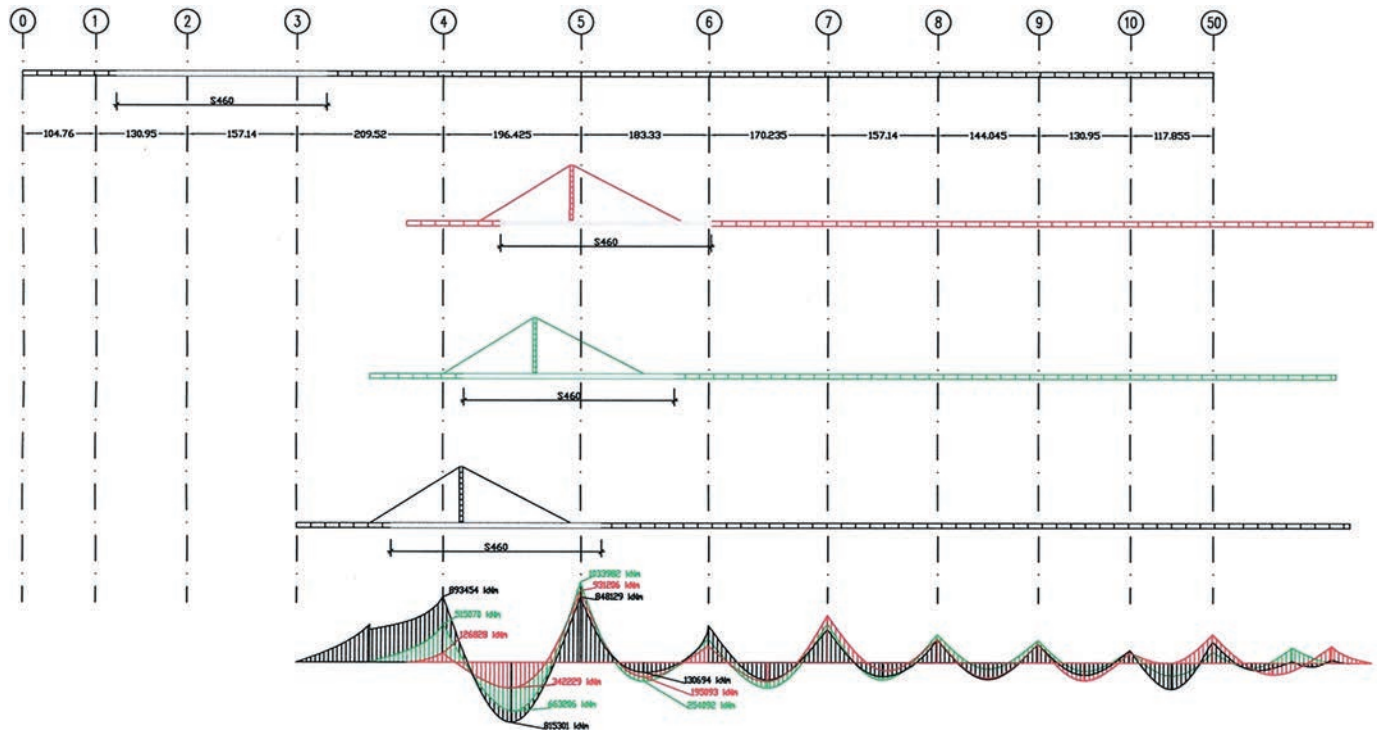


Bild 13. Auswirkung der Vorspannung der Überspannung auf die Schnittgrößen
 Fig. 13. Effects of the prestensioning of the pylon-cables to the stress resultants

nung der Litzen durch Anheben oder Absenken des Pylonfußes mittels hydraulischer Pressen zu steuern. Die Variation der Vorspannung der Überspannung mittels Anheben bzw. Absenken des Pylons hat sich für die Ausführung als wirtschaftlichste Lösung herausgestellt. Durch die vorgenannten Maßnahmen können die Grenzwerte für die Blechdicken für S 460 NL/ML gem. DIN FB 103 (95 mm) eingehalten und das Mehrgewicht reduziert werden.

3.6 Vershubtechnologie

3.6.1 Allgemeines

Um einen Überbau zu verschieben, muss eine Vershubebene in Kombination mit einem Antrieb festgelegt

werden. Als Antrieb kommen in der Regel am Überbau und zentral im Bau-feld verankerte Winden, Seilzüge, Litzenheber oder dergleichen zum Einsatz. Weiterhin ist eine geeignete Rückhaltekonstruktion erforderlich.

Bei der Hochmoselbrücke ergibt sich aus den Rahmenbedingungen der Baustelle und der Brückenkonstruktion eine Vershubtechnologie mit stationären Vershublagern, ausgebildet als Vershubwippen, die auf dem Vormontageplatz und auf den Pfeilern positioniert werden.

Im Bild 14 ist der Vershub mit einem stationären, zentralen Antrieb dargestellt:

An den Vershublagern auf den Pfeilern treten Horizontalkräfte aus Reibung auf. Im Zuge der Ausfüh-

rungsplanung hat sich herausgestellt, dass bei dieser Vershubtechnologie diese Horizontalkräfte aus Reibung von den hohen Pfeilern nicht aufgenommen werden können.

Die Standsicherheit der Pfeiler in den Vershubzuständen kann realisiert werden, wenn die Vorschubkraft über ein entsprechendes Vershubsystem auf die einzelnen Pfeiler verteilt wird. Dabei werden hydraulische Pressen für den Vershub auf jedem Pfeiler eingesetzt, die die Brücke horizontal bewegen (s. Bild 15). Der Vorteil eines solchen Vershubsystems ist die Tatsache, dass auf die Pfeiler keine äußeren Horizontalkräfte wirken. Die horizontalen Kräfte sind sozusagen kurzgeschlossen, d. h. die Aktionskraft (durch die hydraulische Presse)

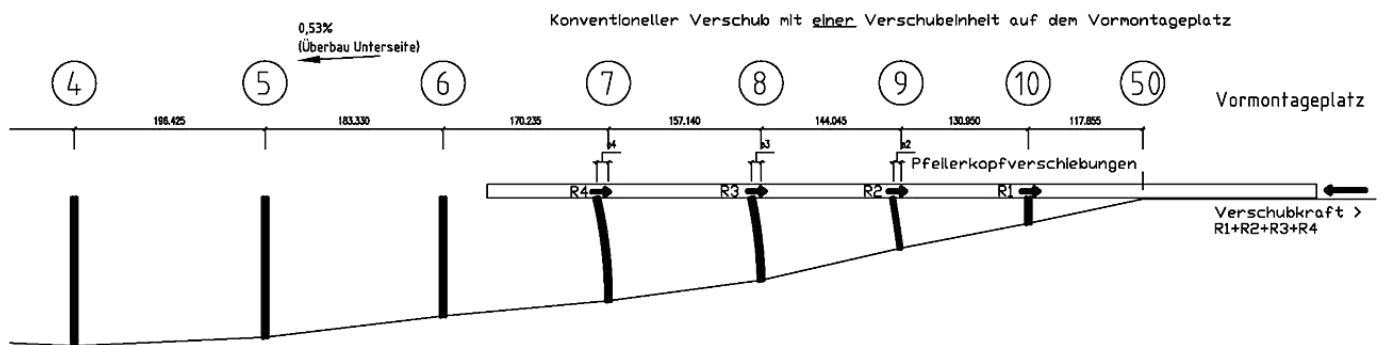


Bild 14. Vershub des Überbaus mittels eines stationären, zentralen Antriebs
 Fig. 14. Shifting of the superstructure by a stationary, central drive

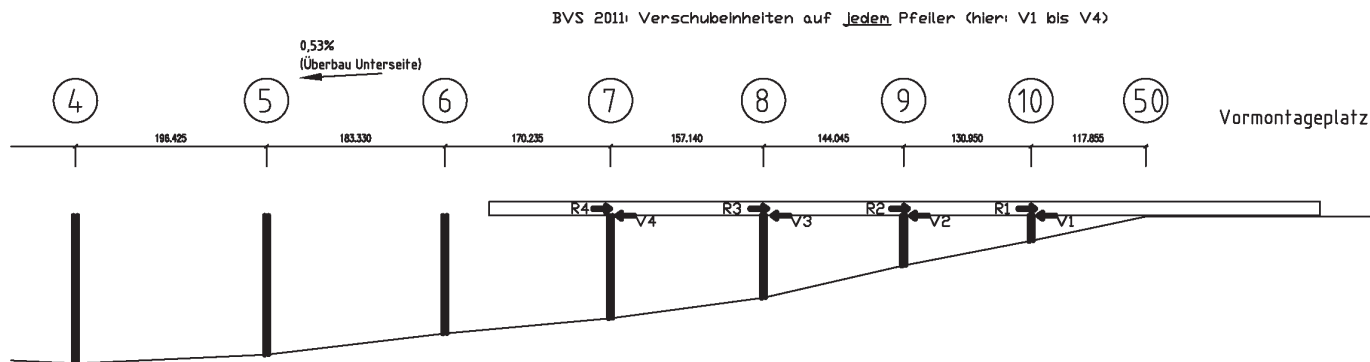


Bild 15. Verschiebeeinrichtung mit dezentralem Antrieb
 Fig. 15. Movement of the structure with a decentralized drive

ist gleich der Reaktionskraft (Reibung in den Verschieblagern).

Ein solches Verschiebesystem wurde bei dem Verschieben der Millau-Brücke eingesetzt (vergl. [5]). Systeme dieser oder ähnlicher Art sind jedoch nicht universell einsetzbar, da sie eine Mindestlänge des Verschiebesystems erfordern, was einen wesentlichen Einfluss auf die Pfeilerkopfgeometrie hat, den Entwurf der Stahlbrücke (Einbau von zusätzlichen Stegen oder Aussteifungen) grundsätzlich beeinflussen und insofern bereits im Grundkonzept der Entwurfsplanung beachtet sein müssen.

3.6.2 Lösung für die Hochmoselbrücke

Für die Hochmoselbrücke wurde der Grundgedanke des dezentralen Antriebs auf den Pfeilern aufgegriffen und daraus ein an die vorhandenen Randbedingungen angepasstes Brückenverschiebesystem neu entwickelt. Diese Lösung wurde als Deutsche Patentanmeldung 102011054720.7, „Vorrichtung und Verfahren zum Verschieben einer Brücke“ (Brückenverschiebesystem 2011, s. Bild 16) im Zuge der Projektbearbeitung aufgezeigt [6].

Bei diesem so genannten Brückenverschiebesystem 2011 werden auf einem Verschiebebalken einzelne Verschiebelager mit hydraulischen Pressen zwischen Verschiebebalken und Stahlüberbau (Brücke) eingeschoben. Die Gleitebene (PTFE) ist auf dem Verschiebebalken. Die zur Brücke liegende Seite des Verschiebelagers hat über eine Einlage aus Elastomer eine ausreichend hohe Reibung, so dass die Brücke durch das Einschieben der Verschiebelager horizontal bewegt wird. Die Verschiebelager werden am Ende des Verschiebebalkens aufgefangen und erneut eingesetzt.

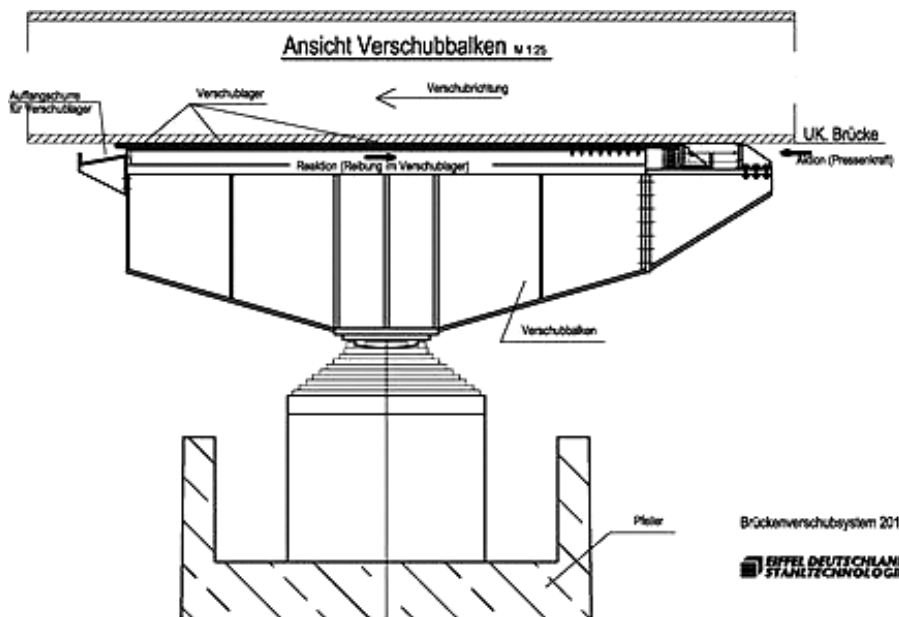


Bild 16. Verschiebewippe mit Brückenverschiebesystem 2011
 Fig. 16. Launching-bearing with Bridge-Movement-System 2011

3.7 Einwirkungen aus Wind und aeroelastische Stabilitäten

Aufgrund seiner Abmessungen (Stützweite bis 210 m) und Lage und Höhe über dem Talgrund werden z. T. die Grenzwerte der Gültigkeit verschiedener Vorschriften überschritten. So sind z. B. die auf das Bauwerk in den End- und Bauzuständen anzusetzen-

den Windlasten nur bis zu Stützweiten von 200 m geregelt. Deshalb wurden im Vorfeld detaillierte Untersuchungen und Festlegungen zu den anzusetzenden Windlasten erstellt.

Im Zuge der Ausführungsplanung hat es sich gezeigt, dass der Überbau in verschiedenen Verschiebezuständen und einige frei stehende Pfeiler in Bauzwischenzuständen infolge wirbeler-



Bild 17. Windverkleidung
 Fig. 17. Wind-cladding



regter Schwingungen nicht standsicher sind. Das daraufhin vom Bauherrn beauftragte Windgutachten ergab nach der Durchführung von Windkanalversuchen, dass das Aufschaukeln infolge Winderregung durch die Anordnung von so genannten Kuben an den betroffenen Pfeilern und von mit Blechen verkleideten, dreieckförmigen Vorsatzkeilen (Bild 17) auf den ersten 90 m der Kragarmspitze verhindert werden kann.

4 Beschreibung der Tragwirkung

4.1 Tragwirkung Längssystem

Die Haupttragwirkung des oben liegenden Überbaus wird vorrangig durch Biegung realisiert. Allerdings ergibt sich durch die elastische Kopplung des Überbaus in den Pfeilerachsen 3 bis 6 mit den Unterbauten ein mit den Pfeilern gekoppeltes rahmenartiges System. In Verbindung mit der Weichheit der Pfeiler und der Anordnung von Bewegungslagern an den Enden des Überbaus ist dieses System zum einen elastisch in Brückenlängsrichtung und zum anderen liegt ein System veränderlicher Gliederung im Falle des Anschlagens an die Bewegungsbegrenzer vor, da damit ein Festpunkt in Längsrichtung geschaffen wird. Durch diese Lagerung werden neben den Biegemomenten auch nennenswerte Normalkräfte im Überbau verursacht, die in der Bemessung zu berücksichtigen sind.

4.2 Tragwirkung Quersysteme

Die Quersysteme bestehen grundsätzlich aus den Feldquersystemen und den Pfeilerquerrahmen. Die Feldquersysteme gliedern sich in Querrahmen, Querverbände und Querrahmenver-

bände (s. Bild 18). Die Querrahmen sind alle 4,365 m über die Brücke hinweg angeordnet und verfügen über keine Versteifung durch V-Streben. Alle 13,095 m befinden sich Querverbände, hier wird die Auskragung der Fahrbahn durch eine Diagonale gestützt, diese Stützung wird durch eine Voute oder innere Druckstrebe in den Kastenträger weitergeleitet. Zusätzlich befinden sich im Bereich der Querverbände V-Streben, die primär zur Querschnittserhaltung des Kastenträgers dienen, aber auch die Quersteifenwirkung der Beulfeldbegrenzung unterstützen. Diese Querrahmenverbände sind in den stütznahen Bereichen der Brücke alle 4,365 m angeordnet. Der obere Riegel der Quersysteme ist Bestandteil der orthotropen Fahrbahn und dient damit als elastische Stützung für die Fahrbahnrippen. In den Stützenachsen sind Doppelquerrahmen angeordnet, um die großen Lagerlasten bei gleichzeitig auftretenden Verschiebungen der Lager ableiten zu können.

4.3 Tragwirkung orthotrope Fahrbahnplatte

Die orthotrope Fahrbahnplatte des Überbaus muss neben den Beanspruchungen aus dem Haupttragwerk als Obergurt des Kastenquerschnittes die direkt auf das Deckblech einwirkenden Lasten abtragen. Zur Erfüllung der Vergleichsspannungsnachweise sind Fahrbahnblechdicken von bis zu 40 mm notwendig. Unterhalb des Pylons bei Achse 2 beträgt die bauzeitlich erforderliche Blechdicke sogar 60 mm. Für die Trapezrippen der Fahrbahnplatte, die von Querrahmen zu Querrahmen über eine Länge von 4,365 m spannen, ergeben sich nach

der Überlagerung der Einzelbeanspruchungen Blechdicken von bis zu 16 mm.

5 Ausführungsstatik Stahlbau

5.1 Einwirkungen

Die Einwirkungen wurden gemäß DIN-Fachbericht 101 [8] und ergänzend hierzu gemäß [9] berücksichtigt. Für die vertikalen Verkehrslasten wurde insbesondere das Lastmodell LM 1 nach [8] angenommen, Sonderlasten für Schwerverkehr wurden nicht berücksichtigt. Neben den üblichen Einwirkungen wurden für die Bemessung der Hochmoselbrücke gemäß [9] modifizierte Belastungen berücksichtigt; hierzu gehörten vor allem erhöhte horizontale Verkehrseinwirkungen (Bremsen/Anfahren mit $Q_{lk} = 1500 \text{ kN}$), erhöhte Windlasten, zusätzliche Temperatureinwirkungen, Ausbau und Heißeinbau von Asphalt sowie Erdbeben.

Abweichend von [8] waren die Windlasten in Form von drei Komponenten Seitenwind w_x , Unterwind w_z und Windmoment m_T gemäß Bild 19 anzusetzen, wobei jede der drei Komponenten aus einem mittleren Geschwindigkeitsdruck $q_m(x_i, z_i)$ in Abhängigkeit der Höhe über Grund und einem ortsabhängigen Böengeschwindigkeitsdruck $q_b(x_b, z_b)$ in Form einer Wanderlast nach Bild 20 gebildet wurde.

Nach [9] sind in einer zusätzlichen Bemessungssituation die Auswirkungen eines im Querschnitt bereichsweisen Aus- und Wiedereinbaus von Asphalt zu untersuchen. Als Bereich wurden eine Breite von 6,00 m und eine Fertigerlänge von 25 m vorgegeben. Für das Gesamttragwerk maßgebend sind dabei die Situatio-

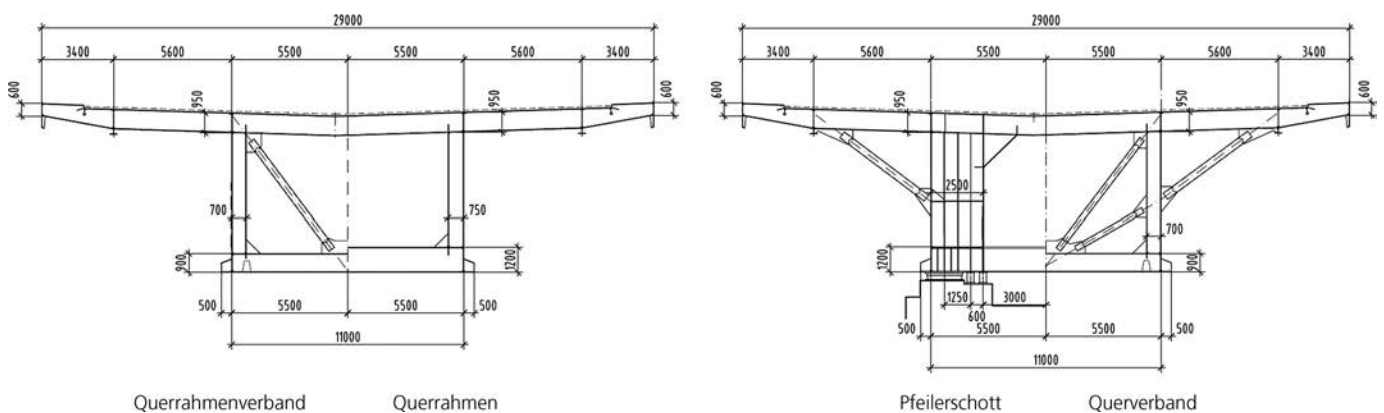


Bild 18. Quersysteme

Fig. 18. Cross-sections

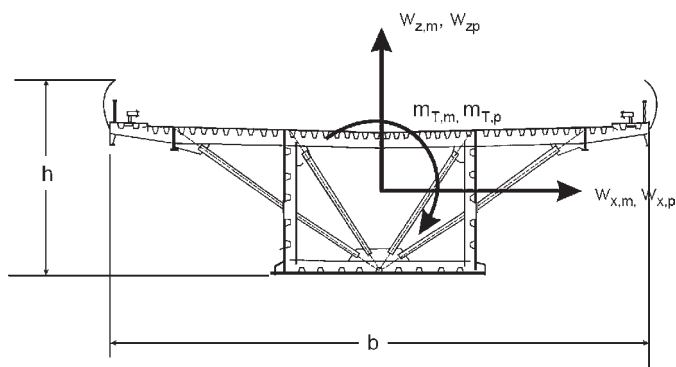


Bild 19. Komponenten der Windeinwirkung auf den Überbau aus [9]

Fig. 19. Components of the wind forces on the superstructure from [9]

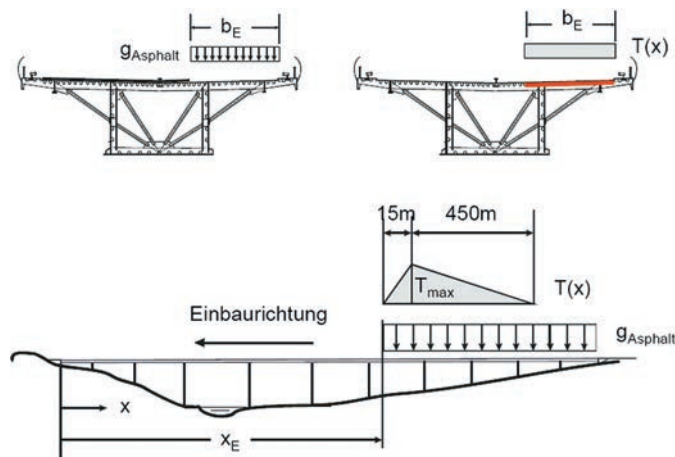


Bild 21. Heißeinbau des Asphalts aus [9]

Fig. 21. Hot installation of Asphalt from [9]

nen Aus-/Einbau am nördlichen Fahrbahnrand (links) und Aus-/Einbau am südlichen Fahrbahnrand (rechts). Es wurden alle maßgebenden Zwischenzustände für die Aus- und Einbaurichtungen Achse 0 → 50 und Achse 50 → 0 untersucht. Zusätzlich zu den vertikalen Einwirkungen sind die Temperatureinwirkungen aus dem Heißeinbau des Asphaltes zu berücksichtigen. Für die Berechnung der Schnittgrößen im Gesamtmodell wurde in Brückenlängsrichtung ein linear veränderliches Temperaturfeld von 465 m Länge untersucht (s. Bild 21). Die Temperatureinwirkung wurde als konstanter (ΔT_N) und linearer ($\Delta T_{M,y}$, $\Delta T_{M,z}$) Temperaturanteil aufgebracht. Für die Bemessung der Querrahmen und Querverbände erwärmen sich beim Heißeinbau gemäß [9] die Bauteile mit einer Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterseite des Querträgers von $\Delta T_{max} = 100$ K.

Neben den Einwirkungen im Endzustand waren entsprechende Einwirkungen in den Bauzuständen anzusetzen. Hierzu zählten neben den auftretenden Eigenlasten Montagelasten von 1 kN/m^2 (beim Vershub $0,5 \text{ kN/m}^2$) sowie teilweise abgeminderte Wind-

lasten in Abhängigkeit der Dauer der Bauzustände.

5.2 Modellierung Tragwerk

5.2.1 Modell Gesamtsystem Endzustand

Wegen der elastischen Kopplung des Überbaus mit den Pfeilern 3 bis 6 musste die globale Tragwirkung des Brückenbauwerkes mit einem Gesamtmodell untersucht werden, das neben dem Überbau auch die Pfeiler und Pfeilergründungen einschloss. Dabei wurden die Widerlager und Pfeilergründungen nicht vollständig modelliert, sondern durch entsprechende Auflagerbedingungen abgebildet.

Mit dem Gesamtmodell ist eine ganzheitliche Betrachtung des Tragsystems der Brücke möglich. Interaktionen zwischen Überbau und Unterbauten werden zutreffend abgebildet. Diese ergaben sich insbesondere durch die Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung sowie Abminderungen der Steifigkeiten der Pfeiler gegenüber Zustand I auf 90 % in Brückenlängsrichtung und 70 bis 95 % in Brückenquerrichtung.

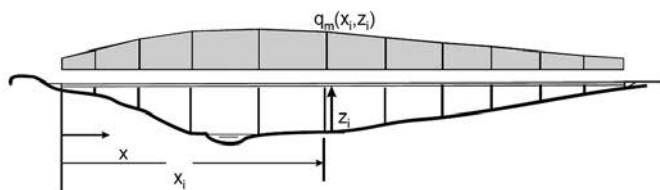
Die Modellierung des Überbaus und der Pfeiler erfolgte im Gesamt-

modell mittels Stabzügen mit je einem Stabzug für den Überbau und für die Pfeiler (Einstabmodell (s. Bild 22)). Die Stäbe wurden mit den entsprechenden Querschnitteigenschaften in alle Richtungen belegt, die Berechnung erfolgte am räumlichen Stabwerksmodell. Diese Modellierung wurde gewählt, um akzeptable Rechenzeiten zu erreichen. Sie gewährleistete die Übergabe von eindeutig zugehörigen Gesamtschnittgrößen für die Gesamtquerschnitte des Überbaus und der Pfeiler.

Es ist zu erwähnen, dass wegen der Kopplung zwischen Unterbauten und Überbau auch Lasten auf die Unterbauten Einfluss auf die Schnittgrößen des Überbaus haben. Daher wurden Einwirkungen auf die Pfeiler (vor allem Windeinwirkungen und Temperaturgradienten) weitestgehend berücksichtigt.

Aufgrund der gewählten Modellierung konnte die Querschnittsverwölbung im Gesamtmodell nicht berücksichtigt werden; hierzu erfolgten separate Untersuchungen. Dabei wurde in ausgewählten Lastzuständen der Einfluss der Verwölbung auf die Verteilung der Längsspannungen abge-

Mittlerer Geschwindigkeitsdruck q_m



Böengeschwindigkeitsdruck q_b

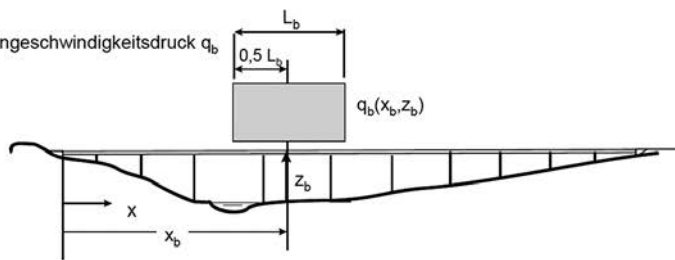


Bild 20. Einwirkung mittlerer Geschwindigkeitsdruck und Böengeschwindigkeitsdruck auf den Überbau aus [9]

Fig. 20. Effects of mean velocity pressure and peak velocity pressure on the superstructure from [9]



Bild 22. Gesamtmodell unter Windeinwirkung quer zur Brücke
 Fig. 22. Wind effects on overall system transverse to bridge

schätzt. Die zusätzlichen Spannungen in der Größe von max. 5 N/mm² wurden in der Bemessung der Längsbleche mit berücksichtigt.

Durch die längs feste Verbindung des Überbaus mit den vier höchsten Pfeilern entsteht ein in Brückenlängsrichtung nicht starr gelagertes System. Die Schnittgrößen und Auflagerkräfte im Gesamttragwerk wurden im Allgemeinen an diesem System und ohne Berücksichtigung der Bewegungsbegrenzer an den Widerlagern berechnet. Dieser Vorgehensweise lag die Annahme zugrunde, dass sich der Überbau ohne Berücksichtigung von maßgeblichen horizontalen Lasten vollständig frei bewegen kann, ohne dass die Bewegungsbegrenzer anschlagen. Folgende Einwirkungen führten jedoch einzeln oder in Kombination zu Verformungen, welche oberhalb der Kapazitäten der Bewegungsbegrenzer liegen:

- horizontale Verkehrseinwirkungen (Bremsen/Anfahren)
- Windeinwirkungen in Brückenlängsrichtung
- Temperatureinwirkungen ΔT_N im Überbau und $\Delta T_{M,y}$ im Pfeiler
- Baugrundbewegungen Δy in den Achsen 3 bis 6

In diesem Zusammenhang waren die Effekte aus Lagerreibung zu berücksichtigen, da sie zusätzliche Lasten auf die Bewegungsbegrenzer verursachen können. Die genannten Einwirkungen wurden deshalb in zusätzlichen Rechengängen unter Berücksichtigung eines aktiven Bewegungsbegrenzers an der Achse 0 oder 50 untersucht; dabei wurden diese Lastfälle mit Annahme eines horizontalen Längsfestlagers in der jeweiligen Widerlagerachse ermittelt. Die Verformungskapazität des Bewegungsbegrenzers von 550 mm wurde durch eine Vorverformung am Aufla-

gerpunkt berücksichtigt. Effekte aus der Theorie II. Ordnung wurden vereinfacht durch zusätzliche Horizontalkräfte an den Pfeilerköpfen berücksichtigt.

5.2.2 Modell Gesamtsystem Bauzustände

Die Berechnung des Überbaus in den Bauzuständen erfolgte an einem statischen Modell, das aus dem Gesamtmodell des Endzustandes abgeleitet wurde (s. Bild 23). Die Pfeiler wurden aufgrund ihrer Nachgiebigkeit und der auf sie einwirkenden Lasten in diesem Modell mit abgebildet. Mit dem Gesamtmodell ist eine ganzheitliche Betrachtung des Tragsystems der Brücke auch in den Bauzuständen möglich.

Das verwendete Programmsystem SOFiSTiK ermöglicht es, Teile des Stabtragwerkes um einen vorgegebe-

nen Wert zu verschieben und dann das geometrisch modifizierte Modell erneut zu berechnen. Die Kopplung des verschobenen Überbaus an die Unterbauten erfolgte über automatisch angepasste Federelemente. Auf diese Weise wurden alle zu untersuchenden Verschiebungszustände gebildet und berechnet. Die Lagerung des Überbaus in den Achsen 0 bis 10 ist grundsätzlich längs beweglich, der Festpunkt befindet sich stets an der Achse 50 oder (in Verschiebungszuständen) im Taktkeller. In diesem Modell wurden auch die Vorverformungen des Überbaus durch seine spannungslose Werkstattform mit abgebildet, so dass infolge der nicht geraden Stabzüge beim Verschieben über in einer Höhe ausgerichtete Verschieblager zusätzliche nennenswerte Schnittgrößen entstanden. Diese waren mit den aus dem jeweiligen statischen System (mit geraden modellierten Stabzügen) resultierenden Schnittgrößen zu überlagern. In Bild 24 ist beispielsweise im derzeitigen Verschiebungszustand 3.01 (nach Einbau von 397,215 m Überbaukonstruktion, noch ohne Pylon, entspricht dem Zustand nach Bild 32) die Verformung in blau (man erkennt die Kragarmdurchbiegung von ca. 900 mm) und die Vorverformung der spannungslosen Werkstattform in rot (bei ca. 200 mm in den Feldmitten) zu erkennen.

Der Überbau liegt im statischen Modell zur Montage, entsprechend



Bild 23. Gesamtmodell Montage/Verschub (verschobener Zustand)
 Fig. 23. Visualisation of the overall model-assembly/sliding (state after sliding)

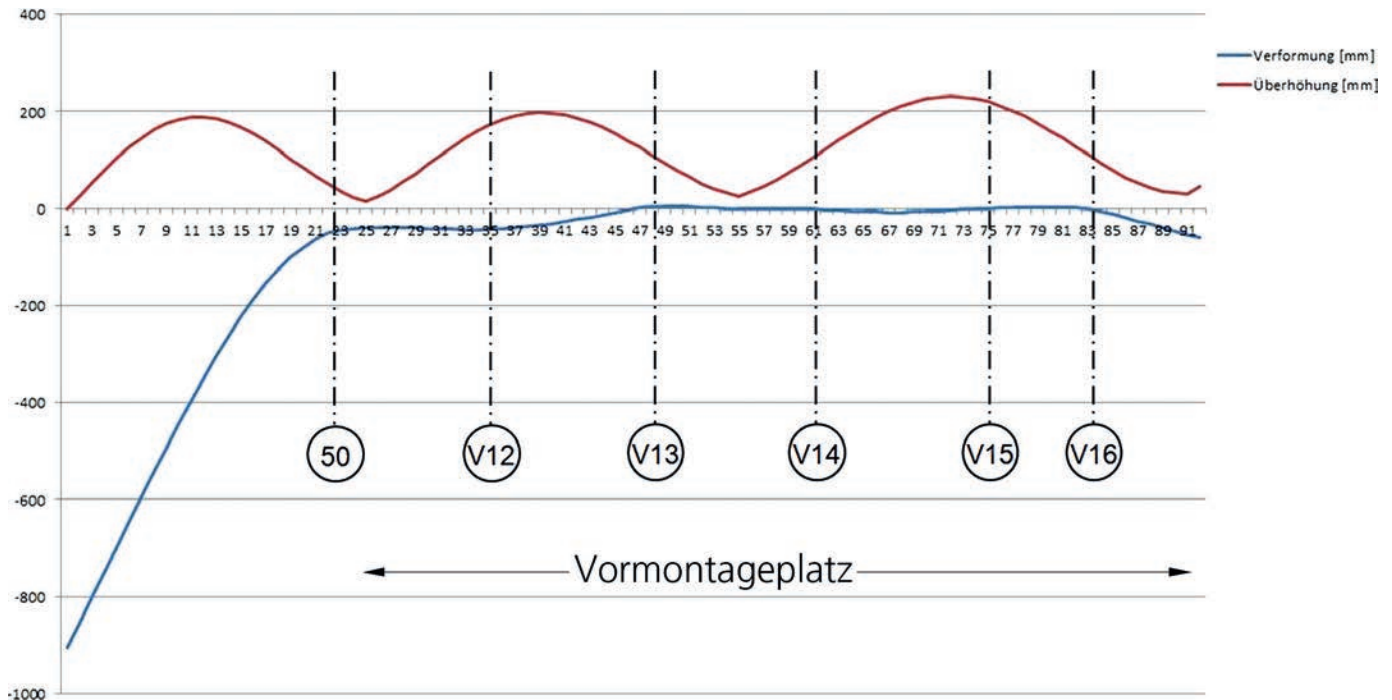


Bild 24. Verformungen infolge Werkstattform und Durchbiegung im Schubzustand 3.01

Fig. 24. Deformation of the superstructure in unstrained condition and the reflection in the sliding state 3.01

seiner Schubhöhe, 2,0 m höher als im statischen Modell des Endzustandes. In dem statischen Modell sind auch die Schublager im Taktkeller sowie die zum Einsatz kommenden Montagebehelfe (Pylon mit Abspannungen) abgebildet.

Die Überbaulager können im statischen Modell achsweise deaktiviert werden. Damit können besondere Situationen wie abhebende Lager oder nicht aufsetzende Lager an der Vorbauspitze simuliert werden. Das Umschalten der Lager erfolgt dabei manuell.

Der Überbau wurde hierfür in Schritten von 13,095 m (Abstand der Querverbände) vom Taktkeller hinter Achse 50 bis in seine Endlage geschoben. Unter Berücksichtigung weiterer Zustände wie Änderung der Seilspannkraft am Pylon oder Ein- und Ausschalten oder Höhenkorrekturen von Schublagern ergaben sich insgesamt 215 zu untersuchende Zustände. Für diese Zustände erfolgte eine Vorbemessung unter Berücksichtigung lediglich der Eigenlasten mit dem Ziel, die bemessungsmaßgebenden Zustände zu evaluieren. Aus Rechenkapazitätsgründen wurde für 99 ausgewählte Zustände die Berechnung mit allen Einwirkungen und Kombinationen durchgeführt, hierfür ergab sich immer noch eine Rechenzeit von ca. 14 Stunden.

Das Gesamttragwerk wurde für die Ermittlung der Gesamtschnittgrößen rein linear nach Theorie I. Ordnung berechnet. Effekte aus der Theorie II. Ordnung sind beim Gesamttragwerk ausschließlich für die Bemessung der Pfeiler von Bedeutung.

Die Montageberechnungen erfolgten mehrfach und iterativ. Die Berechnungen zeigten, dass die Schnittkräfte des Überbaus durch die gewählte Montage des Einschlebens mit Pylon oftmals bemessungsmaßgebend wurden. In Bild 25 sind die maximalen und minimalen Biegemomente im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Endzustand und die Umhüllende für die Bauzustände nach erfolgreicher Iteration dargestellt. Im Bereich zwischen den Pfeilerachsen 1 bis 3 zeigt sich der deutliche Einfluss der maximalen Auskragung des Überbaus im Bauzustand kurz vor Erreichen der Überbauspitze bei Pfeilerachse 3. Die Auskragung beträgt ca. 209 m. Aber auch in den Abschnitten zwischen Achsen 3 bis 10 zeigt sich, dass durch den Schub, bei dem jeder Querschnitt sowohl positive als auch negative Momente erfährt, Schnittkräfte entstehen, die größer sind als die Schnittkräfte im Endzustand.

Die Iteration begann mit einer der Ausschreibung beigefügten Startmaterialverteilung mit einer Stahlgüte S 355. Nach mindestens acht Iteratio-

nen mit nachfolgender Vorbemessung anhand der Vergleichsspannungsnachweise – also noch ohne weitergehende Beulbetrachtungen – ergaben sich Blechdicken der Bodenbleche von 120 bis 150 mm im Bereich von ca. 180 m in unmittelbarer Umgebung der Achse 2. Es wurde dann die Entscheidung getroffen, im Bereich der Achsen 1 bis 3 die Stahlgüte S 460 zu verwenden, womit sich die Blechdicken nach mehreren Iterationsschritten auf weniger als 80 mm reduzieren ließen.

Bei den Montageberechnungen mussten weitere herstellungsbedingte Montageparameter wie z. B. maximale Anhubhöhen und Auflasten der Hilfslager im Taktkeller, minimale und maximale Seilkräfte, maximale Kragarmverformungen an der Kragarmspitze usw. eingehalten werden, die ebenfalls zu einem weiteren iterativen Berechnungsprozess führten.

5.2.3 Modellierung Quersysteme

Die Brücke verfügt über insgesamt 391 quer verlaufende Tragstrukturen. Auf der Grundlage der Geometrie und der Belastungssituation wurden die Quersysteme klassifiziert und schließlich die beiden Betonendquerträger, fünf Auflagerrahmen, 18 Querrahmen und 20 Querverbände berechnet. Die Bemessung der Auflagerquerrahmen erfolgte mit FEM-Strukturen, alle ande-

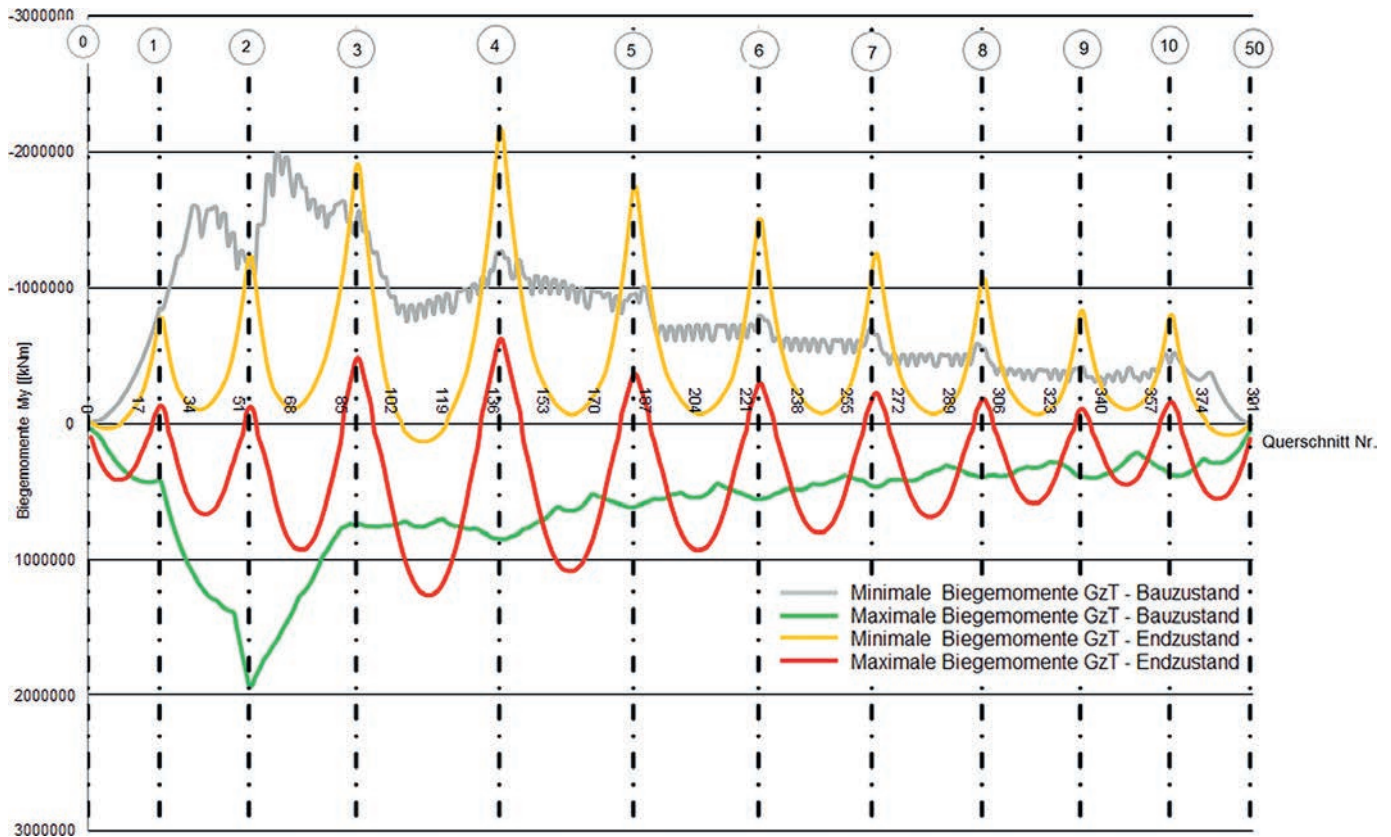


Bild 25. Maximale und Minimale Biegemomente im Bau- und Endzustand
 Fig. 25. Maximum and minimum bending moments in the state of construction and final state

ren Quersysteme wurden mit ebenen Stabwerkmodellen berechnet (s. Bild 26).

Es zeigte sich, dass der Querverband durch seine höhere Steifigkeit und als Auflager des Sekundärlängsträgers mehr Lasten abträgt als der Querrahmen. Die Belastungen auf die Quersysteme erfolgen durch die beiden wesentlichen Tragfunktionen des lokalen Lastabtrages und der Erhaltung der Querschnittstreue. Die Schnittkräfte aus dem lokalen Lastabtrag wurden an einem ebenen Stabwerkmodell der jeweiligen Quersysteme ermittelt, wobei die beiden Hauptträgerstege als vertikale Auflager modelliert wurden

und damit vertikale Auflagerlasten erhalten.

Die Erhaltung der Querschnittstreue ist nur für unsymmetrische Lasten erforderlich. Die Schnittgrößen, die sich aus der Erhaltung der Querschnittstreue ergeben, wurden am selben ebenen Stabwerkmodell ermittelt, wobei dieses durch ein antisymmetrisches Lastpaar und die zugehörigen gegenläufigen Schubflüsse belastet wurde, so dass die Auflagerlasten zu Null werden. Das antisymmetrische Lastpaar wurde an einem durch Federn gebetteten Stab gewonnen, wobei die Federn die Steifigkeit der Quersysteme abbilden und die Steifigkeit des

Stabes durch die Wölbsteifigkeit des Hauptträgerquerschnitts repräsentiert wird.

Die Schnittgrößen aus den lokalen Einwirkungen wurden mit den Schnittgrößen aus der Erhaltung der Querschnittstreue superponiert, um die Bemessungsschnittgrößen zu erhalten. Die Spannungen wurden unter Berücksichtigung der mittragenden Breiten nach [10] in dem Quersystem ermittelt. Danach erfolgte eine Kalibrierung am gleichermaßen belasteten Faltsystem mit FE-Elementen. Ziel war es, mitwirkende Breiten und Lastkonstellationen genauer über Einflussfaktoren zu ermitteln.



Bild 26. Modelle Querverband und Auflagerquerrahmen
 Fig. 26. Modelling of the transverse bracing and pier transverse system

Neben der Gewährleistung eines verzerrungsarmen Querschnitts bilden die Querrahmen die Steifenaufleger der Beulfelder. Dementsprechend wurden die Querrahmenelemente in einem weiteren Lastfall für die Abtriebskräfte aus den Druckkräften in deren Nachbarfeldern bemessen.

5.2.4 Modell orthotrope Fahrbahnplatte

Die Berechnung der lokalen Beanspruchungen erfolgte an mehreren Detailmodellen, welche jeweils einen etwa 40 m langen Ausschnitt der Fahrbahnkonstruktion abbilden (s. Bild 27). Die einzelnen Modelle sind Flächentragwerke mit gebetteten Stäben. Die Querträger und die Längsrippen bilden im System die Stabelemente, das Deckblech bildet die Platte. An den Stegen des Hohlkastens und an den Rohrverbänden ist das System elastisch gestützt.

Die einzelnen Modelle sind hinsichtlich der Steifigkeiten und der Blechdicken der die orthotrope Platte

bildenden Elemente (Fahrbahnplatte, Längsrippen, Querträger) variabel. Die Ergebnisse dieser Detailmodelle sind somit für alle Bereiche der Fahrbahn mit gleichen Steifigkeiten und Blechdicken übertragbar. Die Detailmodelle dienen zur Ermittlung von lokalen Spannungen in den in Brückenlängsrichtung verlaufenden Bauteilen (Deckblech, Trapezrippen, Sekundärlängsträger unter Fahrbahnkragarmen, Gesimse).

5.3 Besonderheiten der Nachweissführung

5.3.1 Vergleichsspannungsnachweise Überbau

Die Bemessung der Längsbleche erfolgte im Grenzzustand der Tragfähigkeit zunächst über den Nachweis der Vergleichsspannung. Es wurden dafür an allen maßgebenden Stellen Vergleichsspannungsnachweise geführt (Bild 28).

Dies betraf einerseits die Interaktion zwischen Längstragwirkung und

Quertragwirkung, z. B. in Durchdringungen der Längsbleche durch Quersysteme (z. B. Hauptträgersteg – Querträgersteg und -gurt) oder im Falle gemeinsamer Tragwirkung von Blechen in Längs- und Querrichtung (z. B. Hauptträgeruntergurt – unterer Querriegelgurt des Querrahmens). Andererseits betraf dies die gemeinsame Tragwirkung aus globaler Haupttragwirkung und lokaler Tragwirkung, wie z. B. bei der orthotropen Fahrbahnplatte. Hier wirkt die Fahrbahnplatte als Obergurt des Hohlkastens, als Obergurt der Querträger (bzw. der oberen Querrahmenriegel), als Obergurt der Längsrippen und als Scheibe für den horizontalen Lastabtrag. Hier mussten die lokalen Spannungen mit den globalen Spannungen überlagert werden, die anschließend in den Nachweis der Vergleichsspannung einfließen.

Mit den Ergebnissen der oben dargestellten iterativen Schnittkraftermittlung bei der Montage wurden die Vergleichsspannungsnachweise mittels einer tabellarischen Berechnung durchgeführt. Hier konnte für jeden Querschnitt eine rasche Dimensionierung erfolgen. Der Überbau wurde im Gesamtmodell in 390 Stäbe mit einer Länge von je 4,365 m unterteilt. Dies entspricht je einem Feld zwischen zwei Querrahmen. Die Einteilung der Bemessungsquerschnitte erfolgte analog, d. h. jedem Stab wurde ein eigener Querschnitt zugeteilt. Die Bemessung an einem Stab erfolgte mit den maximalen Schnittgrößen an beiden Stabenden. Die Spannungsnachweise erfolgten für die Bemessungssituation Endzustand und Bauzustand an ausgewählten Punkten im Querschnitt. Bei den Trapezrippen des Deckbleches wurden sowohl an der Oberkante als auch an der Unterkante Spannungspunkte vorgesehen.

In Tabelle 2 ist exemplarisch die Spannungsausgabe für einen Querschnitt im Außenbereich der Fahrbahn angegeben.

5.3.2 Beulnachweise Überbau

Die Nachweise der Längsbleche gegen Beulen wurden gemäß [10] auf der Grundlage der reduzierten Spannungen geführt. Um die Anzahl der Nachweise zu reduzieren, wurden die 390 Querschnitte nach Geometrie und Spannungen klassifiziert und daraus

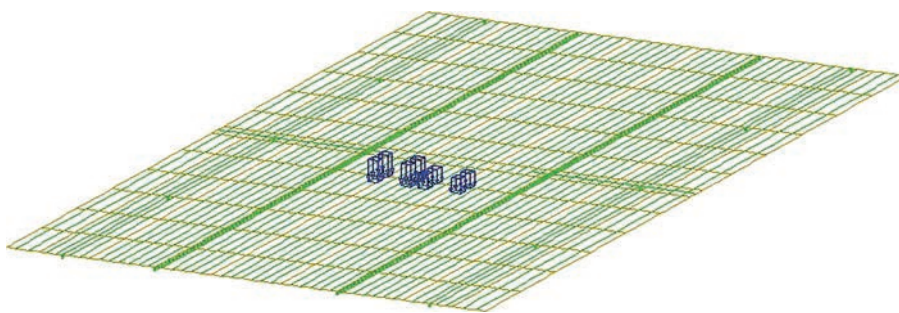


Bild 27. Modell orthotrope Platte
Fig. 27. Modelling of the orthotropic deck slab

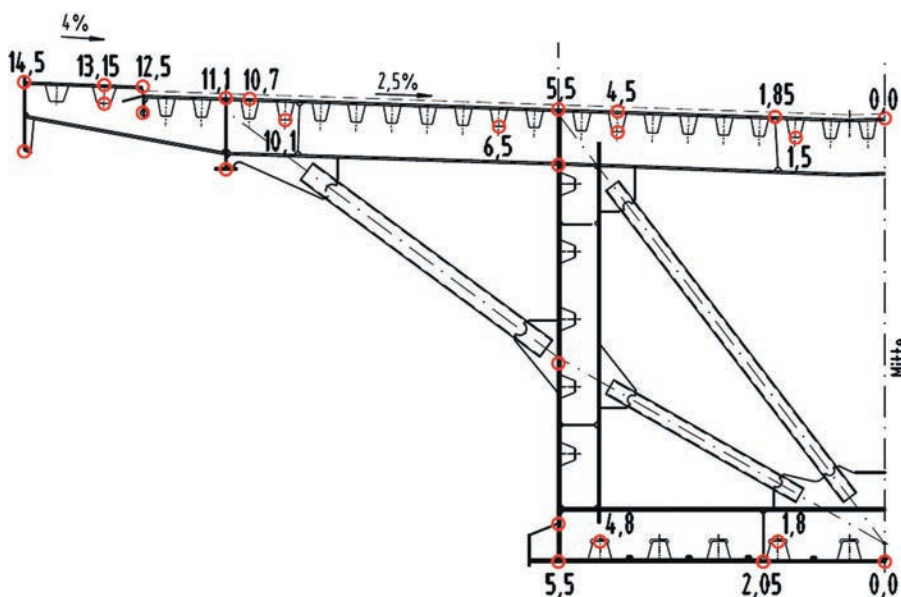


Bild 28. Nachweisstellen im Querschnitt
Fig. 28. Relevant positions in the cross-section

Tabelle 2. Ausgabe der Spannungen in kN/cm² im Querschnitt Nummer 92 im Außenbereich der Fahrbahn
 Table 2. Stress output in kN/cm² in cross-section 92 in the area outside the deck

QS-Nr.: 92		2. OG – FB außen					3. OG – FB außen				
		t-Deckblech: y-SpPkt.:		30 5,50	t-Rippe: y-SpPkt.:		12 6,50	t-Deckblech: y-SpPkt.:		14 10,70	t-Rippe: y-SpPkt.:
Quersyst.	Bem.-S.	$\Delta\sigma_{x,d}$	$\sigma_{y,d}$	$\Delta\tau_{xy,d}$	$\Delta\sigma_{x,d}$	$\Delta\tau_{xy,d}$	$\Delta\sigma_{x,d}$	$\sigma_{y,d}$	$\Delta\tau_{xy,d}$	$\Delta\sigma_{x,d}$	$\Delta\tau_{xy,d}$
QRV M/31 (397,215)	s/v	-0,19	0,31	0,14	-4,49	0,00	-10,23	0,55	0,21	-6,63	0,00
		-0,51	10,70	1,69	7,52	0,00	1,91	7,77	0,15	16,34	0,00
QRV M/31 (401,580)	A/E	-0,09	-3,93	0,33	-2,25	0,00	-5,11	-0,21	1,13	-3,31	0,00
		-0,26	2,75	0,44	3,76	0,00	0,95	1,64	0,12	8,17	0,00
LF-Überl.	Bem.-S.	$\sigma_{x,d}$	$\tau_{xy,d}$	$\sigma_{v,d}$	$\sigma_{x,d}$	$\sigma_{v,d}$	$\sigma_{x,d}$	$\tau_{xy,d}$	$\sigma_{v,d}$	$\sigma_{x,d}$	$\sigma_{v,d}$
LK1	s/v	8,08	2,47	12,06	6,84	14,35	6,52	1,62	8,76	6,19	22,53
LK2	s/v	28,14	5,62	29,71	22,02	29,54	17,34	3,46	20,02	16,41	32,75
LK3	s/v	26,03	5,66	27,76	20,43	27,95	16,21	3,48	18,96	15,34	31,68
LK4	s/v	8,87	2,14	11,93	7,44	14,95	6,95	1,42	9,05	6,59	22,94
LK5	s/v	21,14	4,96	22,77	16,89	24,41	14,12	3,18	16,82	13,36	29,70
LK6	s/v	15,21	3,73	16,48	12,40	19,92	10,92	2,46	13,38	10,34	26,68
LK7	s/v	9,44	2,34	12,31	8,03	15,55	7,81	1,65	9,99	7,41	23,75
LK8	s/v	22,15	4,88	23,65	17,66	25,18	14,67	3,13	17,31	13,88	30,23
LK9	A/E	7,40	2,40	11,03	6,78	10,54	7,80	1,50	9,97	7,38	15,55
LK10	A/E	24,80	4,65	28,32	19,96	23,72	17,19	2,81	19,49	16,24	24,42
LK11	A/E	19,15	4,39	22,90	15,85	19,61	14,69	2,79	17,14	13,88	22,05
LK12	A/E	14,92	3,48	18,45	12,64	16,40	12,40	2,26	14,68	11,72	19,89
max. $\sigma_{v,d}/\sigma_{v,Rd}$:				0,873			0,832			0,564	0,923

die maßgebenden Querschnitte sortiert. Der Nachweis eines Querschnittes untergliederte sich in den Nachweis des Deckbleches, den Nachweis der Stege und den Nachweis des Bodenbleches, jeweils für den Endzustand und Bauzustände. Hierbei wurden nacheinander der Nachweis der unausgesteiften Einzelfelder, der Nachweis der ausgesteiften Teilfelder, der Nachweis der Beulsteifen in der Regel nach Theorie II. Ordnung und der Nachweis der Gesamtfelder durchge-

führt, wobei das knickstabähnliche Verhalten berücksichtigt wurde.

Bei der Ermittlung der Querspannungen in den Stegen und in den Bodenblechen beim Vers Schub musste die ungleichmäßige Spannungsverteilung durch die Interaktion zwischen Vers Schublager und Brückenkonstruktion berücksichtigt werden. Dazu wurden die Vers Schublager und ein Teil des Überbaus als FE-Modell abgebildet (s. Bild 29). Im Ergebnis zeigte sich, dass bei geringeren Überbausteifigkeiten

(dünne Stege) und weichen Elastomeren die Lastverteilung über die Vers Schublager nahezu konstant ist. Bei hohen Überbausteifigkeiten (dicken Stegen) und harten Elastomeren ist die maximale Spannung ca. 30 % höher als bei einer Gleichlast. Für die weitere Berechnung wurden je nach der Steifigkeit des Überbaus Laststeigerungsfaktoren für die Querspannungen ermittelt (s. Tabelle 3).

5.3.3 Ermüdungsnachweise Überbau

Der Nachweis gegen Ermüdung erfolgte mit dem Lastmodell LM 3 gemäß DIN-Fachbericht 101 [8]. Bei den Längsblechen ist die Spannungsschwingbreite aus dem LM 3 aufgrund der großen Stützweite kleiner als 10 N/mm². Damit war der Ermüdungsnachweis selbst für den Kerbfall 56 zu erbringen. Die Fahrbahnplatte wurde nach den Empfehlungen für die bauliche Durchbildung von Stahlbahnen gemäß DIN-Fachbericht 103 ausgeführt und bedarf deshalb keines Nachweises gegen Ermüdung. Lediglich die Bereiche über den Pfeilern, die von den Empfehlungen abweichen, wurden gegen Ermüdung nachgewiesen. Für die Quersysteme

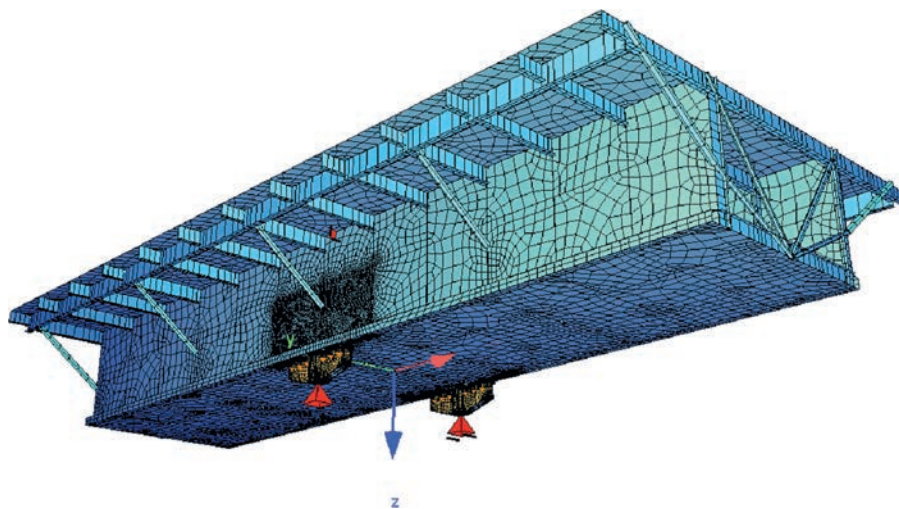


Bild 29. Statisches Modell mit den Vers Schubwippen
 Fig. 29. Static model with sliding rockers

Tabelle 3. Laststeigerungsfaktor über die Steghöhe
Table 3. Load increase coefficient above the web height

	Spannung unter Gleichlast %	Laststeigerungsfaktor (SF) neu		anzunehmende Bemessungsspannung in Prozent inkl. Sicherheitsfaktor	
		$t_{\text{Blech}} \geq 40 \text{ mm}$	$t_{\text{Blech}} < 40 \text{ mm}$	$t_{\text{Blech}} \geq 40 \text{ mm}$	$t_{\text{Blech}} < 40 \text{ mm}$
		-	-	%	%
Steife 3	35	1,00	1,00	35	35
Feld IV	50	1,00	1,00	50	50
Steife 2	60	1,05	1,00	63	60
Feld III	80	1,10	1,05	88	84
Steife 1	85	1,15	1,10	98	94
Feld II	95	1,20	1,15	114	109
Feld I	100	1,30	1,20	130	120

wurden nur die Bauteile unterhalb der Fahrbahnquerträger gegen Ermüdung nachgewiesen.

5.3.4 Nachweisführung Pylon

Im Modell des Gesamtsystems für die Bauzustände erfolgten die Berechnungen lediglich nach Theorie I. Ordnung.

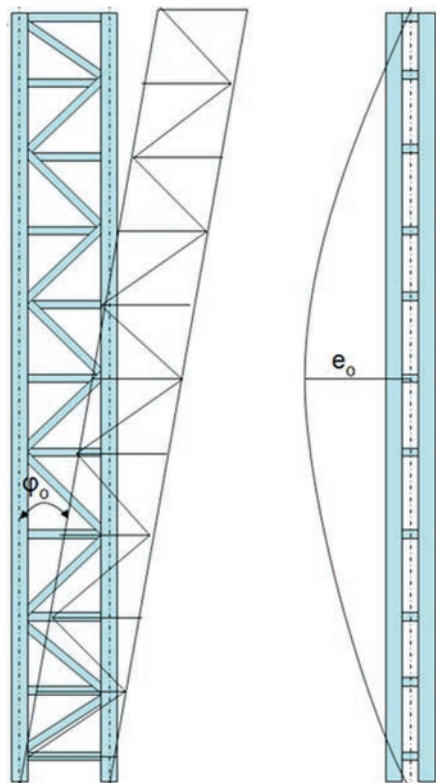


Bild 30. Geometrische Ersatzimperfektionen für den Pylon
Fig. 30. Geometric equivalent imperfection for the pylon

Da der Pylon als druckbeanspruchter Mast mit Abspannung zu betrachten ist, erfolgte für die Bemessung eine genauere Modellierung, bei der für die Abspannung Seilelemente verwendet wurden, die zu einem nichtlinearen Zusammenhang zwischen Lasten und Schnitt- und Verformungsgrößen führten. Außerdem wurden zur Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung die geometrischen Ersatzimperfektionen gemäß DIN 18800-2 als Vorkrümmung mit $e_0 = L/500$ und als Vorverdrehung mit $\varphi_0 = l/400 \cdot r_1 \cdot r_2$ angenommen (Bild 30). Die Last- und Lagerungsbedingungen wurden dabei vom Hauptsystem übernommen.

Für die lokale Bemessung der Knoten wurden finite Elementstrukturen aufgebaut, mit denen vor allem die Rohranschlüsse sowie Pylonkopf und -fuß bemessen werden konnten (Bild 31). Insbesondere die Bemessung

der wegen der Blechdickenverhältnisse d/t aus dem Regelungsbereich der DIN EN 1993-1-8 herausfallenden Knotenverbindungen waren aufwändig, da für die Anschlüsse mehrere Versagensformen untersucht werden mussten. Die Berechnungen wurden wegen des maßgebenden Beulversagens auch hier nach Theorie II. Ordnung geführt, wobei die Ermittlung geeigneter Beulfiguren als schwierig zu beurteilen ist.

6 Zusammenfassung

Der Bau der Hochmoselbrücke (Bilder 32 und 33) ist mit Weiterentwicklungen in Bezug auf montage-technologische und statisch konstruktive Stahlbaulösungen verbunden.

Es war nicht möglich, durch die Adaption vorhandener erprobter Konzepte in Bezug auf:

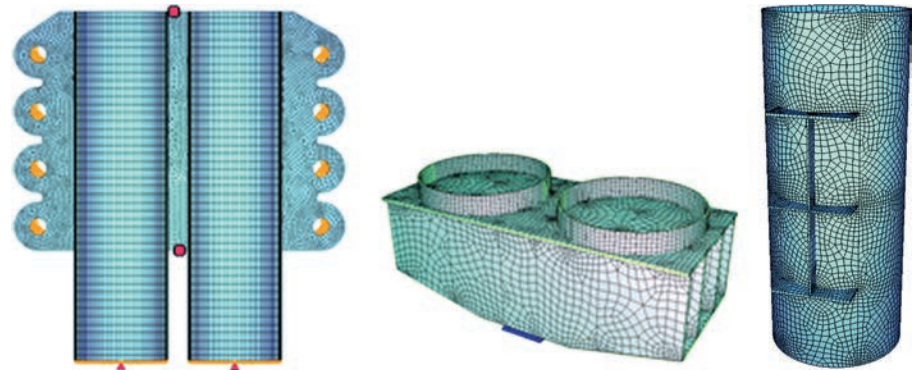


Bild 31. FE-Strukturen: Pylonkopf, Pylonfuß, Rohranschluss
Fig. 31. FE-structure: pylon head, pylon foot, pylon joint



Bild 32. Vershubzustand Juli 2014
Fig. 32. Sliding state of July 2014



Bild 33. Fertiges Bauwerk
Fig. 33. Finished construction

- die Vershubtechnologie in Verbindung mit dem Brückenquerschnitt
- den maximalen Kragarm des Überbaus während der Verschiebe in Verbindung mit dem Pylon und den vorhandenen Windeinwirkungen
- der nicht entkoppelbaren Beanspruchungsgeschichte der beteiligten Tragelemente: Tiefgründung, Pfeiler, Überbau und definierter Hilfskonstruktionen im Bau- und Montagezustand im Vergleich zum Endzustand

die Anforderungen konstruktiv, technisch, statisch abzubilden und anschließend die Bauaufgabe zu lösen.

Das Tragwerkmodell und die Gestaltungsprämissen an der Hochmoselbrücke mit Lage, Stützweite, Querschnitt und Gründung haben zu neuen technischen Lösungen geführt. Hierzu zählen:

- das patentierte Vershubsystem BVS 2012
- die Vertikal-Manipulation des Hilfspylons zur Variation der Seilkräfte
- die im Ergebnis von Windkanaluntersuchungen definierten Formen für den Überbaukragarm und Pfeilerköpfe
- sowie das Konzept der statischen Analyse aus Global- und funktionalen Teilsystemen

Diese Elemente werden für vergleichbare Bauaufgaben als Referenzlösungen heranzuziehen sein.

Literatur

- [1] Richter, K., Schmackpfeffer, H.: Herstellung von LP-Blechen und deren Verwendung im Brückenbau. Stahlbau 57 (1988), Heft 2, S. 33–38.
- [2] Landesbetrieb Mobilität Trier: Langtext-Verzeichnis: B50neu BW 20 Hochmoselübergang, Hochmoselübergang Ürzig/Zeltingen; Druckdatum 1. 6. 2012.
- [3] Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz: Leistungsbeschreibung: B50neu BW 20 Hochmoselübergang, Hochmoselübergang Ürzig/Zeltingen; Baubeschreibung.
- [4] Landesbetrieb Mobilität Trier: Ausschreibungsentwurf: B50neu BW 20 Hochmoselübergang, Hochmoselübergang Ürzig/Zeltingen; Bauwerksplan, diverse.
- [5] Buonomo, M., Roos, F., Schröter, F.: Das große Viadukt von Millau – Stahlbau und Montage mit hochfesten Feinkornbaustählen. Stahlbau 74 (2005), Heft 5, S. 313–318.
- [6] Thauern, B.: Deutsche Patentanmeldung 102011054720.7: Vorrichtung und Verfahren zum Verschieben einer Brücke. unveröffentlicht.
- [7] Hagedorn, M., Klähne, T., Heiland, U.: Solutions for the construction of steel bridges using the example of the

Hochmoselbrücke. Papers for the 10th Japanese – German Bridge Symposium, Munich, Germany, 16. 9.–19. 9. 2014.

- [8] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken, 2009-03.
- [9] Landesbetrieb Mobilität Trier: Hochmoselübergang bei Ürzig/Zeltingen im Zuge der B50n, Ergänzende Festlegungen zu den Einwirkungen im End- und Bauzustand, Stand 23. 12. 2009.
- [10] DIN-Fachbericht 103: Stahlbrücken, 2009-03.

Autoren dieses Beitrages:

Dipl.-Ing. Michael Hagedorn,
Fa. Eiffel Deutschland,
Friedrich-Ebert-Straße 134,
47229 Duisburg,
mhagedorn@eiffel.eiffage.de

Dipl.-Ing. Uwe Heiland,
Fa. Eiffel Deutschland,
Hackethalstraße 4,
30179 Hannover,
uheiland@eiffel.eiffage.de

Dr.-Ing. Thomas Klähne,
Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH,
Inselstraße 6 A,
10179 Berlin,
klaehne@kl-ing.de