

Leonhardt, Andrä und Partner



Weyer

*Beratende Ingenieure
im Bauwesen GmbH*

Die Rheinquerung A 44 – Konstruktion und statische Berechnung der Strombrücke

***Reiner Saul
Siegfried Hopf
Ulrich Weyer
Christof Dieckmann***



Sonderdruck aus
Stahlbau Heft 6/2002
Seiten 393–401
Verlag Ernst & Sohn
13086 Berlin

Die Rheinquerung A 44 – Konstruktion und statische Berechnung der Strombrücke

In diesem Beitrag werden die wesentlichen konstruktiven und statischen Merkmale der stählernen Strombrücke mit Pylonen, Auflagerquerträgern, Überspannung und Übergangsbereichen zu den Spannbeton-Vorlandbrücken dargestellt. Es werden die Gebrauchs- und die Montagezustände behandelt.

The Rhine crossing A 44 – Design and structural analysis of the main bridge. In this contribution the main structural and analytic characteristics of the steel center span with towers, the main cross-girders, the stay cables and the connection to the approaches from prestressed concrete are presented. The service state and the erection stages are dealt with.

1 Einleitung

Über die Stellung der Rheinbrücke im Zuge der Gesamtbaumaßnahme „Rheinquerung A 44“ wird in [1] berichtet.

Untersuchungen im Vorfeld der Ausschreibung zur aerodynamischen Stabilität und zur Anwendung hochfester Stähle werden in [2] und [3] beschrieben, die Vorlandbrücke und Unterbauten in [4] und die Montage der Stahlteile in [5].

Dieser Beitrag behandelt die Konstruktion sowie die statische Berechnung und Bemessung der stählernen Mittelöffnung, der Pylone und der Überspannung sowohl im Endzustand als auch in den Bauzuständen. Besondere Beachtung wird dabei gegeben

- der Koppelung zwischen Stahl- und Spannbetonüberbau an den Strompfeilern
- der Einstellung der Schnittgrößen im Zustand „ständige Last“

- der rechnerischen Erfassung der Bauzustände inklusive des Dehnverhaltens der verschlossenen Seile.

2 Entwurf und Konstruktion

2.1 System und Haupttragwerk

Die Rheinbrücke im Zuge der Rheinquerung A 44 läuft von Widerlager zu Widerlager mit einer Gesamtlänge von 1286,5 m durch und setzt sich zusammen aus

- der linksrheinischen Vorlandbrücke mit Stützweiten von $7 \times 63 = 441$ m
 - der seilverspannten Mittelöffnung von 287,5 m
 - der rechtsrheinischen Vorlandbrücke mit Stützweiten von $8 \times 63 + 54$ m = 558 m,
- wobei auf beiden Rheinseiten die zwei der Mittelöffnung benachbarten Öffnungen ebenfalls überspannt sind, Bild 1a.

Die fächerförmige Mittelüberspannung besteht aus 4×5 konzentrierten Abspannungen, Bild 1b. Das Aussehen der Brücke wird durch die V-förmigen Pylone beherrscht, deren Höhe mit Rücksicht auf die Einflugschneise des naheliegenden Düsseldorfer Flughafens auf 81 m über NN begrenzt ist.

Der Überbau ist in den Vorlandöffnungen aus Spannbeton und in der Mittelöffnung aus Stahl. Die Pylone sind ebenfalls aus Stahl, und die Abspannungen bestehen, wie in Deutschland üblich, aus vollverschlossenen Seilen.

Auf den Strompfeilern sind drei Lager angeordnet: ein Mittellager unter dem Pylon mit maximal 114 MN Auflast, rechtsrheinisch fest und linksrheinisch querfest, sowie zwei allseits verschiebliche Lager nahe den Außenstegen der Hauptträger mit maximal 34 MN Auflast, Bild 1c.

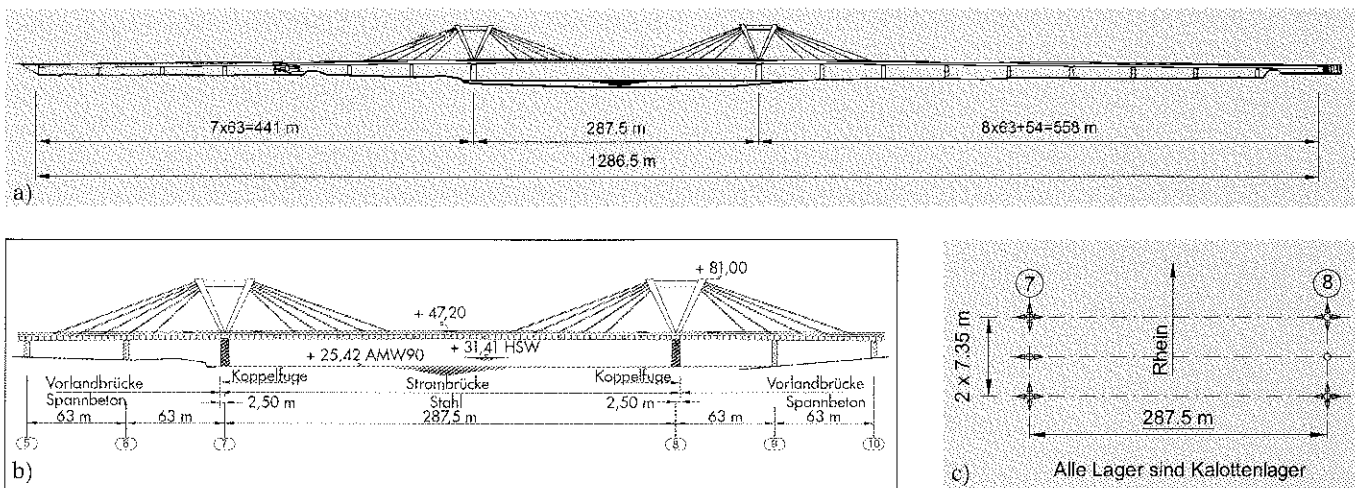


Bild 1. Übersicht; a) Gesamtbrücke, b) seilverspannter Bereich, c) Lagerung der Stromöffnung
Fig. 1. Layout; a) entire bridge, b) cable-stayed part, c) bearing system of the main span

2.2 Überbau

Der insgesamt 38,5 m breite Überbau setzt sich zusammen aus

- dem Mittelstreifen 4,00 m
- den Fahrbahnen $2 \times 13,5 = 27,00$ m
- den Geh- und Radwegen $2 \times 3,75 = 7,50$ m
- 38,50 m

Die Bauhöhe beträgt über die ganze Brückenlänge ca. 4,1 m oder 1/15,4 der Regelstützweite der Vorlandbrücken, Bild 2.

Der Querschnitt setzt sich – über die ganze Brückenlänge konstant – zusammen aus

- dem mit Rücksicht auf die Mittelüberspannung dreizelligen Hohlkasten mit einer Gesamtbreite von 16,50 m
- den beiden durch Schrägstreben unterstützten Kragarmen mit Breiten von $2 \times 11,00$ m = 22,00 m
- 38,50 m.

Die Fahrbahn und die Gehwege sind als orthotrope Platte mit trapezförmigen Hohlstreifen unter Beachtung der Richtlinie „Ermüdungssicheres Konstruieren von orthotropen Platten für Straßenbrücken“ ausgebildet, wobei folgende Mindestblechdicken eingehalten sind

- Fahrbahnblech: 14 mm
- Trapezprofile: 10 mm

Der Achsabstand der Querträger beträgt 4,036 m. Zur Erhaltung der Querschnittsform und zur Einleitung der Torsionsbelastung ist jeder Querträger als Querrahmen ausgebildet. Außerhalb des seilüberspannten Bereiches ist jeder zweite Querrahmen in den beiden äußeren Hohlkästen durch einen K-Verband ausgesteift. Im Seileinleitungsbereich sind Querrahmen und Querverbände verstärkt; hierdurch wird eine Verteilung der an den Innenstegen angreifenden vertikalen Seilkraftkomponenten auch auf die äußeren Hohlkastenstege erreicht.

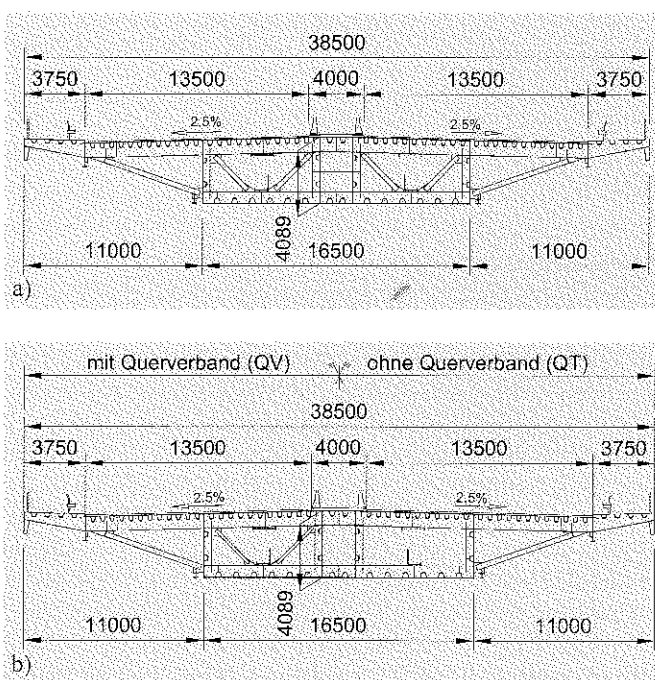


Bild 2. Querschnitt des Überbaus; a) im Seilbereich, b) im seilfreien Bereich

Fig. 2. Cross-sections of the bridge deck; a) cable-stayed area, b) outside of the cable-stayed area

Die kastenförmigen Schrägstreben unter den Konsolen sind an jedem Querträger angeordnet. Die äußeren Besichtigungswagenschienen sind in die tragende Konstruktion des Überbaus integriert, die inneren Schienen sind an den Schrägstreben befestigt.

Alle Bauteile des komplett geschweißten Überbaus sind aus S 355 J2 63.

2.3 Pylone

Die beiden Pylone sind wie die Überspannungen im Mittelstreifen angeordnet. Aufgrund der Forderung der oberen Luftverkehrsbehörde dürfen die Pylone – wie schon erwähnt – eine Höhe von 81,0 m ü. NN nicht überschreiten. Dies hätte bei der üblichen Ausbildung vertikaler Stiele zu einem Verhältnis Pylonenhöhe über der Fahrbahn (H)/Stützweite (L) von ca. $(81 - 47)/287,5 = 0,12$ geführt, während das im Hinblick auf die Kabelstahlmenge günstige Verhältnis bei 0,2 liegt, Bild 3a, [6]. Es wurden deshalb V-förmig angeordnete Stiele gewählt, die im Kopfbereich durch einen Riegel miteinander verbunden sind. Damit ergibt sich $H/L = 34/232 = 0,15$, Bild 3b.

In Brückenquerrichtung sind die Pylone im Deckblechbereich ca. 2 m breit und vergrößern sich bis zur Pylonspitze auf eine Breite von 2,50 m, in Brückenlängsrichtung sind sie unten 2,50 m und oben 5,0 m breit. Der horizontale Abstand der äußeren Pyloneckpunkte in Brückenlängsrichtung beträgt 39 m, Bild 3c.

Die Riegel haben einen sechseckigen Querschnitt, die Seitenflächen des Riegels befinden sich in einer Flucht mit den Pylonaußenflächen. Die Riegel sind 4,0 m hoch und – in Riegelachse – ca. 2,45 m breit, Bild 3d.

Die Seilkräfte werden mit Hilfe von Traversen im wesentlichen über das Mittelschott in den Riegel und die Pylonstiele eingeleitet.

Die Querriegel und die Seileinleitungsbereiche bestehen aus Feinkornbaustahl S 460 ML [3] – der bei der Bemessung aber nur als S 355 berücksichtigt wurde. Die übrigen Bereiche bestehen aus S 355 J2 G3.

2.4 Koppelung zwischen Mittelöffnung und Seitenöffnung, Auflagerquerträger

Aus gestalterischen Gründen erfolgt die Koppelung zwischen den Spannbetonvorlandöffnungen und der stählernen Mittelöffnung im Bereich der Strompfeiler. Aus statischen und konstruktiven Gründen wäre es dagegen besser, diesen Übergang in einen Bereich ohne ausgeprägte Momentenspitze zu legen. Die Koppelfuge ist so vorgespannt, daß unter Einwirkung der nach DIN 1072 geforderten Lastfallkombinationen (LF HZ) sowohl für den Endzustand als auch für alle Bauzustände volle Vorspannung eingehalten wird.

Der Pylonquerträger besteht aus einem 5 m breiten Stahlteil und einem 1 m breiten, vorgesetzten Betonquerträger, der in Querrichtung vorgespannt ist. Die in der Verbundfuge auftretenden Schubkräfte werden mit Kopfbolzendübeln übertragen, Bild 4.

Dieser Verbundquerträger wird unter den Pylonen und nahe den Außenstegen unterstützt. Um ein Abheben der äußeren Lager bei einseitiger Verkehrslast zu vermeiden, wurde nach Montage von Schuß 3, s. unten, $2 \times 8 = 16$ MN von dem Innenlager mit kraftgesteuerten hydraulischen Pressen auf die Außenlager umgelagert, wobei die

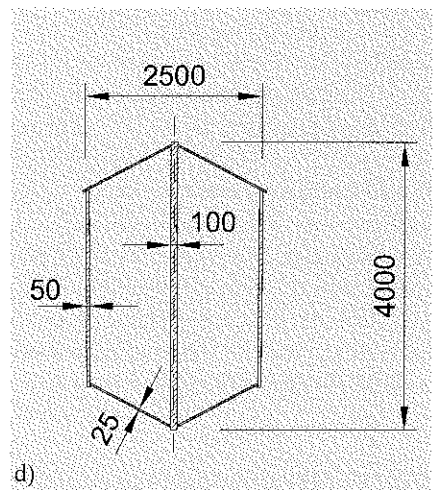
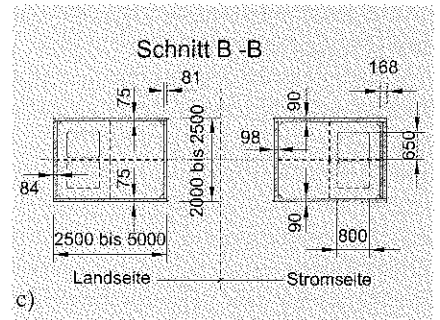
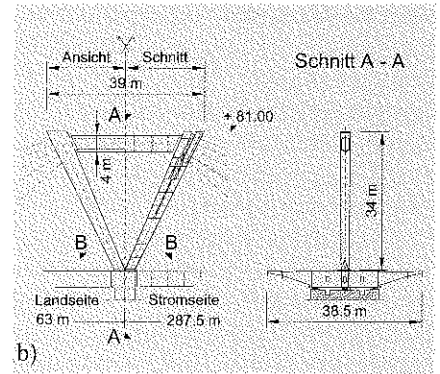
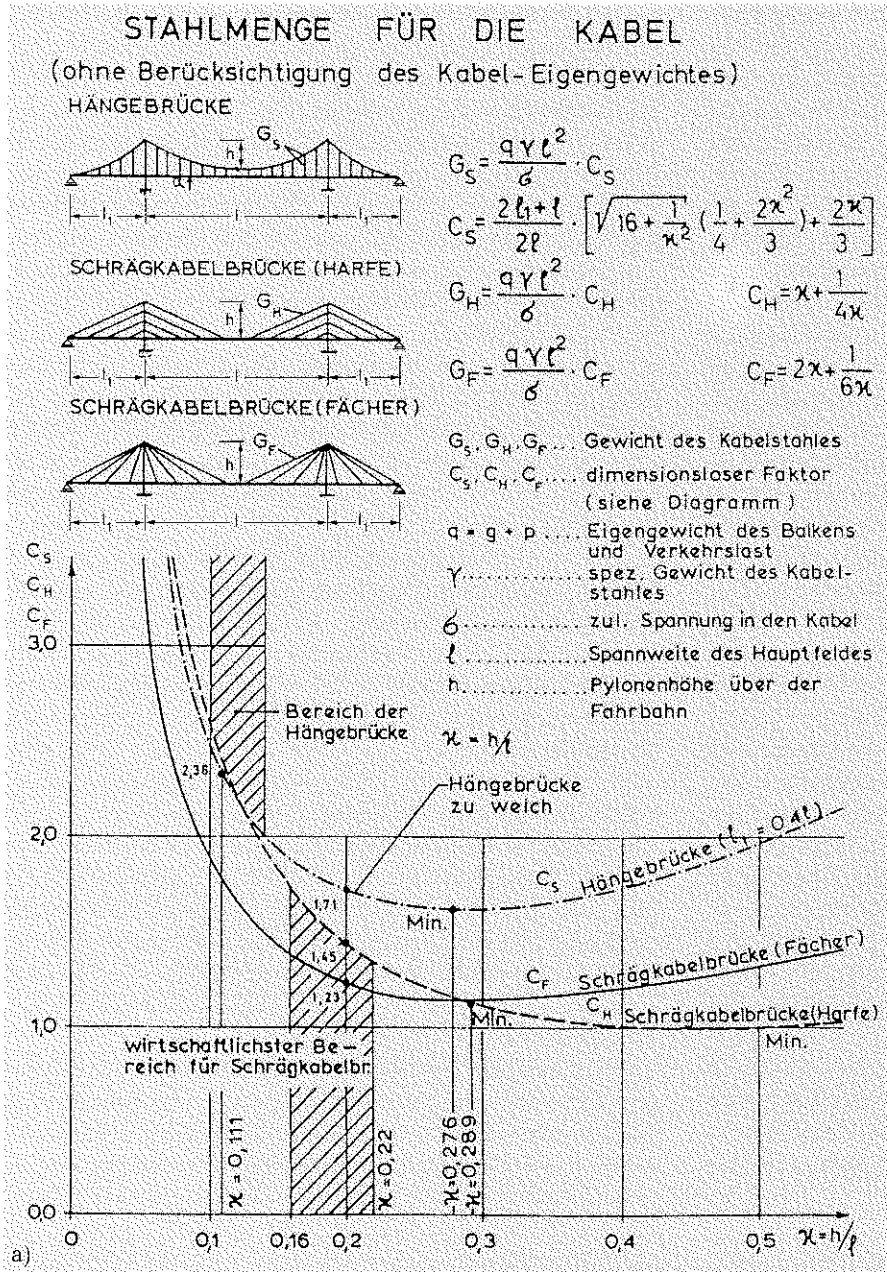


Bild 3. Pylone; a) Kabelstahl in Abhängigkeit von Verhältnis Pylonenhöhe zu Mittelöffnung, b) Übersicht, c) Stielquerschnitt, d) Riegelquerschnitt
Fig. 3. Towers; a) weight of cable-steel as function of the tower height to main span ratio, b) layout, c) cross-section of tower legs, d) cross-section of tie-beam

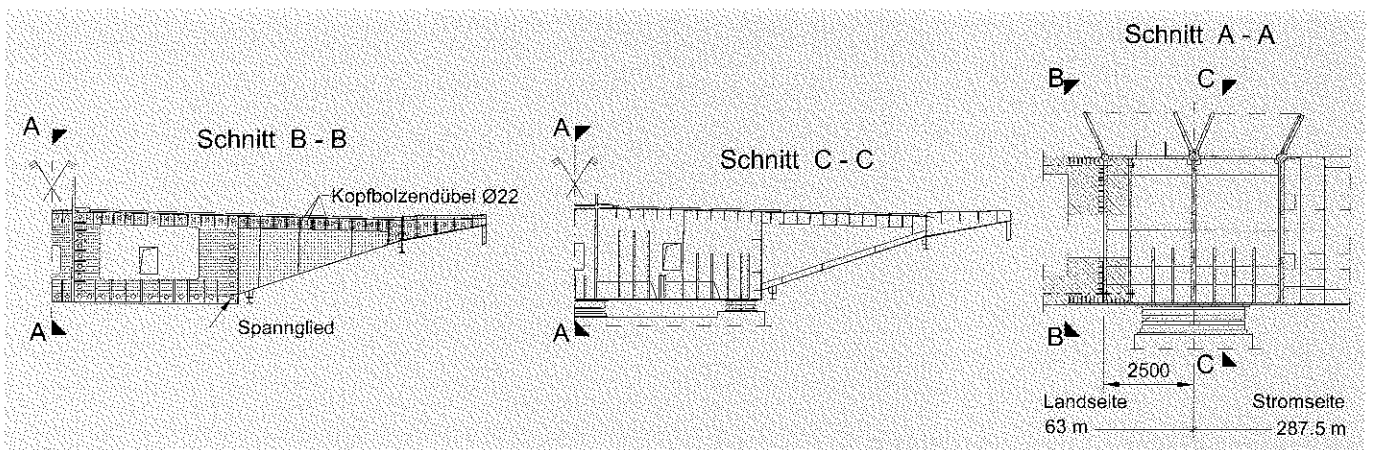


Bild 4. Auflagerquerträger
Fig. 4. Cross girders at piers

Verformung wegen der großen Steifigkeit des Verbundquerträgers nur ca. 1 mm betrug. Nach Meinung der beiden Erstverfasser wäre eine Zweipunktlagerung des Auflagerquerträgers und seine Ausbildung nur in Stahl oder Beton besser, weil statisch eindeutiger [7]. Sie hatten daher in der Angebotsphase auch ein entsprechendes Nebenangebot ausgearbeitet.

Die zum Auswechseln der Lager erforderlichen Pressen sind in zwei Reihen auf Elastomerelagern angeordnet. Dadurch wird die Einspannwirkung aus Überbauverdrehung minimiert und die Pressen sind nahezu zentrisch belastet.

Zum Auswechseln der Pylonlager ist eine Längs- und Querfesthaltekonstruktion erforderlich. Die Querfesthaltung und die stromseitige Längsfesthaltung in Form von kurzen Stahlkonsolen sind unmittelbar an das Bodenblech des Stahlüberbaus bzw. an die Bodenplatte der Vorlandbrücke angeschlossen und stützen sich gegen den Lagersockel ab.

2.5 Überspannung

2.5.1 Seile

Die Tragseile sind, wie in Deutschland üblich, vollverschlossene Spiralseile mit Runddrahtkern und mehreren Lagen Formdrähten und entsprechen ZTV-Seilen und ZTV-Korrseilen. Jede der fünf Seilgruppen besteht aus vier Seilen, deren Achsabstand in Querrichtung 900 mm und in Längsrichtung 600 mm beträgt. Die Nennfestigkeit des Einzeldrahtes ist 1570 N/mm^2 .

2.5.2 Seilverankerung

Entsprechend den Anforderungen von DIN 18809 sind alle Seile einzeln verankert, die Festanker sind in den Pylonen und die Spannanker im Überbau.

Die als Hammerköpfe ausgebildeten Festanker setzen sich über zwischengeschaltete „lose“ Ankerbarren auf die Seiltraversen ab. Diese Verankerung besitzt den

großen Vorteil, daß die Seilköpfe bei der Montage nicht gedreht werden müssen, Bild 5a.

Im Überbau sind die Seilköpfe zylindrisch und mit folgenden Merkmalen ausgebildet:

- Innengewinde zum Eindrehen einer Spannstange und zum Anspannen mittels hydraulischer Pressen
 - Außengewinde zum Aufschrauben einer großkalibrigen Mutter, die sich direkt auf die Seiltraversen abstützt.
- Die Gangreserve des Außengewindes kann zum Ausgleich geometrischer Fehler benutzt werden.

In der Vorlandbrücke sind die Seile auf 3stegigen Traversen (eine Traverse pro Seilgruppe) verankert, die ihre Kraft über dicke Stahlankerplatten an die Betonstege abgeben. Zwischen den Traversen und den Ankerplatten sind Stahllinienlager angeordnet, die durch Stahlplatten eingefasst sind und Abplatzungen der freien Betonkanten vermeiden, Bild 5b.

In der Mittelöffnung sind pro Seilgruppe je zwei 2stellige Seilverankerungstraversen direkt an die inneren Stege geschweißt, Bild 5c.

Die gewählte Verankerung ermöglicht es, die Seile zwischen ihrem Eintritt in den oberen und unteren Kopf lückenlos sowohl visuell als auch magnetinduktiv zu überprüfen.

2.5.3 Maßnahmen zur Vermeidung von Seilschwingungen

Da die Windkanalversuche an Teilmodellen der Seile im Maßstab etwa 1 : 1 gezeigt haben, daß es bei allen Seilen zu großen Regen-Wind-induzierten Schwingamplituden kommen kann [2], werden die vier Seile eines Bündels etwa im unteren Drittelpunkt und im oberen Viertelpunkt starr miteinander gekoppelt.

Da auch hiermit Regen-Wind-induzierte Schwingungen nicht mit letzter Sicherheit ausgeschlossen werden können, sind auf dem Überbau Ankerösen angeordnet, an die bei Bedarf Querseile angeschlossen werden können.

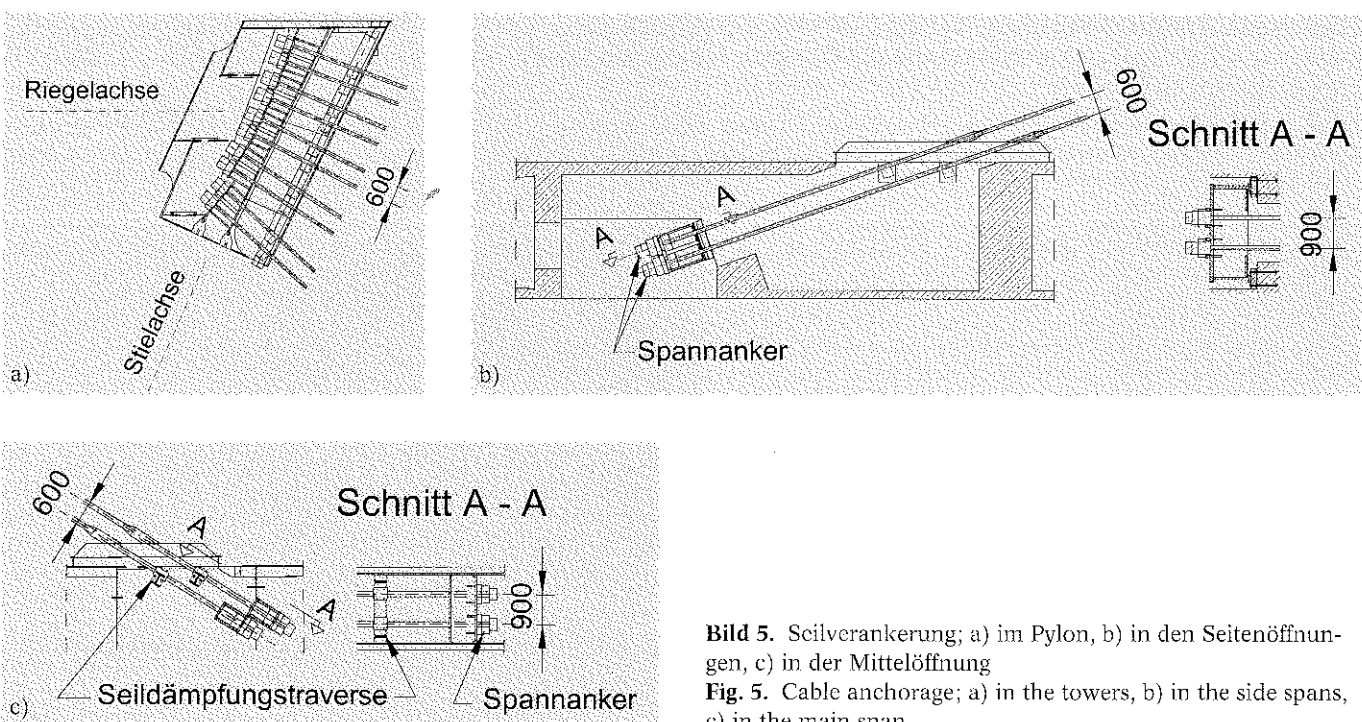


Bild 5. Seilverankerung; a) im Pylon, b) in den Seitenöffnungen, c) in der Mittelöffnung
Fig. 5. Cable anchorage; a) in the towers, b) in the side spans, c) in the main span

3 Statische Berechnung für den Endzustand

3.1 Allgemeines

Die heute zur Verfügung stehenden räumlichen Programmsysteme verführen dazu, komplexe statische Systeme wie das hier vorliegende in einem einzigen mechanischen Modell abzuhandeln. Die so erzeugte Datenflut ist meist kaum zu bewältigen, so daß Übersichtlichkeit und Transparenz der Berechnung leiden und Interpretation der Ergebnisse sowie Fehlersuche erschwert sind.

Es wurden hier daher sowohl vom Aufsteller als auch vom Prüfer Haupttragwerk und örtliche Tragglieder in getrennten statischen Systemen untersucht.

3.2 Schnittgrößen des Haupttragwerks

3.2.1 Allgemeines

Das Haupttragwerk wurde abgebildet

- vom Aufsteller als Einstabsystem (alle Steifigkeiten in der Schwerlinie konzentriert) und mit dem Stabwerkprogramm TDV Pircher berechnet. Dieses Programm hat spezielle Module für das Seilvorspannen, Verkehrslastauswertung etc. und ermöglicht es, Schnittkräfte und Verformungen unterschiedlicher statischer Systeme zu überlagern, was vor allem bei der Behandlung der Bauzustände, s. unten, vorteilhaft ist.

- Die Prüfung erfolgte mittels unabhängiger Gegenrechnung unter Einsatz des büroeigenen brückenbauspezifischen Programmsystems, das sich bei vielen vergleichbaren Aufgabenstellungen bereits hervorragend bewährt hat. Die biegesteife Kopplung der Strombrücke mit der Vorlandbrücke sowie die Seileinleitung im Vorlandbereich erforderte eine Systemabbildung über die ganze Brückenlänge von 1286,50 m, Bild 6.

Im folgenden wird nur auf den für Schrägkabelbrücken spezifischen und wichtigsten Lastfall eingegangen, den Lastfall ständige Lasten für $t = \infty$.

3.2.2 Lastfall „Ständige Last für $t = \infty$ “

Während man bei üblichen statischen Systemen i. allg. den Lastfall „ständige Last“ als Eigengewicht auf das elastische System versteht, bietet die Ein- und Nachstellbarkeit der Seile bei allen seilverspannten Systemen die einfache Möglichkeit, einen nach bestimmten Kriterien – z. B. die Gesamtbeanspruchung des Überbaus – gewählten Zustand einzustellen. Bei Vielseilsystemen wird die Vorspannung üblicherweise so festgelegt, daß sie die Biegemomente aus Eigengewicht gerade aufhebt, und wegen der Nachstellbarkeit der Seile werden – anders als

beim Spannbeton – beide Schnittgrößenanteile mit dem gleichen Sicherheitsbeiwert behaftet [9].

Schwieriger wird die Wahl des Vorspannzustandes bei Systemen wie dem hier vorliegenden mit unterschiedlichen Seilabständen, relativ kleinen Seitenöffnungen im Anschluß an die große Mittelöffnung, unterschiedlichen Materialien, die in einer Koppelfuge miteinander verbunden sind, und Kriechen nicht nur der Seile, sondern auch des Spannbetons der Vorlandbrücken.

Hier wurden die Seilkräfte so eingestellt, daß

- das positive Moment in Feldmitte und das negative Moment im Seileinleitungsbereich (Viertelpunkt) etwa den gleichen Betrag erhielten

- das Stützmoment in der Lagerachse nahe Null war

- die Seilkräfte der vorland- und stromseitigen Seile annähernd gleich waren

- sich keine allzu große Umlagerung aus Schwinden und Kriechen ergaben

- die erforderlichen Spannglieder für die schon erwähnte volle Vorspannung sowohl für den Bauzustand als auch den Endzustand konstruktiv sinnvoll untergebracht werden konnten.

Dabei bestand die Schwierigkeit, daß das Montagekonzept und vor allem die Montagebelastung durch Kräne bei der Bemessung für die Materialbestellung noch nicht vollständig klar war.

3.3 Schnittgrößen der Querrahmen und Verbände

3.3.1 Allgemeines

Die Schnittgrößen für Fahrbahn und Querrahmen wurden an unterschiedlichen Systemen bestimmt:

- Trägerrostsystem für die Fahrbahnrippen
- räumliches Stabsystem für die drei unterschiedlichen Querrahmentypen
- Querrahmen ohne Verband (QT)
- Querrahmen mit Verband (QV)
- verstärkter Querrahmen mit Verband (vQV) im Seilbereich.

3.3.2 Fahrbahnplatte

Die örtlichen Schnittgrößen für die Fahrbahnrippen (Trapezhohlsteifen) und Querträger wurden an einem Trägerrostsystem ermittelt, das aus

- den Trapezsteifen, elastisch gestützt durch die Querträger

- den Querträgern im Abstand von 4,036 m, starr gestützt in den Achsen der Längsträger (Hauptsteg, lastverteilende Fahrbahnlangsträger außen und Gesimsträger) gebildet ist, Bild 7.

Die Einspannung der Querträger in die Stegsteifen und Druckstreben ist gering und konnte daher vernachlässigt werden.

3.3.3 Querrahmen

Ein räumliches Trägerrostsystem diente zur Ermittlung der Schnittgrößen für die Querrahmen, die Verbandstäbe und die Druckstreben. Die örtliche Beanspruchung der äußeren Fahrbahnrandlängsträger und der Ge-

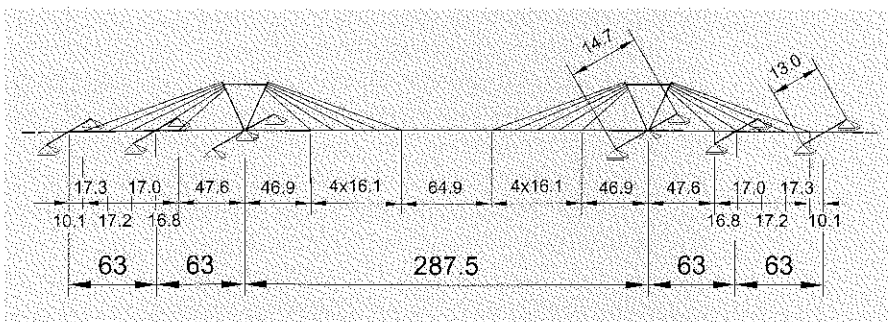


Bild 6. Statisches System des Haupttragwerks
Fig. 6. Statical system of the main structure

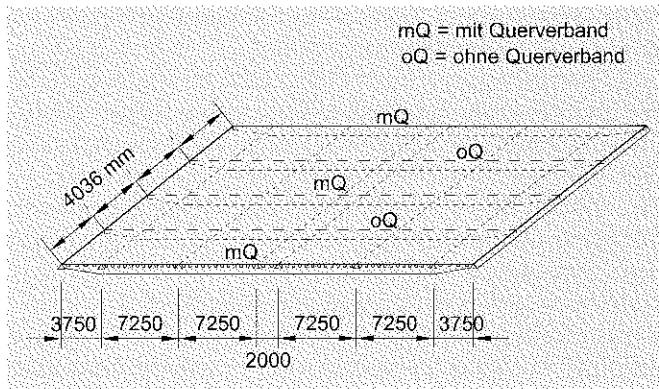


Bild 7. Trägerrostsysteme, Fahrbahnplatte
Fig. 7. Girder grid systems, roadway slab

simsträger für den Lastfall „Ausfall einer Druckstrebe“ wurde ebenfalls mit Hilfe dieses Systems bestimmt. Dieser Trägerrost wurde aufgebaut aus

- acht Längsträgern (4 LT für die HT-Stege, je 2 LT für Rand- und Gesimsträger), entsprechend der Stromöffnung 287,5 m lang und an den Enden eingespannt
- im Abstand von 4,036 m aneinandergereihte, mit den LT verbundenen Rahmen, gebildet aus Fahrbahn- und Bodenblechquerträgern, den vertikalen Stegsteifen, den Druckstreben und den Verbandstäben (Bild 8).

Das System wurde durch Modifikation von Steifigkeiten und Aktivierung zusätzlicher Lager angepasst an die unterschiedlichen Systembedingungen unter zentrischen und exzentrischen Lasten:

- für die symmetrischen Lasten wurden elastische Vertikallager angeordnet, die die Abspannung durch die Tragseile repräsentieren. Dazu wurde die Federsteifigkeit der Lager an die Größe der Vertikalkomponenten der Seilkräfte infolge Eigengewichtslasten angepasst.
- für den torsionserzeugenden, antimetrischen Anteil aus exzentrischer Last wurden Horizontallager in Deckblech- und Bodenblechebene angeordnet.

Die Ergebnisse aus beiden Systemen wurden superponiert. Dabei ergaben sich für die drei Querrahmentypen – QT, QV, vQV s. Abschn. 3.3.1 – typische Beanspruchungsbilder:

- Für die QT: Biegebeanspruchung aus der Fahrbahnbelastung, Zugkräfte im oberen Querträger, Druckkräfte in den Streben und im unteren Querträger sowie geringe Rahmenbiegungen aus Torsion.

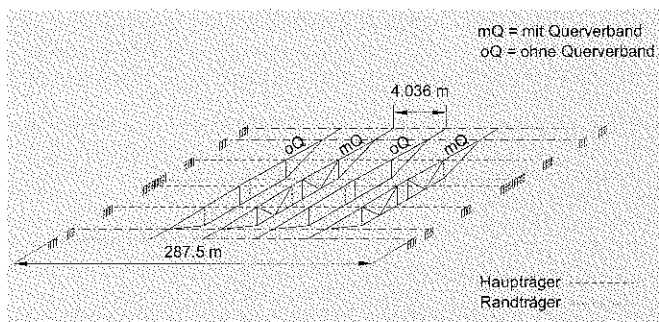


Bild 8. Trägerrostsysteme, Querträger und Verbände
Fig. 8. Girder grid systems, cross girders and bracings

- Für die QV: wie QT, zusätzlich antimetrische Stabkräfte für den Verband aus Torsion.
- Für die vQV: wie QV mit zusätzlichen symmetrischen Stabkräften aus dem Transfer der Lasten der äußeren Hauptträger zur Seilebene hin.

3.4 Bemessung des Überbaus

3.4.1 Längslaufendes Material

Die längsdurchlaufenden Blechteile sind aus Bild 2 zu ersehen. Über die Gesamtlänge des Brückenbalkens bleibt die Blechstruktur des Querschnitts mit Längsträgern und Trapezblechlängssteifen unverändert. Lediglich die Blechdicken variieren je nach der Höhe der Beanspruchung über die Balkenlänge.

Die gem. Punkt 3.2 ermittelten Schnittgrößen liefern die Grundlage für die Bemessung in Brückenlängsrichtung. Eine Vorabüberlegung zeigte, daß Einflüsse aus Wölbkrafttorsion nur in der Nähe der Strompfeiler von Bedeutung sind. Betrachtungen nach Theorie II. Ordnung führten nur zu kleinen Erhöhungen der Biegemomente (ca. 5 %).

Maßgebend für die Dimensionierung waren folgende Bemessungskriterien:

- Unterkante Fahrbahnlängsrippen
Druckbeanspruchung an den Querträgerstützpunkten bei Überlagerung von Biegung aus örtlicher Fahrbahnlast und größter Druckspannung im Haupttragwerk aus der maßgebenden Kombination (N_x, M_y, M_z) im Lastfall HZ.

Zugbeanspruchung zwischen den Querträgern bei Überlagerung von örtlicher Biegung und Haupttragwirkung wie vor

- Untergurt in Feldmitte
Zugbeanspruchung aus größtem positiven Biegemoment des Haupttragwerks im Lastfall H

- Untergurt am Pylon
Druckbeanspruchung aus der maßgebenden Lastfallkombination im Lastfall H bei Einhaltung der erforderlichen Beulsicherheiten nach DASt-Ri 012 unter besonderer Beachtung des knickstabähnlichen Verhaltens der Trapezlängssteifen

- Stegbleche
Unter maßgebenden Beulbeanspruchungskombinationen
I. $\min \sigma_{oben} (N, M_y, M_z)$ zug σ_{unten} , zug. $\tau (Q, M_T)$
II. $\min \sigma_{unten} (N, M_y, M_z)$ zug σ_{oben} , zug. $\tau (Q, M_T)$
III. $\min, \max \tau (Q, M_T)$, zug σ_{oben} , zug σ_{unten}

Gesimsträger und Fahrbahnlängsträger über der Schrägstrebe am Fahrbahnrand wurden unter den maßgebenden Spannungskombinationen des Haupttragwerks nach 3.2 in Überlagerung mit den Trägerrostwirkungen nach 3.3 dimensioniert. Ergänzend wurden die Freivorbau-systeme der Montage (s. Abschn. 4) überprüft. Dies führte zu lokalen Querschnittsverstärkungen.

3.4.2 Querträger ohne Verband

Die Bemessung der Querträger erfolgte unter den gem. Abschn. 3.3 ermittelten Schnittgrößen. Für die Stegdicke der Fahrbahnquerträger sind die Biege- und Schubspan-

nungen im „Stegblechzahn“ neben den Trapezsteifen der Fahrbahn maßgebend.

Zu den nicht den Regelkonstruktionen nach DIN 18809 entsprechenden Konstruktionsdetails der Querträger und Querrahmen wurden Nachweise der Ermüdungsfestigkeit nach EC 3 unter 5 Mio. Lastspielen geführt. Die Abmessungen der Schrägstreben ergeben sich aus dem Knicksicherheitsnachweis, während die Querschnitte des Querträgers im Kastenuntergurt durch die Einleitung der Horizontalkomponente aus der Schrägstrebe gekennzeichnet sind. Die Vertikalsteifen dienen als Quersteifen der Stegblechbeulfelder und ergeben sich hier aus konstruktiven Gesichtspunkten.

3.4.3 Querträger mit Verband

Hier waren zusätzlich zu Abschn. 3.4.2 die Fachwerknormalkräfte des Querverbandes aus Umsetzen der örtlichen außermittigen Lasten in die *Saint-Venant*'sche Torsionsröhre des Hauptträgerkastens zu beachten.

3.4.4 Einleitung der Seilkräfte

Die vertikalen Komponenten der Seilkräfte werden zunächst über die Schweißnähte der Seiltraversen in die Innenstege des Hauptträgerkastens eingeleitet. Zur Aktivierung des Brückengesamtquerschnittes müssen die Querträgerverbände ca. 50 % der Vertikalkräfte in die Außenstege weiterleiten. Dies führt in den Seileinleitungspunkten zu Querverbänden, die gegenüber den normalen Verbandsquerträgern erheblich verstärkt sind.

Die ebenfalls in die Innenstege eingeleiteten Horizontalkomponenten der Seilkräfte führen hier zu Normalspannungskonzentrationen. Über eine gewisse Einleitungslänge verteilt sich diese Normalkraft über die Halsnähte der Innenstege und Ober- und Untergurtkastenblech gleichmäßig auf den Gesamtquerschnitt der Brücke. Die „genauen“ Spannungsverläufe wurden mit Hilfe einer FE-Berechnung bestimmt und führten im Bereich des Innenkastens zu merklichen Aufdickungen der längslaufenden Stahlkonstruktion.

3.4.5 Sicherheit gegen winderregte Schwingungen

Am Lehrstuhl für Stahlbau der RWTH Aachen, Windingenieurtechnik wurden im Planungsstadium Windkanalversuche und analytische Untersuchungen zur Sicherung des Bauwerks gegen winderregte Schwingungen geführt. Die hieraus gewonnenen Erkenntnisse führten zu den in Abschn. 2.5.3 beschriebenen Sicherungsmaßnahmen der Seile.

Für die Pylone und den Brückenbalken zeigten die Untersuchungen eindeutig deren Unempfindlichkeit gegenüber winderregten Schwingungen auf.

3.4.6 Auflagerquerträger

3.4.6.1 Schnittgrößen und Beanspruchung

Entsprechend den in Abschn. 2.4 beschriebenen Funktionen erhalten die Auflagerquerträger und ihre Aussteifungen Beanspruchungen durch

- die Verteilung der konzentrierten Lasten aus dem Pylon auf die Außenlager und die Einspannung des Pylons in Längs- und Querrichtung

- die Torsionseinspannung des Versteifungsträgers
- den Übergang von Stahl- auf den Betonquerschnitt
- die Lager und Pressenansatzpunkte.

Da die Biegemomente vom Bauzustand bis zum Endzustand stark variieren (+50 MNm bis -100 MNm), war eine fast zentrische Vorspannung von insgesamt 224,5 MN erforderlich. In vielen Lastfällen war nicht die Forderung „keine Betonzugspannung“ maßgebend, sondern der Betondruck.

3.4.6.2 Biegebemessung

Die Biege- und Schubbeanspruchung in Querrichtung wird entsprechend den Steifigkeitsverhältnissen von der Stahlscheibe in der Lagerachse und von der Verbundscheibe in der 2,50 m entfernten Koppelfuge aufgenommen. Die Verbundscheibe besteht aus der 1,00 m breiten Beton- und zwei Stahlscheiben, in denen die Spanngliedverankerungskammern integriert sind.

Für viele Bauteile des Auflagerquerträgers ist der Zustand „Lagerwechsel des Mittellagers“ bemessungsmaßgebend. Die großen Blechdicken von bis zu 120 mm stellten hohe Anforderungen an die Ausführung und Prüfung der Schweißnähte.

3.4.6.3 Längsvorspannung

Die globale, nahezu zentrische Vorspannung von 224,5 MN wurde wie folgt aufgebracht

- Obergurt: 54 9litige und 14 12litige Spannglieder mit zusammen 95,5 MN Vorspannkraft
- Untergurt: 22 19litige und 4 12litige Spannglieder mit zusammen 68,0 MN
- Außenstege: 10 19litige Spannglieder mit zusammen 27,8 MN
- Innenstege: 12 19litige Spannglieder mit zusammen 33,2 MN.

3.4.6.4 Verbundmittel

Die stählerne Endquerscheibe und der Betonquerträger sind durch ca. 14000 Kopfbolzendübel $\varnothing 22 \times 100$ bis 175 mm miteinander verbunden. Davon befinden sich 40 % auf der Endquerscheibe und 40 % auf dem 1,00 m breiten, sich mit dem Beton überlappenden Streifen des Deck- und Bodenblechs, 20 % der Dübel sind im Bereich der für die Einleitung der Vorspannkraft angeordneten Betonkammern angeschweißt.

3.5 Pylone

Die Pylonstiele sind mit dem Hauptträger biegesteif verbunden, so daß neben den Normalkräften auch große Biegebeanspruchungen am Pylonfuß auftreten, wenn der Hauptträger im Bereich des Stromfeldes Vollast durch Verkehr erhält. Die Spannungskonzentration am stromseitigen Pylonstiel (Druck) und vorlandseitig in der Koppelfuge (Zug) werden durch zusätzliche Lamellen bzw. sehr dicht angeordnete Spannglieder aufgenommen.

Die Pylonstiele sind durch Horizontalschotte, die gleichzeitig als Podeste für die Pylonbegabung dienen, im mittleren und oberen Drittel auch durch Längssteifen gegen Beulen ausgesteift.

Die Gesamtstabilität des unten eingespannten und oben durch die Seile elastisch gestützten Pylons wurde

durch Spannungsnachweise mit Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung festgestellt. Der Nachweis der Beulsicherheit der einzelnen Querschnittsteile erfolgte nach DAST-Ri 012 unter Berücksichtigung der DIN 4114.

Durch die fächerförmig angeordneten Traversen im Pylonkopf werden die Kräfte aus der Seileinleitung in die, im oberen Bereich 3stegigen Stiele und den 3stegigen Riegel eingeleitet. Dazu wurde zunächst die Querverteilung auf die drei Scheiben unter Berücksichtigung unterschiedlicher Steifigkeitsansätze untersucht.

Separat wurde dann die Beanspruchung der Mittelscheibe und der Außenscheiben mittels FEM-System bestimmt, das sowohl die Eckmomente des V-förmigen Pylonrahmens als auch die Normalkräfte zu den angrenzenden Bauteilen von Stiel und Riegel als Randlagerung berücksichtigte.

Es ergaben sich folgende Blechdicken:

- Stiele im unteren Bereich: 75 mm bis 90 mm, örtlich mit 60 mm dicker Lamelle verstärkt
- Stiele im mittleren Bereich: 45 mm
- Stiele im oberen Bereich, Pylonkopf: Mittelschott 100 mm, Außenstege 50 mm, Gurte 45 mm
- Riegel: Mittelsteg 80 mm, Außenstege 45 mm, Gurte 25 mm.

3.6 Schrägseile

3.6.1 Bemessung

Die maßgebenden Seilkräfte wurden für die Lastkombinationen

- Hauptlasten
- Haupt- und Zusatzlasten
- Seilauswechsell
- Betriebsfestigkeitsnachweis

ermittelt. Es zeigte sich, daß für die Seilbemessung der Lastfall H maßgebend wird, Tabelle 1. Die Zusatzlasten aus Wind, Temperatur etc. betragen nur ca. 5 % der Hauptlasten.

3.6.2 Fertigungslängen und Vorrecken

Verschlossene Seile neigen bekanntlich zum Kricchen [9]. Deshalb ist bei der Bestimmung der Fertigungslänge außer

- dem planmäßigen Abstand der Seilköpfe für $t = \infty$
- den zum Zeitpunkt der Fertigung bekannten Toleranzen von Versteifungsträger und Pylon
- dem Seildurchhang
- der elastischen Dehnung
- dem Schlupf in den Seilköpfen

auch das Langzeitdehnverhalten zu berücksichtigen, wozu entsprechende Versuche an 5,0 m langen Seilen bei der Firma DMT in Bochum durchgeführt wurden.

Eine Auswertung dieser Versuche ergab, daß der Großteil des Kriechens nach ca. 12 Stunden abge-

klungen ist, wenn die Seile vorab über längere Zeit mit einer Kraft vorgereckt werden, die größer ist als die im Bauwerk auftretende maximale Seilskraft. Dieses Vorrecken kann z. B. bei der Fertigung stattfinden. Es geht dann aber beim Aufhaspeln der Seile für den Transport größtenteils wieder verloren. Deshalb wurden hier alle Seile im Zuge der Montage entsprechend Tabelle 2 vorgereckt. Die Einstellung der Seilkräfte auf die berechnete Sollkraft erfolgte stets am Tag nach dem Aufbringen der Vorrecklast.

4 Montageberechnung

4.1 Allgemeines

Die Montageberechnung folgte zunächst in üblicher Weise dem wirklichen Bauablauf in umgedrehter Reihenfolge, d. h., beginnend mit den Belastungen und Schnittkräften für $t = \infty$ wurde das System bis zum Aufsetzen der Auflagerquerträger abgebaut.

Eine statische Besonderheit ergab sich durch den Zusammenbau der einzelnen Montageschüsse: Die Hauptträger wurden in Schuß 1, 2 und 6 zweigeteilt und in Schuß 3, 4 und 5 dreigeteilt, mit einem Schwimmkran montiert und danach die Kragarme mit zwei auf der Brücke stationierten Autokranen eingehoben. Dies führte über die Querschnittsbreite zu einer vom „Eingußzustand“ (alle Lasten wirken auf das endgültige System) abweichenden Spannungsverteilung. Hierfür wurde als Eigenspannungsanteil 20 N/mm^2 in Längsrichtung und 10 N/mm^2 in Querrichtung berücksichtigt.

Tabelle 1. Seilbemessung

Table 1. Dimensioning of the cables

Seil	Seilkräfte [kN]		eingebaute Seile		Stahlspannung		Schwingbreite $\Delta\sigma$ [N/mm ²]
	LfH	LfHZ	\varnothing [mm]	A [cm ²]	LfH	LfHZ	
1 und 11	4032	4243	110	84,6	543	572	76
3 und 13	5408	5631	110	84,6	639	666	82
5 und 15	5605	5852	110	84,6	607	633	81
7 und 17	5761	6056	115	92,4	624	655	77
9 und 19	5886	6193	110	84,6	637	670	72
10 und 20	5407	5667	103	74,2	639	670	58
8 und 18	5352	5595	110	84,6	633	661	68
6 und 16	5385	5616	115	92,4	637	664	79
4 und 14	5822	6073	115	92,4	630	657	89
2 und 12	4979	5289	115	92,4	589	625	98

Zulässige Spannungen LfH $0,42 \times 1570 = 659 \text{ MPa}$

LfHZ $0,45 \times 1570 = 707 \text{ MPa}$

Tabelle 2. Vorrecklasten

Table 2. Prestretching loads

Seil \varnothing [mm]	Vorrecklast P_r [kN]	Maximallast P_{max} [kN]	Bruchlast P_u [kN]	P_v/P_{max}	P_v/P_n
103	5350	3960	11480	1,35	0,47
110	6000	5580	13240	1,08	0,45
115	6000	5980	14280	1,00	0,42

Eine weitere Besonderheit bestand darin, daß zur Erleichterung der Montage des mittleren Schusses die linksrheinische Brückenhälfte mitsamt der Vorlandbrücke 150 mm in Richtung Widerlager verschoben hergestellt wurde und nach Fertigstellung der beiden Brückenhälften mit einer Kraft von 10500 kN – entsprechend einem mittleren Reibbeiwert $\mu = 0,026$ – in die endgültige Lage verschoben wurde.

5 Schlußbemerkung

Es wurde über den Entwurf, die Detailkonstruktion, die Berechnung und Bemessung der Stromöffnung, der Pylone und Seile sowie über die Montagezustände der Stromöffnung der Rheinbrücke A 44 berichtet.

Die Tatsache, daß Aufsteller und Prüfeningenieur gemeinsam berichten, zeigt, daß bei der erforderlichen kritischen Distanz das Gefühl Partner im Baugeschehen zu sein und nicht Gegner eindeutig überwog – was heute leider nicht selbstverständlich ist.

Die Autoren danken allen beteiligten Behörden, Firmen und Ingenieurbüros, s. [1], Abschn. 6, für die immer konstruktive und zielorientierte Zusammenarbeit und innerhalb ihrer Büros den Herren Dipl.-Ing. *Grimaldi, Häderle* und *Walser* (Aufsteller) sowie Dr. *Uhlendahl* (Prüfer) für ihren engagierten Einsatz. Dem Erstverfasser war

es eine besondere Freude, noch einmal für Straßen.NRW. Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen tätig werden zu können, für den er schon mit seiner ersten Schrägseilbrücke, der Rheinbrücke Bonn-Nord (Friedrich-Ebert-Brücke) [10], gearbeitet hatte.

Literatur

- [1] *Prehn, W., Mertens, M.*: Die Rheinquerung der A 44 – Darstellung der Gesamtmaßnahme. Stahlbau 71 (2002), H. 6, S. 386–392.
- [2] *Hortmanns, M., Schwarzkopf, D.*: Rheinquerung A 44, Ilverich – Berücksichtigung der Windwirkungen im Bau- und Endzustand. Stahlbau 71 (2002), H. 6, S. 412–422.
- [3] *Sedlacek, G., Eisel, H., Paschen, M., Feldmann, M.*: Untersuchungen zur Baubarkeit der Rheinbrücke A 44, Ilverich und zur Anwendung hochfester Stähle. Stahlbau 71 (2002), H. 6, S. 423–428.
- [4] *Baumann, Th., Kroppen, H.*: Rheinbrücke Ilverich – Statik und Konstruktion der Vorlandbrücken. Stahlbau 71 (2002), H. 6, S. 402–411.
- [5] *Wagner, P., Schreiber, O., Rentmeister, F. E.*: Neue Wege bei der Fertigung und Montage der seilverspannten Flughafenbrücke über den Rhein. Stahlbau 71 (2002), H. 6, S. 429–439.
- [6] *Leonhardt, F., Zellner, W.*: Vergleiche zwischen Hängebrücken und Schrägkabelbrücken für Spannweiten über 600 m. IABSE-Publications, Vol. 32-1, 1972, S. 127–165.

[7] *Volke, E., Rademacher, C.-H.*: Nordbrücke Mannheim-Ludwigshafen (Kurt-Schumacher-Brücke). Stahlbau 42 (1973), S. 97–105, 138–152 und 161–172.

[8] *Saul, R., Svensson, H.*: Zur Behandlung des Lastfalls „ständige Last“ beim Tragsicherheitsnachweis von Schrägkabelbrücken. Bauingenieur 58 (1983), S. 329–335.

[9] *Roik, K., Albrecht, G., Weyer, U.*: Schrägseilbrücken. Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1986.

[10] *Thul, H.*: Die Friedrich-Ebert-Brücke über den Rhein in Bonn. Der Bauingenieur 46 (1971), S. 327–333.

Tabelle 3. Die wichtigsten Beteiligten

Table 3. The main participants

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau NRW, NL Krefeld, Projektgruppe A 44
Entwurf:	Schüssler-Plan GmbH, Düsseldorf Grassl GmbH, Düsseldorf
Ausführung:	Arbeitsgemeinschaft A 44 Rheinquerung Ilverich Dyckerhoff & Widmann AG – Walter Bau-AG – Ed. Züblin AG – Eiffel Construction Metallique – J. Dörnen GmbH & Co. KG – S.E.H. Stahlbau Engineering GmbH – Brückenbau Plauen GmbH
Ausführungsplanung: Stahlüberbau, Pylone und Seile: Vorlandbrücke, Pfeiler und Gründungen:	Leonhardt, André und Partner GmbH, Stuttgart Dyckerhoff & Widmann, München
Prüfung: Stahlüberbau, Pylone und Seile: Vorlandbrücke: Pfeiler und Gründungen: Stahlbau linksrheinisch: Seile:	Prof. Dr.-Ing. <i>U. Weyer</i> , Dortmund Dr.-Ing. <i>J. Erdmann</i> , Düsseldorf Dipl.-Ing. <i>W. Jeromin</i> , Köln VA TECH VOEST MCE GmbH & Co. Linz BTS Drahtseile GmbH

Autoren dieses Beitrages:

Dipl.-Ing. Reiner Saul, Geschäftsführender Gesellschafter und Dipl.-Ing. Siegfried Hopf, Gruppenleiter Brückenbau im Ingenieurbüro Leonhardt, André und Partner, Beratende Ingenieure VBI, GmbH, Stuttgart, Berlin, Dresden, Erfurt, Leipzig, Taipeh, Professor Dr.-Ing. Ulrich Weyer, Inhaber des gleichnamigen Ingenieurbüros in Dortmund und Dipl.-Ing. Christof Dieckmann, Mitarbeiter in diesem Büro