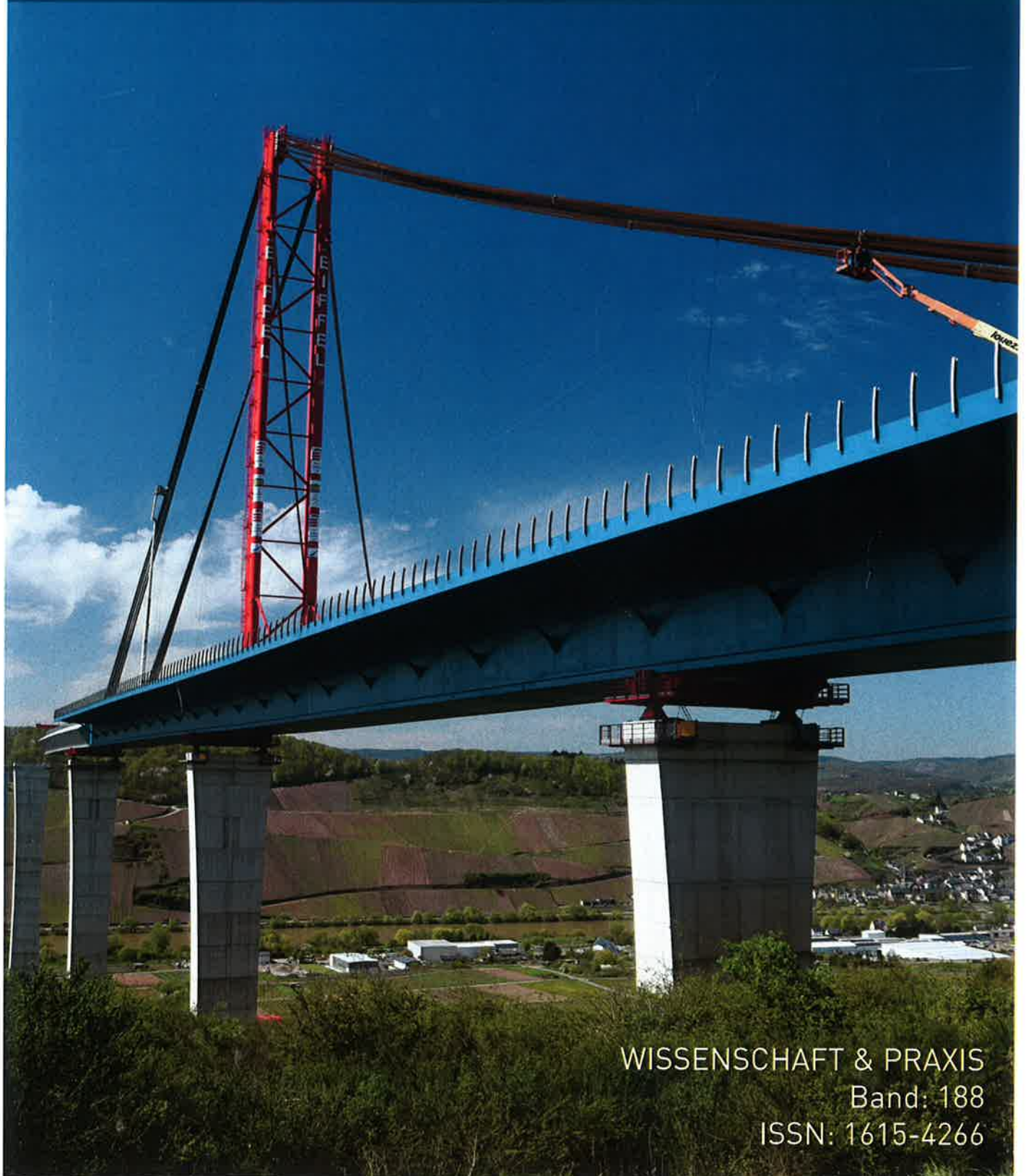


Tagungsband
39. Stahlbauseminar 2017

17. - 18. Februar 2017 in Wien

24. - 25. Februar 2017 in Neu-Ulm



WISSENSCHAFT & PRAXIS

Band: 188

ISSN: 1615-4266

**Hochmoselquerung -
Konstruktion und Besonderheiten
bei der Bauausführung**

Dipl.-Ing. Uwe Heiland
Dr.-Ing. Oliver Klostermann
SEH Engineering GmbH, Dortmund
oliver.klostermann@seh.eiffage.de

Hochmoselquerung - Konstruktion und Besonderheiten bei der Bauausführung

39. Stahlbauseminar 17.-18. Februar 2017, Wien 24.-25. Februar 2017, Neu-Ulm

Dipl.-Ing. Michael Hagedorn, SEH Engineering GmbH, Dortmund, Germany, michael.hagedorn@seh.eiffage.de
Dipl.-Ing. Uwe Heiland, SEH Engineering GmbH, Hannover, Germany, uwe.heiland@seh.eiffage.de
Dr.-Ing. Thomas Klähne, Berlin, Germany, klaehne@kl-ing.de

1. Einleitung

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 belgischen Ballungsräume mit dem Rhein-Main-Gebiet verbunden werden. Die Verknüpfung bestehender Autobahnen und Fernstraßen im Bereich der A1 (Wittlich) und Longkamp (B 50 alt) wird als „B 50 neu“ bezeichnet. Die Verbindung ist strukturpolitisch für das Land Rheinland-Pfalz von hoher Bedeutung. Dabei erhielt der Streckenabschnitt, an dem die „B 50 neu“ bei Zeltingen-Rachtig über das Moseltal führt, die Bezeichnung Hochmoselübergang.

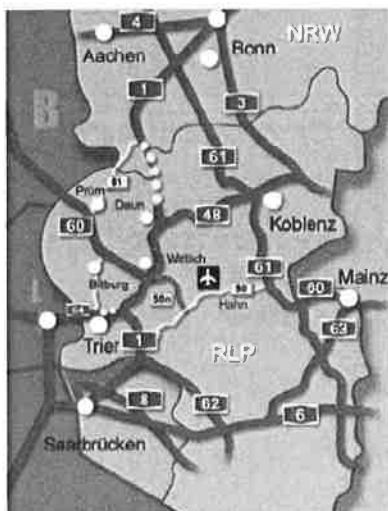


Bild 1: vorhandenes Fernstraßennetz mit der neuen Trasse

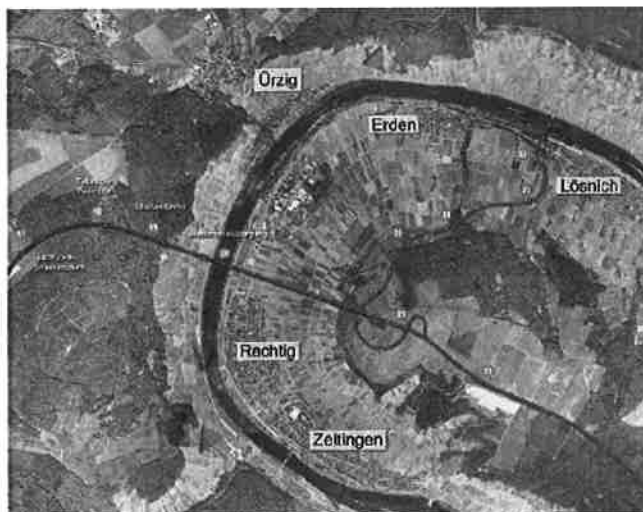


Bild 2: Kartenauszug mit Ortsangaben und Trasse

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 seiner Gestaltung und Konzeption an die, ebenfalls im Bundesland Rheinland-Pfalz befindliche, im Jahr 1987 fertig gestellte Sauertalbrücke (vergl. [1]) angelehnt, wenngleich die Dimensionen beider Bauwerke in keiner Weise miteinander vergleichbar sind. Alle an der Sauertalbrücke festzustellenden Gestaltungs- und Konstruktionsmerkmale sind an der im Jahr 2010 ausgeschrieben Hochmoselüberbrücke wiederverwandt. Eine Besonderheit der Sauertalbrücke wurde in der Konzeption der Hochmoselbrücke nicht integriert: Beim Bau der Sauertalbrücke kamen sogenannte 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]-[4] wurde im November 2010 dem Konsortium, bestehend aus den Firmen SEH Engineering 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 SEH Engineering GmbH.

2. Beschreibung des Ausschreibungsentwurfes

2.1 Überbaugeometrie

Das als Deckbrücke ausgelegte Tragwerk hat eine im Zuge der Vorplanungen ermittelte Stahltonnage (mit der Materialgüte S 355) von 24950 t, ist 1.700 m lang und hat Stützweiten von 104 m in den Seitenöffnungen bis zu 210 m über der Mosel. Die Trasse liegt in einer Geraden. Im Bereich der Brücke weist die Gradienten ein veränderliches zur Eifelseite hin fallendes Längsgefälle auf. Der Tangentenschnittpunkt 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.

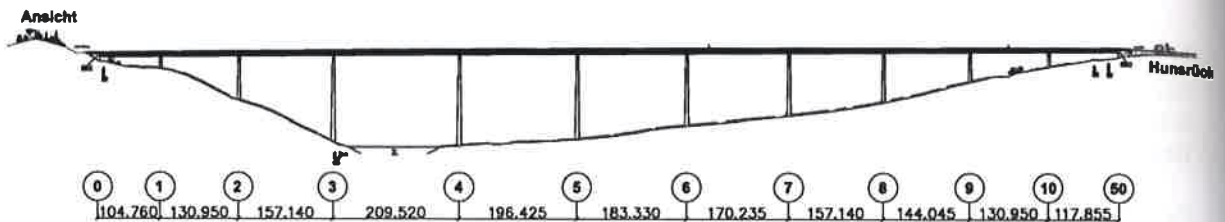


Bild 3: Ansicht der Hochmoselbrücke

Hauptabmessungen:

Anzahl Überbaufelder: 11, Gesamtlänge: 1.702,35 m

Konstruktionshöhe: 5,839 m – 7,780 m – 5,268 m (Achse 0 – 4 – 50), Max. Höhe über Tal: ca. 158 m

Querschnitt: 2x Kappe (je 2,00 m) – 2x Fahrbahn (je 11,50 m) – Mittelstreifen (2,00 m), Nutzbreite: 28,50 m

Brückenfläche: 48.517 m²

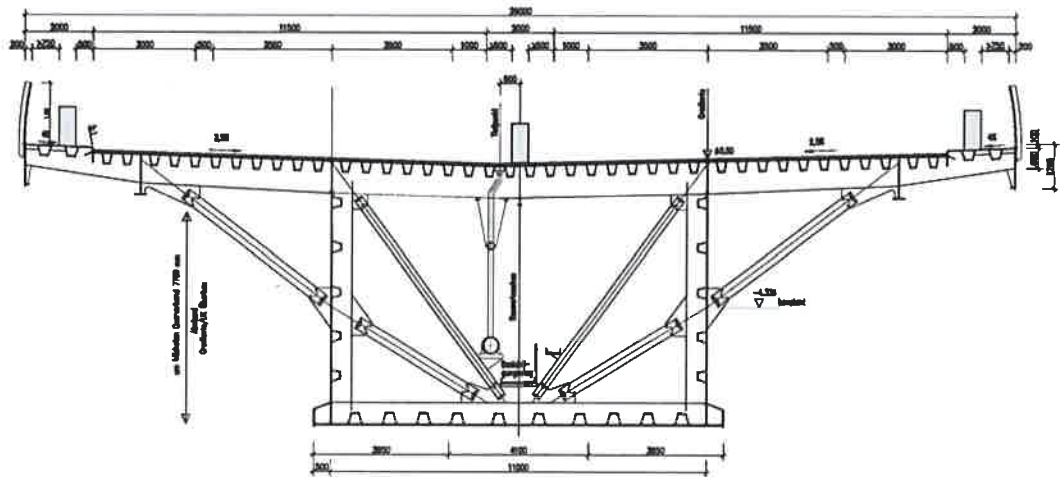


Bild 4: Regelquerschnitt

Der Querschnitt mit einer Gesamtbreite von 29,00 m überführt 2 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 2 kastenförmigen Widerlagern und 10 Pfeilern. Das östliche Widerlager ist flach gegründet. Alle übrigen Unterbauten werden mittels Großbohrpfählen mit Durchmessern von 1,50 m bis 2,00 m gegründet.

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. 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 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 muss 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.

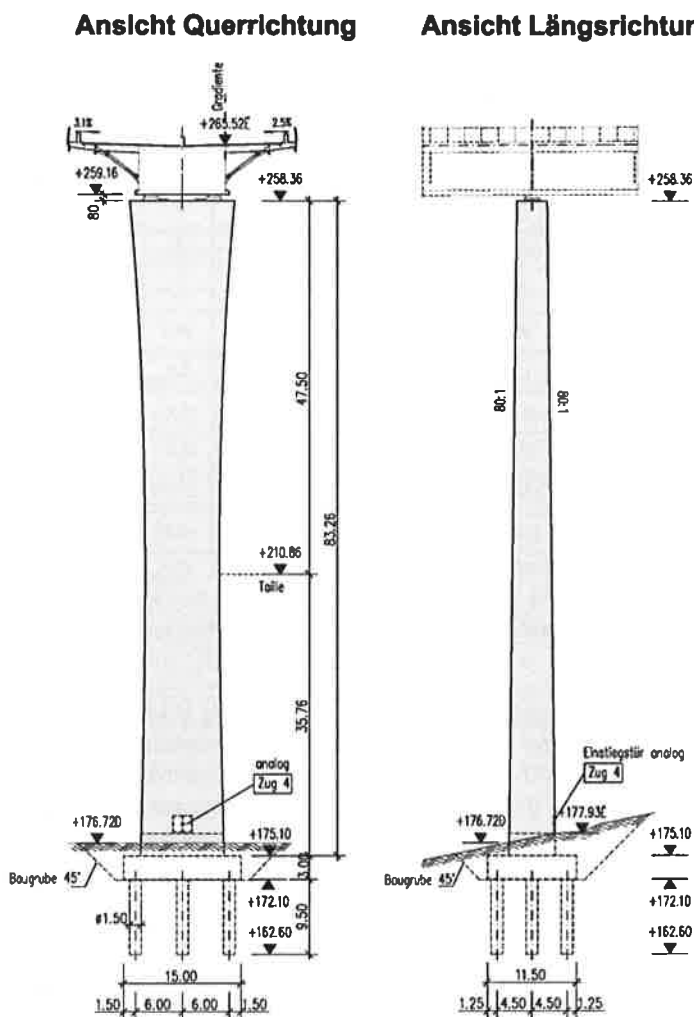


Bild 5: Pfeiler 8 im Status des Ausschreibungsentwurfes

2.3 Überbau

Der einteilige Überbau ist als über 11 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 $n \times 4,365$ 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 11,0 m, so dass sich Kragarme von beidseitig 9,0 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 Lasteinleitung 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 angeordnet Querrahmen. Zur Gewährleistung der Formtreue wird jeder 3. Querrahmen durch Diagonalverbände ausgesteift. In Längsrichtung erfolgt die Aussteifung mittels trapezförmig gekanteter Steifen.

In den Stützachsen sind Doppelquerrahmen angeordnet, um die großen Lasten bei gleichzeitig auftretenden Verschiebungen zur Lagerachse in die Lager ableiten zu können. Die einzelnen Stützenquerrahmen haben einen Versatz von jeweils 60 - 70 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, 2 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. Die Lagerspreizung auf den Pfeilern beträgt 9,70 und an den Widerlagern 19,0 m.

Achse	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	50
Lagersreihe												
1												
2												
1 + 2												
max. N_d (MN)	17,6	42,7	44,1	57,4	62,8	57,3	54,8	50,2	46,2	41,7	41,9	18,5
min. N_d (MN)	4,2	0,8	1,7	4,9	6,0	3,7	3,4	2,8	3,0	1,7	3,1	4,3
$V_{x,d}$ (MN) \pm	2,6	7,3	6,4	6,2	7,2	7,1	6,7	6,0	4,9	5,6	5,4	1,7
$V_{y,d}$ (MN) \pm	0,0	0,0	0,0	4,6	4,1	4,5	4,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$v_{y,d}$ (mm)	0/ \pm 10	0/ \pm 10	0/ \pm 10	0/ \pm 10	0/ \pm 10	0/ \pm 10	0/ \pm 10	0/ \pm 10	0/ \pm 10	0/ \pm 10	0/ \pm 10	0/ \pm 10
$v_{x,d}$ (mm) ¹⁾	\pm 550	\pm 430 ²⁾	\pm 790 ²⁾	\pm 0	\pm 0	\pm 0	\pm 0	\pm 1040	\pm 860	\pm 510	\pm 470	\pm 550





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

Table 1: Angaben zur Lagerung

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 vertragliche Maße zu beschränken, werden die Bewegungen infolge Festpunktverschiebungen durch die Bewegungsbegrenzer aufgenommen. Diese sind so justiert, dass sich der Überbau infolge Temperatur und Endtangentialverdrehung zwängungsfrei bewegen kann; darüber hinausgehende Bewegungen aber durch die beidseitig angeordneten, zug- und druckfesten Bewegungsbegrenzer verhindert werden.

Die Lastübertragung bei Druck erfolgt durch ein bewehrtes Elastomerlager. Dieses ist in Brückennachse an einer Konsole mittels Ankerplatte befestigt. Die Zugkräfte werden durch zwei Lasteinleitungspakete bestehend aus ca. 2 x 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, so dass beim Anschlag am Endquerträger eine zwängungsfreie Aufnahme von Verdrehungen ermöglicht wird. Vor dem Endquerträger ist im Überbau ein Gleittisch vorgesehen, auf dem das Lasteinleitungspaket zur zwängungsfreien Aufnahme der Verschiebungen aufliegt. Hüllrohre im Endquerträger und der Wartungsgangkonsole gewährleisten eine ausreichende Verdrehbarkeit der Gewindestangen.

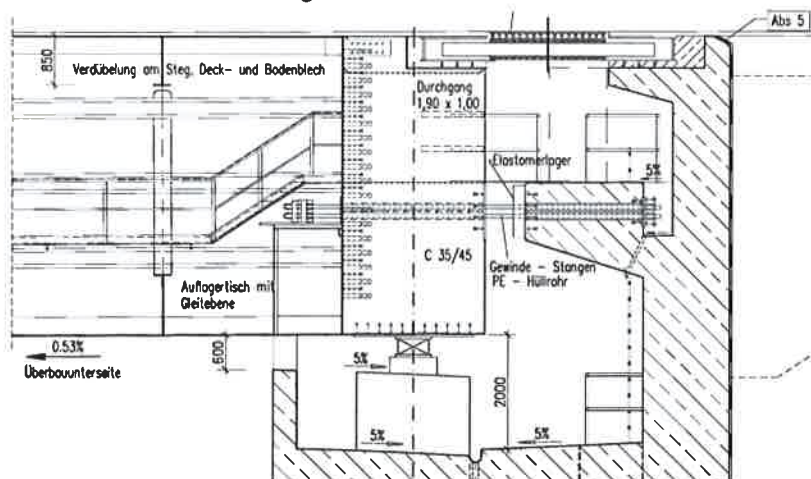


Bild 6 Bewegungsbegrenzer im Längsschnitt

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

Auf Grund 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 ½ (auf der Baustelle) vorbereitet. Die Außenflächen des Überbaus erhalten einen 4-fachen Anstrich mit Stoffen gem. Bl. 87, die Innenflächen des Hohlkastens werden 3-fach beschichtet.

2.7 Brückenausstattung

Das Brückendeck ist ausgestattet mit außen angeordneten Windschutzwänden und 2 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 reaktionsharzgebundenem Dünnschichtbelag analog zu den Schrammbordbereichen der Außenkappen geschützt.

Entwässert wird der Überbau über am Tiefpunkt eingebaute Entwässerungseinläufe. Das Oberflächenwasser wird über eine im Hohlkasten verlaufende Längsentwässerungsleitung abgeführt. Zu Inspektionszwecken ist der beleuchtete Überbau über einen oberhalb des Bodenbleches angeordneten Laufsteg begehbar. Unterhalb der Fahrbahn wird im Hohlkasten ein Katzträger zum Lasttransport eingebaut. Der Überbau erhält im Fahrbahnbereich eine Abdichtung nach ZTV-BEL-ST mit Reaktionsharzdichtung, darüber einen Asphaltbelag von 3,5 cm Schutz- und 4 cm Deckschicht. Die Rand- und Mittelkappen erhalten einen 5 mm starken Dünnbelag.

2.8 Bauverfahren

Der Überbau wird im Taktschiebeverfahren hergestellt. Die Länge der zum Einschieben zu nutzenden Verschlusslager ist mit 5 m vorgegeben.

Die Stahlkonstruktion des Überbaus 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 Verschiebkonzeption 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 vorgesehen, die ersten vier Schüsse mit einer Länge von ca. 90 m ohne die auskragenden Bauteile einzuschieben. Nach dem Einschub wird der Überbau auf Endhöhe abgesenkt, die zunächst fehlenden Kragplatten der ersten vier Schüsse nachmontiert und der Überbau durch die Herstellung der Betonendquerträger, den Einbau der Lager und Fahrbahnübergänge komplettiert.

2.9 Besonderheiten für die Ausführungsplanung

Auf Grund der Bauwerkabmessungen sind in der Ausschreibung für

- die Windlasten in den End- und Bauzuständen,
- die Einwirkungen infolge Erdbeben und
- den Heißeinbau des Gussasphaltes

spezielle Angaben vorgegeben worden. Speziell wird daraufhin gewiesen, dass der Überbau und die Pfeiler 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 beziehungsweise erstmalig untersuchten Sachverhalten in Bezug auf:

- Windlastfälle und deren Präzisierung und Variation
- Temperatur und Heißeinbau Gussasphalt
- Sonder-Windgutachten wegen der Anfälligkeit des Überbaus und der Unterbauten bei wirbelerregten Querschwingungen
- Untersuchungen der Pfeiler im Zustand I / II
- Überlegungen zum Lastfall Erdbeben

zu überlagern.

Für das einzusetzende Vershubsystem 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 zur Verfügung, der über den späteren Zubringer erreicht wird. Der Vormontageplatz ist mit 2 Portalkränen ausgestattet, die zusammen eine Hubkapazität von ca. 120 t aufweisen.

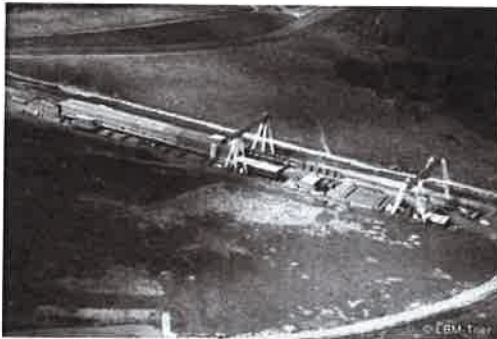


Bild 7: Luftaufnahme des Vormontageplatzes

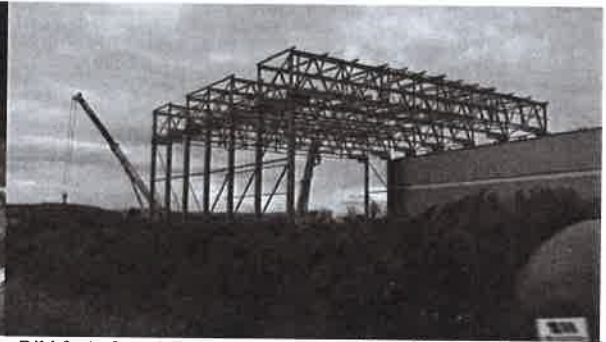


Bild 8: Aufbau der Einhausung für den Baustellenkorrosionsschutz

Im hinteren Teil befinden sich die Zulagen für den Zusammenbau des Überbaus, im vorderen Teil zum Widerlager hin wird der Baustellenkorrosionsschutz im Schutz einer Einhausung aufgebracht.

3.3 Bauteil- und Schusseinteilung

Entsprechend der in Brückenlängsrichtung veränderlichen Bauhöhe des Überbaus wird der Querschnitt entsprechend Bild 9 in Einzelbauteile aufgeteilt.

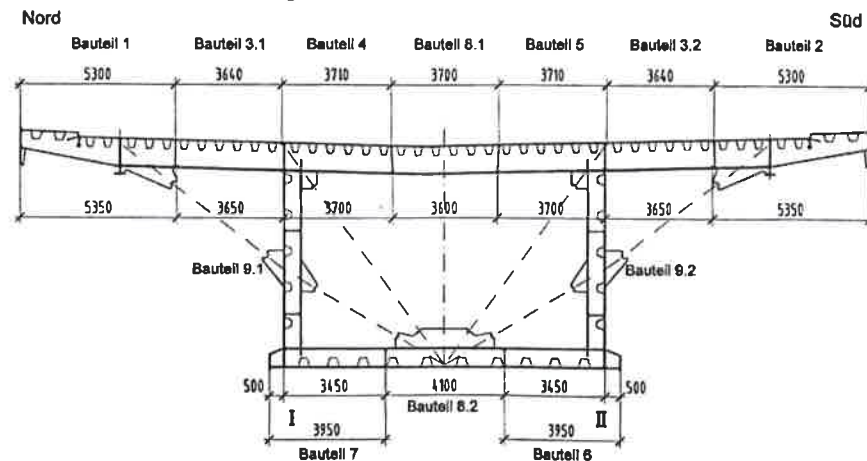


Bild 9: Bauteileinteilung

Bis zu einer Bauhöhe von ca. 6,00 m werden die Hauptträger ohne die Bauteile 9.1 und 9.2 ausgeführt, wobei die Bauteile 6 und 7 mit konstanter Höhe und die Bauteile 4 und 5 mit veränderlicher Höhe ausgebildet werden.

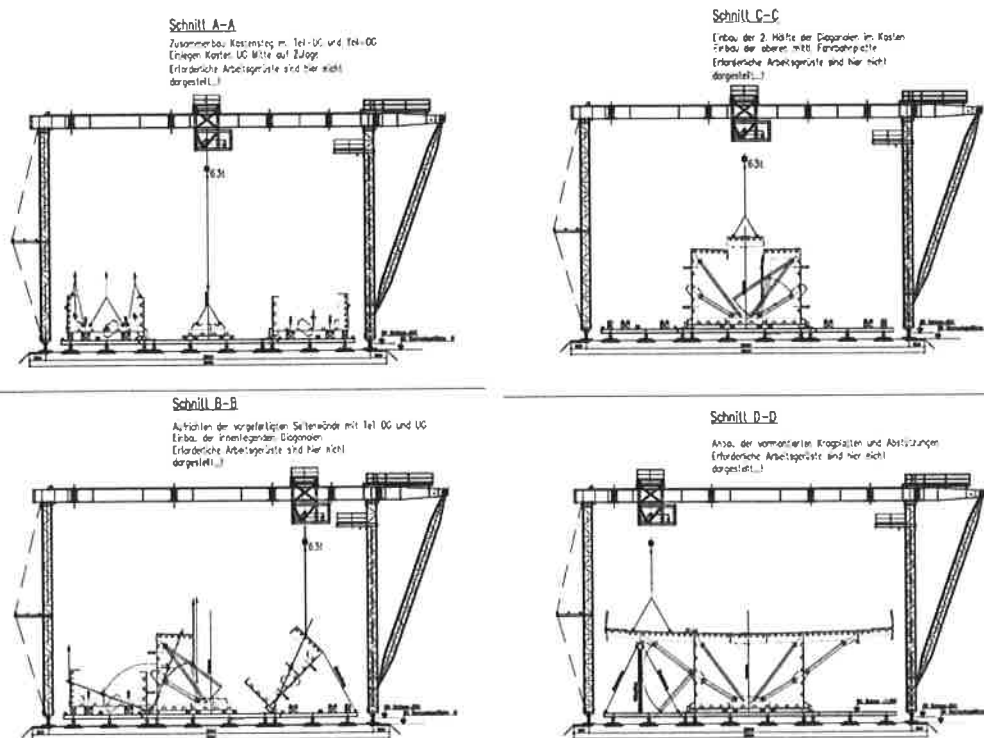
Ab einer Bauhöhe von 6,00 m wird der Querschnitt mit der oben dargestellten Aufteilung in 12 Bauteile unterteilt. Die Bauteile 4, 5, 6 und 7 haben eine konstante Höhe; die Veränderlichkeit in der Bauhöhe wird in den Bauteilen 9.1 und 9.2 realisiert. Der Vorteil dieser Einteilung ist, dass bei den Bauteilen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

Basierend auf dem Ausschreibungsgewicht von ca. 25000 t für die Stahlkonstruktion wurde der Überbau mit der vorgenannten Bauteilgliederung 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.

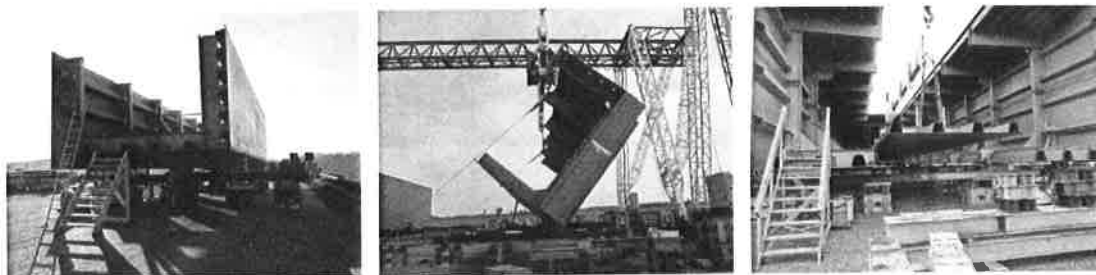
3.4 Zusammenbau auf dem Vormontageplatz

Die in den beiden Fertigungsstätten der Firmen ECM und SEH 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. So können die Stegnähte in Wannelage geschweißt werden. Nach dem Verschweißen der Stegnähte werden die entstandenen U-förmigen Großbauteile mit den Portalkränen mittels einer speziellen Kantvorrichtung in die endgültige Lage aufgekantet. Dann können das Bauteil 8.2 und die inneren Diagonalaussteifungen montiert und verschweißt werden.



Bilder 10 und 11: Zusammenbau des Hohlkastens auf dem Vormontageplatz und Aufkanten



Bilder 12, 13 und 14: Zusammenbau des Hohlkastens auf dem Vormontageplatz und Aufkanten

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 Taktschiebverfahren 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.

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

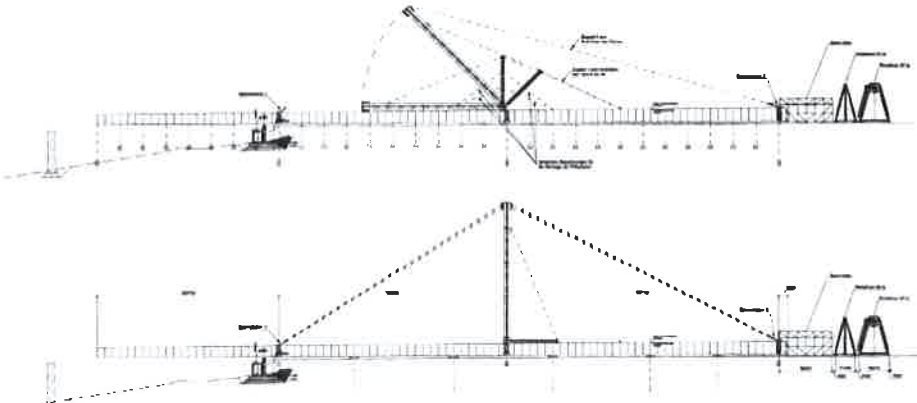


Bild 15: Aufrichten des Pylons

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. 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.

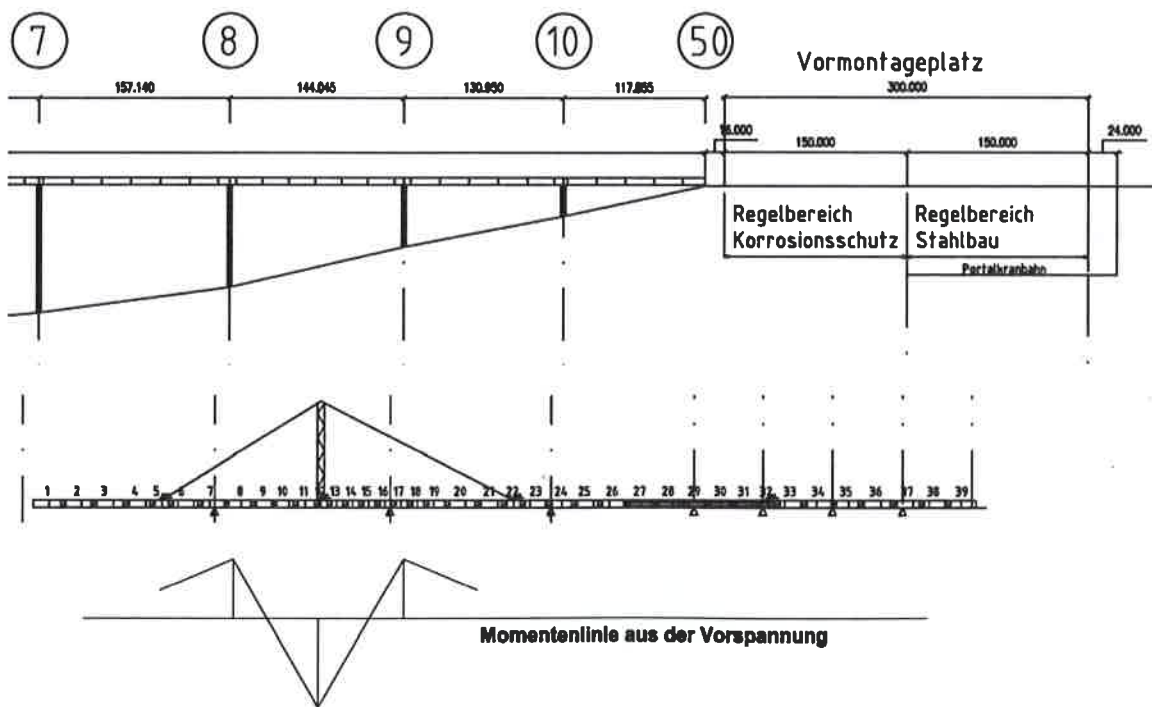


Bild 16: Auswirkung der Vorspannung der Überspannung auf die Schnittgrößen

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

1. Variation der Vorspannung, angepasst an die jeweilige Stellung des Pylons beim Einschub,
2. Begrenzung der Vorspannung beim Auffahren auf den nächsten Pfeiler auf einen Wert, so dass sich damit eine maximale Verformung an der Kragarmspitze von ca. 2 m einstellt,
3. Einsatz von Material der Güte S 460 im überspannten Bereichen 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 Vorspannung 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, müssen eine Vershubebene in Kombination mit einem Antrieb festgelegt werden. Als Antrieb kommen in der Regel am Überbau und zentral im Baufeld verankerte Winden, Seilzüge, Litzenheber oder dgl. 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 folgenden Bild ist der Vershub mit einem stationären, zentralen Antrieb dargestellt:

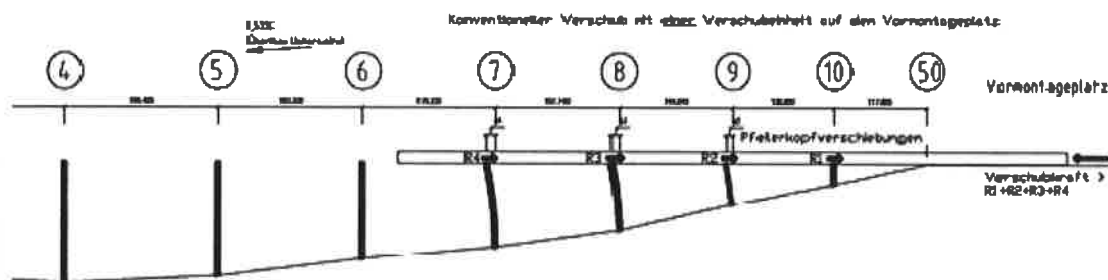


Bild 17: Vershub des Überbaus mittels eines stationären, zentralen Antriebs

An den Vershublagern auf den Pfeilern treten Horizontalkräfte aus Reibung auf. Im Zuge der Ausführungsplanung 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 Vorschub auf jedem Pfeiler eingesetzt, die die Brücke horizontal bewegen (verschieben). Der Vorteil eines solchen Vershubsystems ist die Tatsache, dass auf die Pfeiler keine äußeren Horizontalkräfte wirken. Die horizontalen Kräfte sind „kurzgeschlossen“, d.h. die Aktionskraft (durch die hydraulische Presse) ist gleich der Reaktionskraft (Reibung in den Vershublagern).

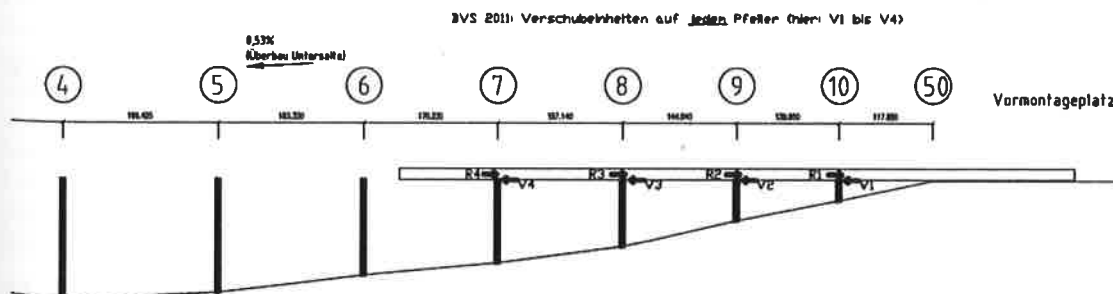


Bild 18: Vorschubeinrichtung mit dezentralem Antrieb

Ein solches Vershubsystem wurde bei dem Vershub der Millau-Brücke eingesetzt (vergl. [5]).

Systeme dieser oder ähnlicher Art sind jedoch nicht universell einsetzbar, da sie

- eine Mindestlänge des Vershubsystems 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 Brückenverschubsystem neu entwickelt. Diese Lösung wurde als Deutsche Patentanmeldung 102011054720.7, „Vorrichtung und Verfahren zum Verschieben einer Brücke“ (Brückenverschubsystem 2011) im Zuge der Projektbearbeitung aufgezeigt. [6].

Bei diesem sogenannten „Brückenverschubsystem 2011“ werden auf einem Verschubbalken einzelne Verschublager mit hydraulischen Pressen zwischen Verschubbalken und Stahlüberbau (Brücke) eingeschoben. Die Gleitebene (PTFE) ist auf dem Verschubbalken. Die zur Brücke liegende Seite des Verschublagers hat über eine Einlage aus Elastomer eine ausreichend hohe Reibung, so dass die Brücke durch das Einschieben der Verschublager horizontal bewegt wird. Die Verschublager werden am Ende des Verschubbalkens aufgefangen und erneut eingesetzt.

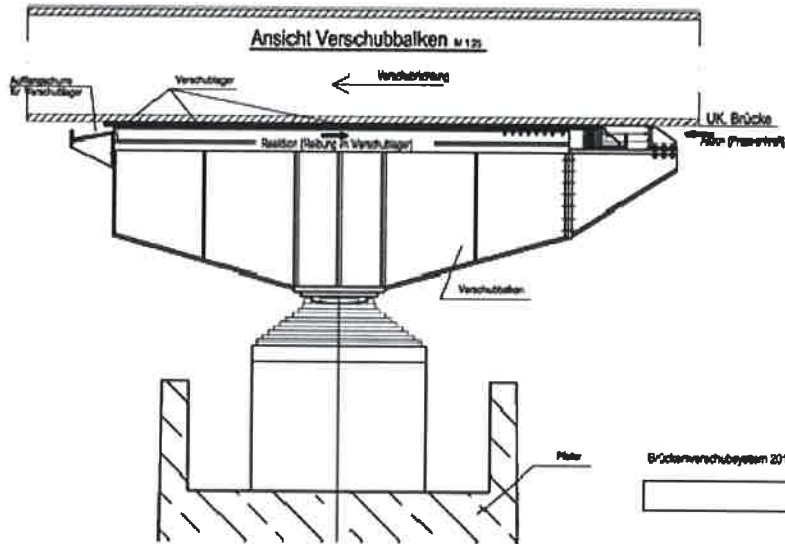


Bild 19: Schubwippe mit Brückenverschubsystem 2011

3.7 Einwirkungen aus Wind und aeroelastische Stabilitäten

Auf Grund 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 anzusetzenden 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

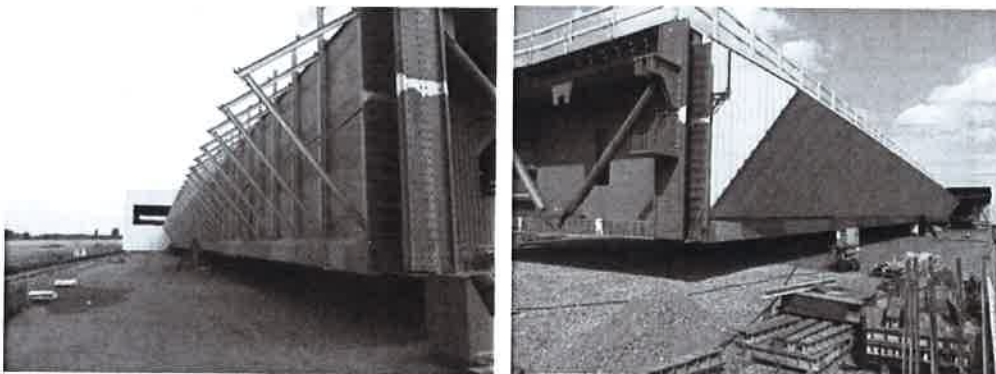
- der Überbau in verschiedenen Schubzuständen und
- einige frei stehende Pfeiler in Bauzwischenzuständen

in Folge wirbelerregter Schwingungen nicht standsicher sind.

Das daraufhin vom Bauherren beauftragte Windgutachten ergab nach der Durchführung von Windkanalversuchen, dass das „Aufschaukeln infolge Winderregung durch die Anordnung

- von „Kuben“ an den betroffenen Pfeiler,
- von mit Blechen verkleideten, dreieckförmigen Vorsatzkeilen auf den ersten 90 m der Kragarmspitze.

verhindert wird.



Bilder 20 und 21 Windverkleidung

4. Tragwerksplanung

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 Querrahmenverbände. Die Querrahmen QR 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 Fahbahnrippen.

In den Stützenachsen sind Doppelquerrahmen angeordnet, um die großen Lagerlasten, bei gleichzeitig auftretenden Verschiebungen der Lager, ableiten zu können. Die Bemessung der Quersysteme erfolgte unter Verwendung ebener Stabwerkmodelle. Anschließend wurden die Berechnungsergebnisse an Faltwerkmodellen kalibriert.

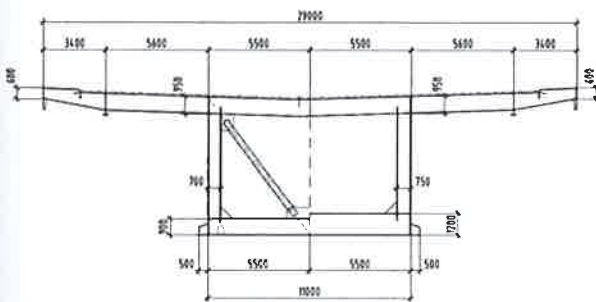


Bild 22: Querrahmenverband (QRV) und Querrahmen (QR)

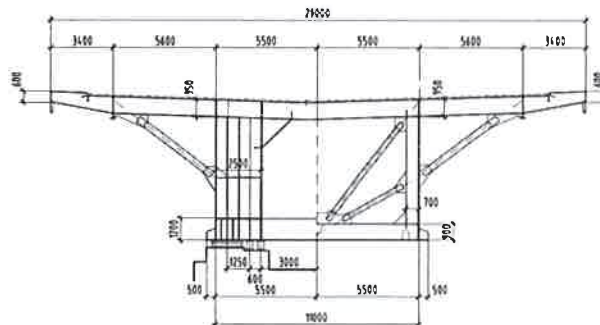


Bild 23: Pfeilerschott und Querverband (QV)

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. Die Beanspruchung aus dem Haupttragwerk führt dazu, dass das Fahrbahnblech teilweise bis zu 60 mm Dicke ausgeführt werden muss. Die Trapezrippen, die von Querrahmen zu Querrahmen über eine Länge von 4,365 m spannen, haben damit Obergurte von 60 mm und müssen aus diesem Grund entsprechend stark ausgebildet werden, um die Spannungsnachweise der Trapezrippen erfüllen zu können. Die Dicken der Trapezrippen betragen daher bis zu 16 mm Dicke. Das Rechenmodell für die Berechnung der lokalen Beanspruchung in der Fahrbahnplatte besteht aus einem Flächentragwerk 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.

4.4 Einwirkungen

Neben den üblichen anzusetzenden Einwirkungen gemäß DIN-Fachbericht 101 waren für die Bemessung der Hochmoselbrücke zusätzliche Belastungen zu berücksichtigen. Hierzu gehörten insbesondere erhöhte Windlasten (Unterwind, Windmomente), Aus-/Einbau von Asphalt sowie Erdbeben.

In der Berechnung werden folgende Einwirkungsarten berücksichtigt:

- Ständige Einwirkungen (Eigenlasten und Ausbaulasten) nach DIN Fachbericht 101
- Verkehrseinwirkungen (LM 1, LM 2, LM 3 nach DIN Fachbericht 101)
- Baugrundbewegungen
- Abtriebslasten aus Schiefstellung der Pfeiler
- Windeinwirkungen
- Temperatureinwirkungen
- Lagerreibung und Lagerwechsel
- Späterer Aus- und Einbau von Asphalt
- Militärische Verkehrslasten (MLC)
- Erdbebenlasten, obwohl die Brücke in der Erdbebenzone 0 liegt

Neben diesen Einwirkungen im Endzustand waren entsprechende Einwirkungen in den Bauzuständen anzusetzen. Hierzu zählten neben den auftretenden Eigenlasten Montagelasten von 1 kN/m^2 sowie teilweise abgeminderte Windlasten in Abhängigkeit der Dauer der Bauzustände.

4.5 Modellierung Gesamtsystem Endzustand

Wegen der elastischen Kopplung des Überbaus mit den Pfeilern 3-6 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 der Steifigkeitsverhältnisse der Pfeiler (Zustand II).

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

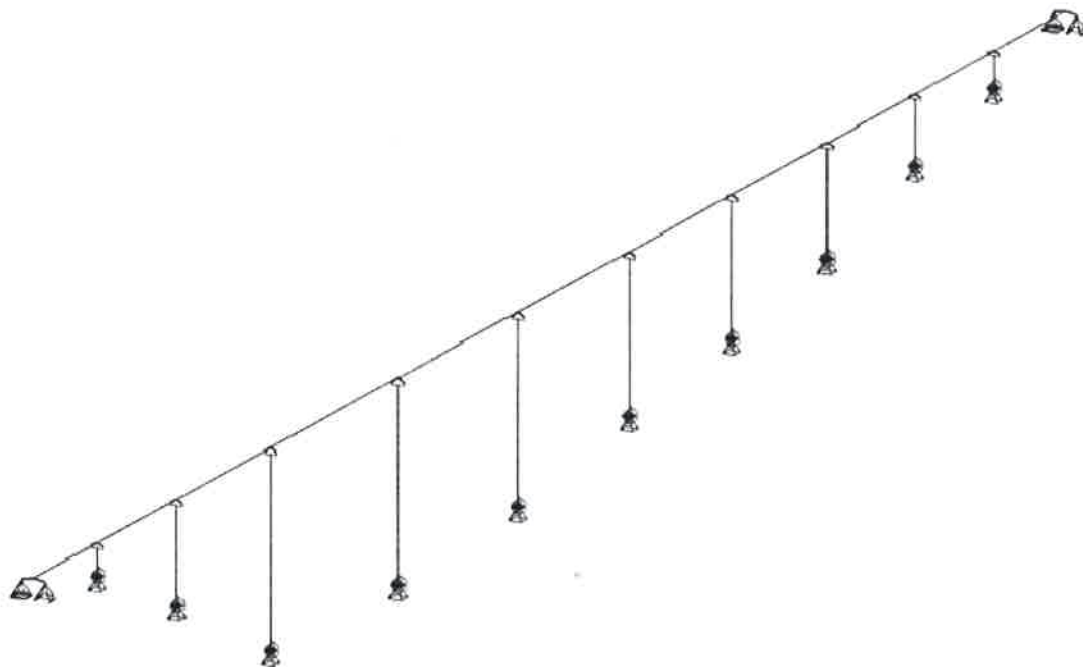


Bild 24: Isometrie Gesamtmodell

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 abgeschätzt. Die zusätzlichen Spannungen wurden in der Bemessung der Längsbleche mit berücksichtigt.

Durch die längsfeste 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 führen 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 φ_y 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 wurde durch eine Vorverformung am Auflagerpunkt berücksichtigt. Effekte aus der Theorie II. Ordnung wurden vereinfacht durch zusätzliche Horizontalkräfte an den Pfeilerköpfen berücksichtigt.

4.6 Modellierung Gesamtsystem Bauzustände

Die Berechnung des Überbaus in den Bauzuständen erfolgte an einem statischen Modell, das aus dem Gesamtmodell des Endzustandes abgeleitet wurde. Die Pfeiler sind 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.

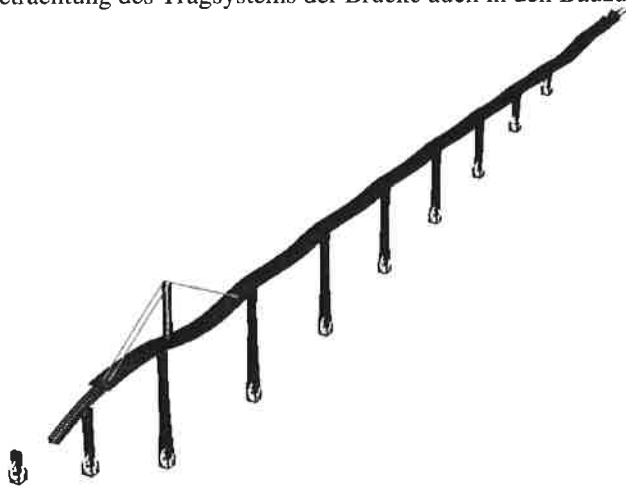


Bild 25: Visualisierung Gesamtmodell Montage/Verschub (verschobener Zustand)

Das verwendete Programmsystem SOFiSTiK ermöglicht es, Teile des Stabtragwerkes um einen vorgegebenen Wert zu verschieben und dann das geometrisch modifizierte Modell erneut zu berechnen. Die Kopplung des verschobenen Überbaus an die Unterbauten erfolgt 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 nennenswerte Schnittgrößen entstanden, die nicht zu vernachlässigen waren.

Der Überbau liegt im statischen Modell zur Montage, entsprechend seiner Verschiebungshöhe, 2,0 m höher als im statischen Modell des Endzustandes. In dem statischen Modell sind auch die Verschiebungslager im Taktkeller sowie die zum Einsatz kommenden Montagebehelfe (Pylon mit Abspannungen) abgebildet. Die Behelfe sind nicht als Einzelstäbe, sondern entsprechend ihrer tatsächlichen Geometrie als räumliche Stabtragwerke berücksichtigt, womit auch die Einzelstäbe der Pylone bzw. die Seilabspannungen bemessen werden können.

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 wird hierfür in Schritten von 13,095 m (Abstand der Querverbände) vom Taktkeller hinter Achse 50 bis in seine Endlage geschoben. 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. Zum einen zeigt sich, dass die Schnittkräfte aus der Montage in vielen Schnitten bemessungsmaßgebend wurden und daher die Querschnittsabmessungen geändert und mit den neuen Querschnittsabmessungen eine erneute Schnittkraftberechnung erfolgen musste. Die Konvergenz stellte sich erst nach mehreren Berechnungsschritten ein. Zum anderen mussten bestimmte

Montageparameter wie max. Anhubhöhen und Auflasten der Hilfslager im Taktkeller, minimale und maximale Seilkräfte, max. Kragarmverformungen an der Kragarmspitze usw. eingehalten werden, die ebenfalls zu einem iterativen Berechnungsprozess führten.

4.7 Schnittkräfte

In der Berechnung zeigte sich, dass die Schnittkräfte des Überbaus durch die gewählte Montage des Einschiebens mit Pylon oftmals bemessungsmaßgebend wurden. In der figure 1 sind für den Endzustand die maximalen und minimalen Biegemomente im Grenzzustand der Tragfähigkeit und für die Bauzustände die umhüllenden Biegemomente 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.

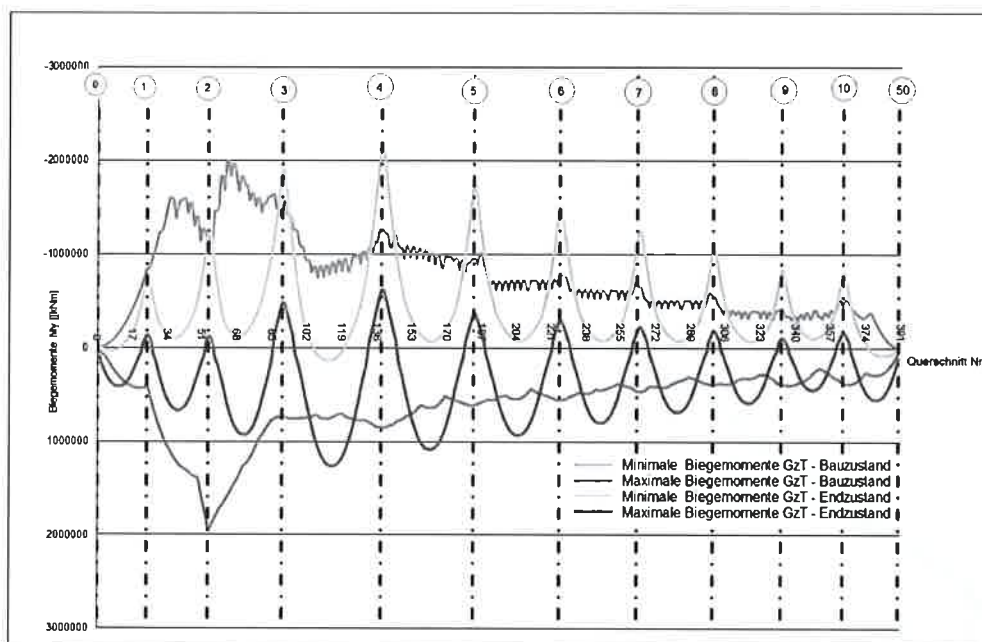


Figure 1: Maximale und Minimale Biegemomente im Bau- und Endzustand

4.7 Besonderheiten der Nachweisführung

4.7.1 Vergleichsspannungsnachweise

Es wurden an allen dafür maßgebenden Stellen Vergleichsspannungsnachweise geführt. 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. Die lokalen Spannungen in der Fahrbahntafel und in den Querrahmen bzw. Querschotten wurden direkt in den jeweiligen zusätzlichen statischen Modellen ermittelt. Aufgrund der unterschiedlichen Querschnittsgeometrie und der mitwirkenden Breiten, die sich bei der Montage in jedem Schubzustand änderten, war diese Vorgehensweise bei den Längsblechen schwer möglich. Mit den Ergebnissen der oben dargestellten iterativen Schnittkraftermittlung wurden die Vergleichsspannungsnachweise mittels einer tabellarischen Excel-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 table 2 ist exemplarisch die Spannungsausgabe für einen Querschnitt im Außenbereich der Fahrbahn angegeben.

QS-Nr.: 92	2.OG - FB außen						3.OG - FB außen						
	1-Deckblech: 30			1-Rippe: 12			1-Deckblech: 14			1-Rippe: 16			
Querschnitt	Stm-1	σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_x	σ_y	σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_x	σ_y		
Q92/1	W	-0,19	0,81	0,14	-4,49	0,80	-10,23	0,55	0,21	-4,83	0,00		
Q92/2	W	-0,11	10,70	3,69	3,52	0,00	1,91	3,72	0,15	16,28	0,00		
Q92/3	AE	-0,06	-2,91	0,33	-2,25	0,00	-5,11	-0,21	1,13	-3,31	0,00		
Q92/4	AE	-0,26	2,25	0,44	3,76	0,00	0,95	1,64	0,12	8,17	0,00		
Q92/5	W	3,08	2,47	12,06	6,84	14,35	6,92	1,62	8,76	6,19	22,33		
Q92/6	W	28,16	5,63	29,71	22,02	29,54	17,34	5,44	20,02	16,49	32,75		
Q92/7	W	24,03	5,84	27,76	20,43	27,95	16,21	3,68	18,76	15,26	31,66		
Q92/8	W	8,87	2,94	11,93	7,44	14,95	6,95	1,42	9,05	4,59	21,94		
Q92/9	W	21,18	4,94	22,77	16,89	24,49	14,12	3,18	16,82	12,66	29,70		
Q92/10	W	19,78	3,73	16,48	12,40	19,92	10,92	2,44	13,38	10,54	24,68		
Q92/11	AE	9,44	2,34	12,31	8,03	15,53	7,81	1,65	9,99	2,41	23,75		
Q92/12	W	22,15	4,89	23,63	17,64	25,18	14,67	3,13	17,31	13,88	30,23		
Q92/13	AE	7,40	2,40	11,03	6,78	10,54	7,80	1,50	9,97	7,38	15,55		
Q92/14	AE	24,80	4,85	24,32	19,94	23,72	17,19	2,81	19,49	16,28	24,42		
Q92/15	AE	19,15	4,19	22,90	15,85	19,63	14,69	3,79	17,14	13,88	22,05		
Q92/16	AE	14,02	1,83	11,45	12,64	16,40	12,60	2,26	16,68	11,72	19,89		
max. σ_x / σ_y / τ_{xy}		0,817			0,932			0,544			0,921		

Table 2: Ausgabe der Spannungen [kN/cm²] im Querschnitt Nummer 92 im Außenbereich der Fahrbahn

4.7.2 Beulnachweise

Die Nachweise der Längsbleche gegen Beulen wurden gemäß DIN-Fachbericht 103 geführt. Die Berechnung der Beuleigenwerte erfolgte dabei getrennt für die Längsspannungen σ_x , die Querspannungen σ_y und für die Schubspannungen τ mit anschließendem Interaktionsnachweis. Um die Anzahl der Nachweise zu reduzieren, wurden die 390 Querschnitte nach Geometrie und Spannungen klassifiziert und daraus die maßgebenden Querschnitte sortiert. Der Nachweis eines Querschnittes untergliedert sich in den Nachweis des Deckbleches, Nachweis der Stege und Nachweis des Bodenbleches. Hierbei wurde der Nachweis der Einzelfelder, Nachweis der Teilfelder und Nachweis der Beulsteifen durchgeführt.

Bei der Ermittlung der Querspannungen in den Stegen und in den Bodenblechen beim Vers Schub musste die ungleichmäßige Spannungsverteilung durch die Interaktion zwischen Vers chublager und Brückenkonstruktion berücksichtigt werden. Dazu wurden die Vers chublager und ein Teil des Überbaus als FE-Modell abgebildet, siehe Bild 26. Im Ergebnis zeigte sich, dass bei geringeren Überbausteifigkeiten (dünne Stege) und weichen Elastomeren die Lastverteilung über die Vers chublager 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 wurde je nach Steifigkeit des Überbaus Laststeigerungsfaktoren für die Querspannungen ermittelt, siehe table 3.

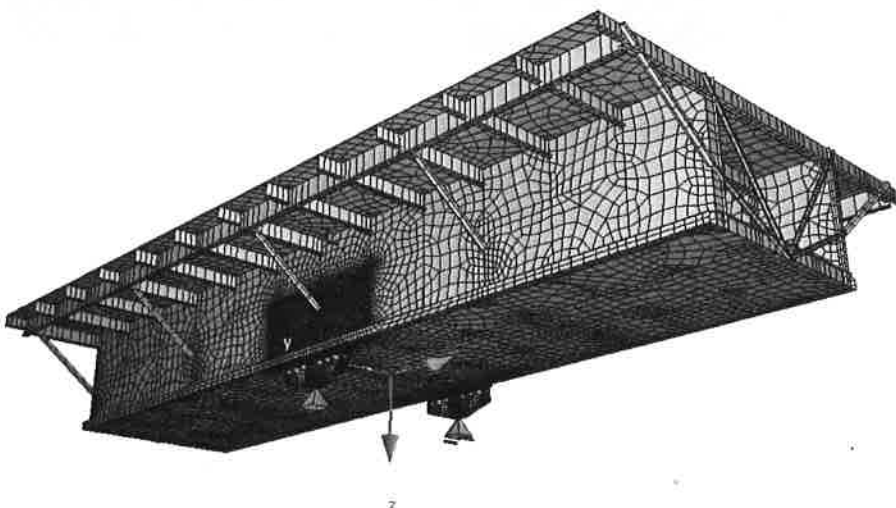


Bild 26: Statisches Modell mit den Vers chubwippen

	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

Table 3: Laststeigerungsfaktor über die Steghöhe

4.7.3 Ermüdungsnachweise

Der Nachweis gegen Ermüdung erfolgte mit dem Lastmodell LM 3 gemäß DIN-Fachbericht 101. Bei den Längsblechen ist die Spannungsschwingbreite aus dem LM 3 auf Grund der großen Stützweite kleiner als 10 N/mm^2 . Damit war der Ermüdungsnachweis selbst für den Kerbfall 56 zu erbringen. Die Fahrbahntafel wurde nach der Empfehlungen für die bauliche Durchbildung von Stahlfahrbahnen 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 wurden nur die Bauteile unterhalb der Fahrbahnquerträger gegen Ermüdung nachgewiesen.

5. Zusammenfassung



Bilder 27 und 28: Verschubzustand Juli 2014 und fertiges Bauwerk

Der Bau der Hochmoselbrücke ist mit Weiterentwicklungen in Bezug auf montagetechnologische und statisch konstruktive Stahlbaulösungen verbunden.

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

- die Vershubtechnologie in Verbindung mit dem Brückenquerschnitt
- den maximalen Kragarm des Überbaus während der Vershübe 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.

B) 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] K. Richter, H. Schmackpfeffer: Herstellung von LP-Blechen und deren Verwendung im Brückenbau; Wilhelm Ernst &v Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1988, Stahlbau 57 (1988), Heft 2
- [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] M. Buonomo, F. Roos, F. Schröter: Das große Viadukt von Millau – Stahlbau und Montage mit hochfesten Feinkornbaustählen, Wilhelm Ernst &v Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, Stahlbau 74 (2005), Heft 5
- [6] Bernd Thauern, Deutsche Patentanmeldung 102011054720.7, „Vorrichtung und Verfahren zum Verschieben einer Brücke“, unveröffentlicht