

Dokumentation 658
Vortragsreihe II
Deutscher Stahlbautag 2002
Brücken- und Ingenieurbau



Inhalt	Seite
T. Menzel Wasserstraßenkreuz Magdeburg – Bau der Kanalbrücke	4
V. Schmitt Verbundbrücken mit kleinen Spannweiten	9
P. Wagner Flughafenbrücke Düsseldorf – eine seilverspannte Rheinbrücke mit besonderen Aspekten	13
M. Pfeiffer El-Ferdan Brücke – Bau der größten Drehbrücke der Welt über den Suezkanal	18
G. Denzer Stahlverbundbrücken der Thüringer Waldautobahn	21
D. Reitz Talbrücke Schwarza	25
W.-D. Starke Stahlbauten am Emssperrwerk	30
P. Schaumann, P. Kleineidam Offshore-Windenergie – eine neue Herausforderung für den Stahlbau	35
Autorenverzeichnis	41

Impressum

Dokumentation 658
Vortragsreihe II
Deutscher Stahlbautag 2002
Brücken- und Ingenieurbau

Herausgeber:
BAUEN MIT STAHL e. V.
Sohnstraße 65
40237 Düsseldorf
Postfach 10 48 42
40039 Düsseldorf
Telefon (02 11) 67 07-828
Telefax (02 11) 67 07-829
zentrale@bauen-mit-stahl.de
www.bauen-mit-stahl.de

Ein Nachdruck dieser Publikation –
auch auszugsweise – ist nur mit
schriftlicher Genehmigung des Heraus-
gebers bei deutlicher Quellenangabe
gestattet.

Die zugrunde liegenden Manuskripte
wurden von den Autoren zur Verfügung
gestellt und mit größter Sorgfalt
redaktionell bearbeitet. Eine Haftung
ist jedoch ausgeschlossen.

Bildnachweis:
Die in dieser Publikation verwendeten
Abbildungen wurden von den Autoren
zur Verfügung gestellt.

Titelbilder
links oben:
Talbrücke Schwarza
links unten:
El-Ferdan-Brücke
rechts oben:
Rheinbrücke Flughafen-Düsseldorf
rechts unten:
Thüringer Waldautobahnbrücke

Wasserstraßenkreuz Magdeburg – Bau der Kanalbrücke

Dipl.-Ing. Thomas Menzel

1 Allgemeines

Im Sommer 1992 entschied sich das Bundesministerium für Verkehr nach eingehenden Voruntersuchungen, das Wasserstraßenkreuz mit einer Kanalbrücke über die Elbe in Verbindung mit einer Doppelsparschleuse in Hohenwarthe zum Abstieg in den Elbe-Havel-Kanal zu realisieren (Abb. 1).

Zur Zeit müssen die Schiffe, die vom Rhein aus in Richtung Berlin fahren, immer noch den Mittellandkanal verlassen, das Schiffshebewerk Rothensee passieren und die Elbe abwärts einen 12 km langen Umweg fahren. Durch die Schleuse Niegripp gelangen sie in den Elbe-Havel-Kanal und setzen ihre Fahrt in Richtung Berlin fort. Dies hat neben dem Umweg von 12 km aber auch gravierende Folgen für die Schifffahrt. Zum einen passen in den Trog des Hebewerks nur 82 m lange Schiffe hinein, und zum anderen müssen sie bei wochenlangem Niedrigwasser einen Teil ihrer Fracht entladen, um auf der Elbe überhaupt fahren zu können. Dies alles beeinträchtigt die Wirtschaftlichkeit der Binnenschifffahrt nachhaltig.

Das Wasserstraßenkreuz besteht insgesamt aus

- der Sparschleuse Rothensee
- der Kanalbrücke über die Elbe
- der Doppelsparschleuse Hohenwarthe
- den verbindenden Kanalstrecken
- und der Anbindung der Magdeburger Häfen.

Mit den Bauarbeiten wurde bereits im Jahre 1934 begonnen.

Der Kanal sollte mit einem rechteckigen Trogquerschnitt von 30 m Breite und 2,75 m Wassertiefe überführt werden. Dazu waren im Elbvorland 20 Betonbögen mit 34 m Stützweite vorgesehen, während das Strombett der Elbe mit einem stählernen Überbau mit Stützweiten von 106 m im Mittelfeld und rd. 50 m in den zwei Seitenfeldern überbrückt werden sollte (Abb. 2).

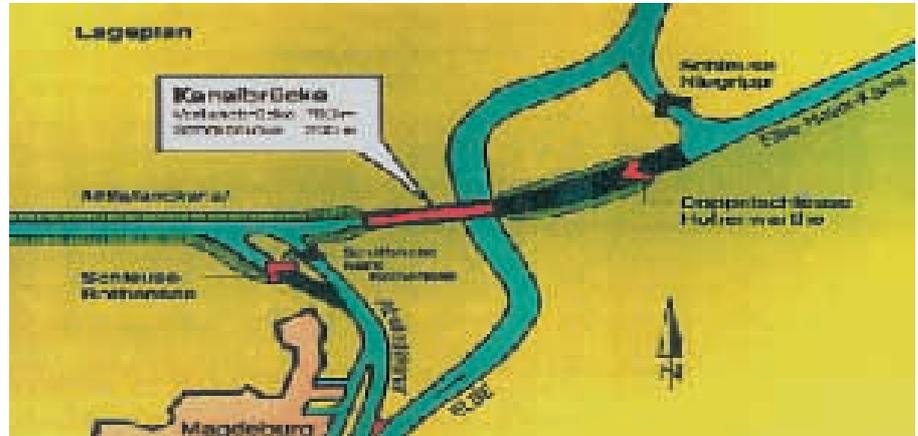


Abb. 1

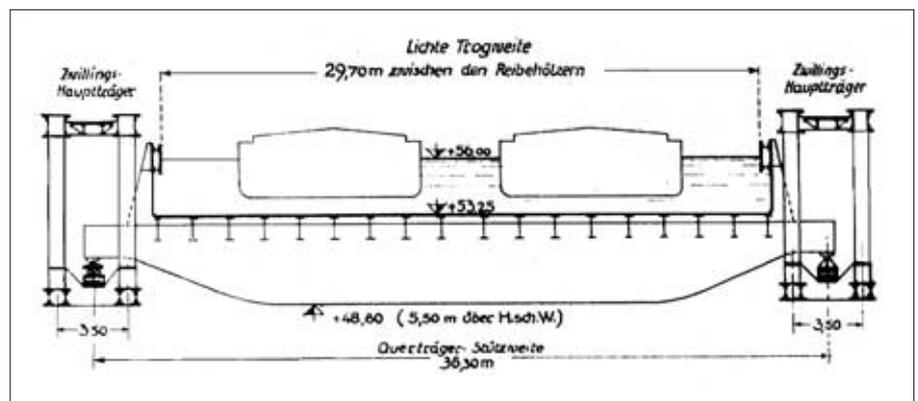


Abb. 2

Das statische System der Strombrücke sah je einen Zwillings-Hauptträger aus Strebentfachwerk beidseitig des Troges vor, an deren Untergurtnotenpunkten die Lager für die Querträger angeordnet werden sollten. Auf den rd. 36 m langen und 90 t schweren Querträgern sollte der Trog gelagert werden.

Die Bauarbeiten wurden 1942 kriegsbedingt eingestellt. Bis zu diesem Zeitpunkt wurden bereits das westliche und das östliche Wiederlager, die vier Stropfpfeiler, vier Bögen der Flutbrücke sowie sieben Vorlandpfeiler fertiggestellt.

2 Bauvorbereitende Maßnahmen

54 Jahre später wurden die Bauarbeiten an der Kanalbrücke wieder aufgenommen. Die Planung sieht vor, die Linienführung des Mittellandkanals beizubehalten und damit die Kanalbrücke in der alten Trasse zu bauen. Unmittelbar nach Vorlage des rechtskräftigen Planfeststellungsbeschlusses im September 1996 wurden die Aufträge zum Abriss der alten Bauwerksteile erteilt. Aufgrund der schlechten Betonqualität und der zu kleinen Abmessungen konnten diese nicht weiter verwendet werden. Insgesamt wurden hier 53.000 m³ Stahlbeton abgebrochen, zu Schotter recycled und für den Unterbau von Baustraßen, Betriebswegen und Baustelleneinrichtungen verwendet.



Abb. 3

3 Ausschreibung und Vergabe

Nachdem durch den Abriss der alten Bauteile Baufreiheit für die neue Kanalbrücke bestand, wurden die Arbeiten Ende Juni 1997 im offenen Verfahren EU-weit ausgeschrieben. Insgesamt wurden 65 Ausfertigungen der Ausschreibung verkauft. Zum Eröffnungstermin am 30. September 1997 gingen 11 Angebote termingemäß ein. Innerhalb der Bietergemeinschaften waren vier ausländische Firmen (Niederlande, Belgien, Österreich und Italien) vertreten. Insgesamt wurden von den 11 Bietergemeinschaften 10 Hauptangebote und 171 Nebenangebote abgegeben.

Die Nebenangebote bezogen sich im wesentlichen auf technische Änderungen des Überbaus, der Gründung (Pfahlgründungen) sowie des Materials (Stahl- und Zementsorten).

Von allen Bietergemeinschaften hat DSD/Bilfinger+Berger das annehmbarste Angebot abgegeben. Der Auftrag wurde am 15. Dezember 1997, rd. 2,5 Monate nach Submission, an diese Arbeitsgemeinschaft vergeben. Der Zuschlag wurde auf Nebenangebote erteilt, die auch aus architektonischer Sicht dem Verwaltungsentwurf gleichwertig sind. Die Auftragssumme beläuft sich auf rd. 210 Mio DM.

4 Entwurfsgrundlagen und Architektur

4.1 Allgemeines

Unter Einbeziehung einer gesamtwirtschaftlichen Betrachtung des Wasserstraßenkreuzes Magdeburg, die von einem Prognosewert von rd. 20 Mio Gütertonnen

in Ost-West-Richtung ausgeht, entschied man sich, die Kanalbrücke für den einbahnigen Verkehr zu bauen, da der Verkehrsablauf im wesentlichen von der nahen Schleusenanlage in Hohenwarthe bestimmt wird und noch erhebliche Leistungsreserven auch bei einer einschiffigen Brücke vorhanden sind.

Um der Schifffahrt einen dreilagigen Containerverkehr auf der Elbe zu ermöglichen, beträgt die lichte Durchfahrtshöhe bei dem Höchsten Schiffbaren Wasserstand (HSW) auf der Elbe 6,50 m. Die Wassertiefe im Trog beträgt bei Normalwasserstand des Mittellandkanals 4,25 m.

Die Gesamtlänge von 918 m gliedert sich in die Strombrücke mit einer Länge von 228 m und in die 690 m lange Vorlandbrücke, die den freien Abfluss des Elbehochwassers zulässt.

4.2 Architektur

Besonderer Wert wurde bei der architektonischen Gestaltung auf die sichtbare Trennung von Strom- und Vorlandbrücke gelegt. Dies wird durch die unterschiedlichen Ansichten von Strom- und Vorlandbrücke erreicht. Im Strombereich ist die Ansicht durch die zu einem Fachwerk aufgelöste Außenwand des Hauptträgers geprägt, während sich die Vorlandbrücke durch eine geschlossene Stauwand darstellt. Darüber hinaus wird das Ziel der Markierung von Strom- und Vorlandbrücke durch die Anordnung von Türmen jeweils an den Widerlagern sowie am Übergang von der Strom- zur Vorlandbrücke erreicht. Ein weiteres kennzeichnendes Merkmal der Vorlandbrücke

ist die Pfeilergestaltung. Diese erinnert durch ihre ausladende, geschwungene Form an Schiffsspannen und stellt damit den Bezug zum Nutzer der Wasserstraße, der Schifffahrt her (Abb. 3).

5 Stahlüberbauten

Die Brücke ist auf ganzer Länge als Stahlkonstruktion vorgesehen. Es werden insgesamt rd. 24.000 t Stahl (S355) verarbeitet. Die statischen Systeme von Vorland- und Strombrücke unterscheiden sich aufgrund der unterschiedlichen Stützweiten gänzlich. Die Trogbreite zwischen den Fendern beträgt aufgrund der Einschiffbarkeit 32 m.

5.1 Strombrücke

Die Strombrücke ist 228 m lang. Das Haupttragwerk besteht aus zwei über drei Felder durchlaufenden Hauptträgern mit Stützweiten von 57,1 + 106,2 + 57,1 m und einem Stahlgewicht von 9.500 t. Zwischen den zwei Hauptträgern spannen sich die 34 m langen Querträger, welche die Wasserlasten im Trog abtragen und an die Hauptträger weiterleiten. Die Querträger sind im Abstand von 3,81 m in den beiden Endfeldern und 3,54 m im Mittelfeld angeordnet. Insgesamt ergeben sich somit 63 Querträger. Die Querträger sind als Plattenbalken ausgebildet. Die Bauhöhe beträgt 1,9 m. Die Obergurte sind mit Trapezprofilen ausgesteifte orthotrope Platten, die gleichzeitig als Trogboden dienen. Die Untergurte sind der Momentenlinie folgende längsprofilerte Bleche, sogenannte LP Bleche mit einer maximalen Stärke von 80 mm.

Die Hauptträger sind 8,15 m hohe und 4,0 m breite torsionssteife Kästen. Auf dem Obergurt wird der 3,0 m breite Betriebsweg aufgenommen. Die inneren Wände dienen zur Wasserhalterung und sind vollwandig (Abb. 4).

5.1.1 Montage und Vershub

Die Fertigung der Strombrücke fand in insgesamt drei Werken, in Homburg, Saaralbe in Frankreich und in Niesky statt. Alle Teile wurden per LKW zur Baustelle transportiert. Das max. Transportgewicht betrug etwa 150 t.

Auf dem Vormontageplatz des östlichen Elbeufers wurden die Teile zu Montageeinheiten zusammengebaut und verschweißt. Nach Fertigstellung der einzelnen Schüsse wurde im Taktschiebverfahren zum Strom hin vorgeschoben. Der Vershub der Strombrücke über die Schifffahrtsöffnung der Elbe konnte am 24. März 2000 stattfinden, weil zu diesem Zeitpunkt die Elbe Hochwasser führte. Mit Hilfe von zwei gekoppelten Pontons wurde die Strombrücke zunächst um 32 m bis ungefähr zur Elbmitte verschoben. Hier wurden die Pontons um rd. 840 t gelenzt und der Überbau um 11 cm angehoben. Mit diesem Niveau wurde die Strombrücke, ohne ein weiteres mal gelenzt werden zu müssen, bis zum westlichen Strompfeilerpaar um weitere 32 m verschoben und dort abgesetzt. Im vollständig verschobenen Zustand wurde der Koppelponton mit 2.790 t belastet und hatte einen Tiefgang von 3,78 m. Dieser Vershubvorgang wurde von der bauausführenden ARGE in nur 24 Stunden realisiert.

Der letzte Vershub auf den Übergangspfeiler zwischen Strom- und Vorlandbrücke in die endgültige Lage fand nach Montage der letzten beiden Schüsse am 17. Juli 2000 statt. In seine endgültige Lage wird der Überbau um rd. 1,7 m abgesenkt.

5.1.2 Lager

Die Lagerung der Strombrücke erfolgt über je ein Lager auf den vier Strompfeilern und je drei Vertikallagern am östlichen Widerlager sowie am Übergangspfeiler (Westufer) zwischen Strom-

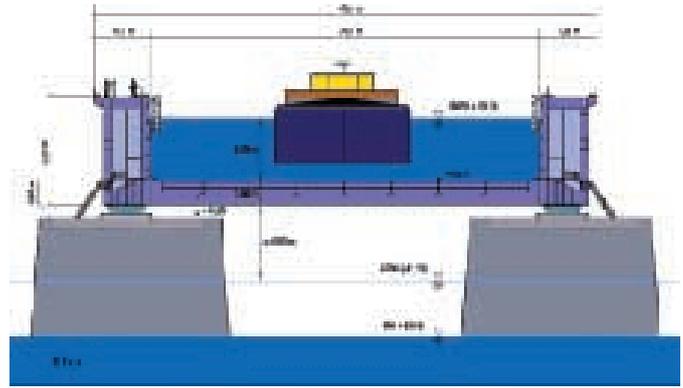


Abb. 4

und Vorlandbrücke. Die vier großen Kalottenlager auf den Strompfeilern müssen eine Vertikallast von 13.500 t abtragen. Lager dieser Größenordnung sind bisher nur bei der Autobahnbrücke Emscherschnellweg über den Rhein unter dem Pylon eingebaut worden. Dort ist eine Last von 11.000 t abzutragen. Für Lager dieser Größenordnung gibt es keine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Hierfür wurde vom BMVBW eine Zustimmung im Einzelfall ausgesprochen.

Zur Aufnahme der Kräfte aus dem Lastfall Erdbeben werden hydraulische „Kriechlager“ am Übergangspfeiler und am östlichen Widerlager eingebaut, die eine langsame Verformung des Überbaus infolge Temperatur zulassen, jedoch plötzlich auftretende Bewegungen infolge Erdbeben blockieren (Stossdämpferprinzip).

5.1.3 Gründung

Die Pfeiler der Strombrücke wurden etwa 7 m unter der Elbsohle flach gegründet. Im Schutze von Spundwandkästen wurde das Fundament aus Unterwasserbeton hergestellt, um einen hydraulischen Grundbruch zu vermeiden. Die Bewehrungskörbe für die Fundamente wurden am Elbufer hergestellt und in einem Stück von bis zu 110 t Gewicht in den Spundwandkasten herabgelassen. Vor dem Betonieren wurden unter jeden Pfeiler Extensometer eingebracht, um die Setzungen der Pfeiler beim Baufortschritt der Pfeiler verfolgen zu können. Aus den beobachteten Setzungen soll

die zu erwartende Setzung bei Gebrauchslast bei dem mit Wasser gefüllten Trog extrapoliert werden, um so die erforderliche Höhe der Lagersockel bestimmen zu können. Die rechnerisch ermittelten Setzungen liegen bei 9 cm.

5.2 Vorlandbrücke

Die Vorlandbrücke ist ein 16-feldriger Durchlaufträger mit einer einheitlichen Stützweite von 42,85 m. Die Gesamtlänge beträgt 690 m, das Gewicht 14.500 t. Im Gegensatz zur Strombrücke ist bei der Vorlandbrücke die Lastübertragung aufgrund der kleineren Stützweite längsorientiert.

Unter dem 34 m breiten Trog sind sieben Längsträger mit einer Trägerhöhe von 1,9 m im Abstand von 4,0 m angeordnet, die die Wasserlasten direkt an die Auflagerahmen leiten und dann über die Lager in die Pfeiler übertragen. Der Betriebsweg ist wie bei der Strombrücke im Tragsystem integriert (Abb. 5).

5.2.1 Montage

Um eine wirtschaftliche Lösung zu erreichen, werden in den Werken möglichst große Teile gefertigt und vormontiert. Unter Berücksichtigung der Transportmöglichkeit wird die Schusslänge entsprechend der Stützweite von 42,85 m gewählt. Damit ist die 690 m lange Vorlandbrücke in 16 Teilen angeliefert worden. Das Transportgewicht beträgt bei den Randträgern etwa 95 t und bei den Längsträgern etwa 60 t.

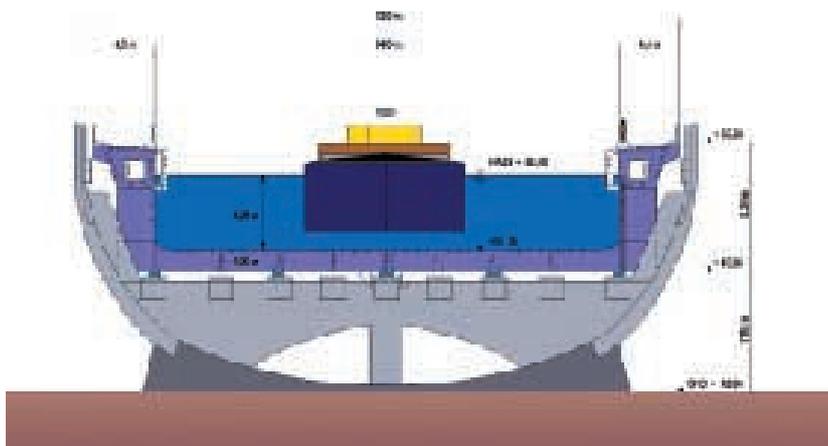


Abb. 5

Die Trogboden- sowie die Eckteile werden in den Werken Metz und Oderberg gefertigt und mit dem Schiff zur Baustelle transportiert. Die Fertigung der oberen Randträger findet in Magdeburg statt. Die etwa 90 t schweren Hohlkästen werden per LKW zur Baustelle transportiert und mit Hilfe eines Raupenkrans direkt in der Endlage montiert.

5.2.2 Lager

Die Vorlandbrücke wird je Pfeilerscheibe auf fünf Vertikalkraftlagern gelagert. Das sind insgesamt 85 Lager.

Im Betriebszustand „leerer Trog“ entstehen rechnerisch Zugkräfte in den einzelnen Vertikallagern unter Temperaturbeanspruchungen. Das bedeutet in der Praxis, dass bei einer geleerten Kanalbrücke die Verformungen aus dem Lastfall Temperatur so groß werden, dass die Brücke von einzelnen Lagern abhebt. In diesem Zustand wird sich die Brücke durch Temperaturschwankungen bewegen und später bei der Befüllung des Troges in einer anderen Lage wieder absetzen, was zwangsläufig zu Lagerschäden führen würde. Um diese zu vermeiden, werden alle Auflagerrahmen in die Pfeiler abgespannt. Dadurch sind permanente Druckkräfte in allen Lagern gewährleistet. Damit entfällt für spätere planmäßige Trockenlegungen eine bauseitige Vorspannung.

Alle Vertikalkraftlager der Brücke werden mit einem automatischen Mess- und Auswertungssystem zur Erfassung der Gleit- und Kippspalte ausgerüstet. Aufgrund der

hohen ständigen Auslastung der Lager besteht bei allen Lagern die Möglichkeit, die vertikale Lagerkraft zu messen, um, mögliche Überlastungen rechtzeitig zu erkennen und schnell reagieren zu können. Die Lagerkraftmessung wurde speziell für die Kanalbrücke entwickelt.

5.2.3 Gründung

Alle Pfeilerscheiben der Vorlandbrücke sowie die Widerlager sind tiefgegründet. Insgesamt wurden rund 1.200 Ortbetonrampfpfähle mit einem Durchmesser von jeweils 54 cm und einer mittleren Länge von 12 bis 13 m eingebracht. Die Pfähle wurden etwa 2 bis 3 m im Geschiebemergel abgesetzt.

6 Korrosionsschutz

Dem Korrosionsschutz wird bei diesem Bauwerk besondere Bedeutung beigemessen. Die Summe der zu beschichtenden Flächen beträgt mehr als 160.000 m². Davon entfallen auf die wasserbenetzte Innenfläche rd. 43.000 m².

Für den Trog wurde ein heller Farbton verwendet, der bei geleerter Brücke die Sonnenstrahlung reflektiert. Eine die Wärmestrahlung absorbierende schwarze Beschichtung wirkt sich auf den Lastfall Temperatur ungünstiger aus.

Zum Schutz von Fehlstellen der Troginnenbeschichtung, die im Laufe der

Jahre durch mechanische Einwirkungen auftreten können, wird eine kathodische Korrosionsschutzanlage mit Fremdstromanoden installiert. Diese wird auf eine Beschädigung von 5 % ausgelegt. Um unkontrollierten Stromabfluss und dem damit verbundenen erhöhten Stromverbrauch vorzubeugen, wird der gesamte Trog elektrisch isoliert.

7 Ausrüstung der Brücke

7.1.1 Anfahrerschutz

Um die Stahlkonstruktion vor Schiffsanfahrungen zu schützen und zur Abminderung der auf die Konstruktion infolge Schiffsstoß einwirkenden Kräfte, werden im oberen Bereich der Seitenwände durchlaufende Leitwerkstrukturen angebracht. Diese bestehen aus Stahlträgerrosten mit einer Blechtafel auf der Wasserseite. Sie werden bis in den Aufweitungsbereich der Widerlager vorgesehen. Zur Abminderung der Reibung bei Schiffsberührung werden auf die Blechtafeln reibungsmindernde Kunststoffplatten geschraubt. Die Übertragung der Kräfte vom Leitwerk auf die Brückenkonstruktion erfolgt über elastische Fender.

Durch die Leitwerkskonstruktion werden die auftretenden Schiffsstoßlasten so verteilt, dass sie für die Brückenkonstruktion nicht bemessungsrelevant werden.

7.1.2 Luftsprudelanlage

Zum Schutz der Brückenkonstruktion vor Eisdruck auf die Seitenwände wird eine Luftsprudelanlage installiert. In 3 m Wassertiefe wird über die ganze Brückenlänge an jeder Seitenwand ein Kunststoffrohr mit Bohrungen für den Luftaustritt verlegt. Die Druckluft wird durch insgesamt vier Kompressoren in den Widerlagern der Brücke erzeugt.

Anhand einer Wärmebilanzabschätzung wurde nachgewiesen, dass mit dieser Anlage auch bei extremen meteorologischen Randbedingungen eine eisfreie Rinne entlang der Innenwände offen gehalten werden kann.

8 Stand der Bauausführung (Stand: 24.07.02)

Die Stahlbaumontage der Strom- und der Vorlandbrücke ist abgeschlossen. Die Beschichtung der Troginnenseite und die letzte Deckbeschichtung der Außenseite werden bis Ende August 2002 aufgebracht.

Der Einbau der Dichtungen für die Dehnungsfugen erfolgt in den nächsten Wochen ebenso wie die Restarbeiten an der Hochwasserentlastungsanlage.

Die Einlagerung der Vorlandbrücke wird ebenfalls bis Ende August abgeschlossen sein. Insgesamt sind die 85 Vertikalkraftlager und 68 Abspanneinrichtungen so einzubauen, dass einerseits die Höhenlage der Vorlandbrücke mit der zu erwartenden Höhenlage der Strombrücke übereinstimmt (nach Wasserfüllung wird eine Setzung der Strombrücke von rd. 9 cm erwartet), andererseits die Lagerkräfte entsprechend den errechneten Sollwerten verteilt werden.

Mit Hilfe von individuell für jedes Lager gefertigten Futterplatten wird dieses Ziel erreicht. Die Stärke der Futterplatten ergibt sich aus der Verteilung der Kräfte, die gemessen werden während die Brücke in vier Achsen mit Pressen gleichzeitig angehoben wird. Eine Höhendifferenz benachbarter Lager von nur einem Millimeter bewirkt aufgrund der großen Steifigkeit

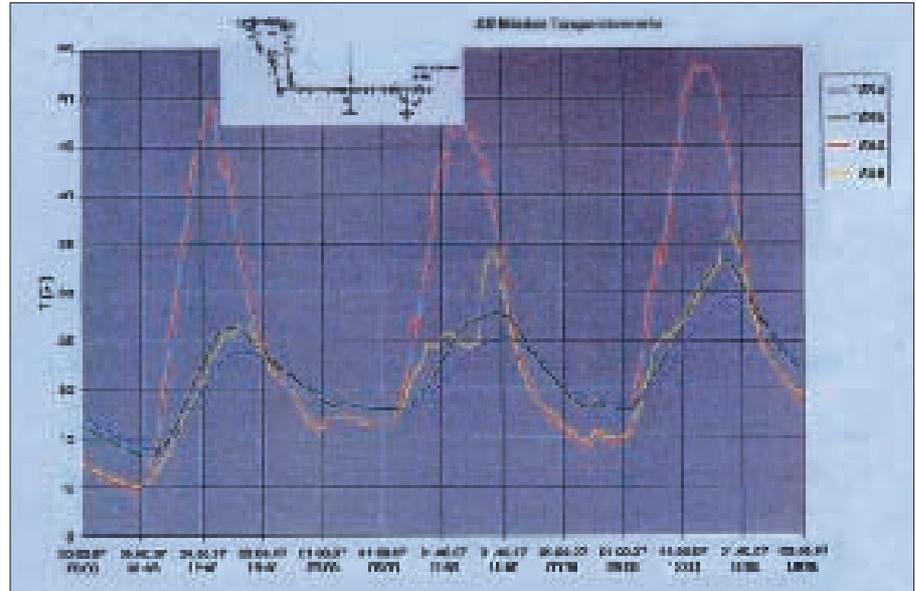


Abb. 6

des Auflagerrahmens eine Kraftumlagerung von bis zu 50 t. Die Anfertigung der Futterplatten muss daher mit äußerster Präzision erfolgen.

Bedingt durch die ungleichmäßige Erwärmung des Stahlüberbaus bei Sonneneinstrahlung, dürfen die Lager nur in den frühen Morgenstunden an den Überbau angeschlossen werden. Zu diesem Zeitpunkt hat sich die Temperatur über den gesamten Brückenquerschnitt ausgeglichen. Das bedeutet, dass für diese Arbei-

ten täglich nur rd. eine Stunde zur Verfügung steht (Abb. 6).

Nach Abschluss der restlichen Arbeiten beginnt voraussichtlich im September der Probetrieb der Brücke. Hierzu wird die Brücke geflutet und 100 Tage im gefüllten Zustand belassen.

Im Frühjahr 2003 wird die Kanalbrücke fertiggestellt sein.

Verbundbrücken mit kleinen Spannweiten

Dipl.-Ing. Victor Schmitt

Verkehrsexperten gehen davon aus, dass auf Deutschlands Verkehrswegen bis zum Jahre 2010 der Personentransport um wenigstens 5 v. H., der Gütertransport um etwa 40 v. H. zunehmen wird.

Dieser starke Anstieg des Verkehrsaufkommens, der aus Deutschlands Rolle als Transitland und einer weiter steigenden Mobilität der Bevölkerung und der Wirtschaft rührt, macht erhebliche Investitionen in Verkehrswege erforderlich. Zudem hielt in den neunziger Jahren die Entwicklung der Verkehrsinfrastruktur mit der Zunahme des Verkehrsaufkommens nicht Schritt, obwohl erhebliche Mittel in die „Projekte Deutsche Einheit“ flossen, mit denen die ostdeutsche Verkehrsinfrastruktur grundlegend verbessert wurde. Gleichzeitig wurden aber in Westdeutschland Investitionen in den Neubau und Instandhaltung zurückgestellt, so dass ein erheblicher Nachholbedarf besteht.

Die Deutsche Bahn veranschlagt ihren jährlichen Investitionsbedarf für das Netz bis zum Jahre 2010 auf 7 Milliarden Euro. Für den straßengebundenen Verkehr geht man bis zum Jahre 2010 von einem Investitionsbedarf von 140 Milliarden Euro aus. Diese hohe Summe kann nur über nutzungsabhängige Entgelte in Form einer privaten Infrastrukturfinanzierung aufge-

bracht werden. Können die Gelder durch eine richtige politische Weichenstellung aufgebracht werden, wird in der Erhaltung und Erneuerung der Infrastruktur einer der wenigen Wachstumsmärkte für die Bauindustrie des nächsten Jahrzehnts entstehen.

Ein bedeutender Anteil dieser zukünftigen Investitionen wird in Kunstbauwerke fließen, wobei die Brückenbauwerke mit kleiner Stützweite nicht nur der Anzahl nach, sondern auch dem Anlagevermögen nach die größte Bedeutung haben. Hierzu sind alle Brücken zu rechnen, deren Hauptträger pro Feld komplett vorgefertigt und montiert werden können. Das sind über Land transportiert etwa Brückenträger bis 65 m, über das Wasser transportiert Träger bis ca. 90 m Stützweite. Damit wird unter dem Begriff „Brücken kleiner Stützweiten“ nach unserer Schätzung 90 % der in Deutschland ausgeführten Brückenfläche erfasst.

Bisher werden diese Brücken zum größten Teil in Beton- und Spannbetonbauweisen erstellt. Der Anteil des Stahlbaus kann entscheidend erhöht werden, wenn die Stahlbauunternehmen in der Lage sind, wettbewerbsfähige Bauwerke anzubieten. Im modernen Stahlbrückenbau stellen sich zwei Bauweisen dem wirtschaftlichen

Wettbewerb mit der Spannbetonbauweise: der reine Stahlbau mit einer orthotropen Fahrbahnplatte und die Verbundbauweise mit einer mitwirkenden Betonfahrbahnplatte. Die orthotrope Fahrbahnplatte ist nur bei großen Stützweiten wirtschaftlich. Die Verbundbauweise mit der Betonfahrbahnplatte kann sich schon bei Stützweiten von ca. 25 m unter bestimmten Voraussetzungen im Wettbewerb mit der Spannbetonbauweise durchsetzen. Die Betonplatte ermöglicht eine wirtschaftliche Abtragung der punktförmigen Verkehrseinzellasten. Sie bietet zudem wegen der geringeren Vereisungsgefahr günstigere Fahrbetriebseigenschaften als die teurere orthotrope Stahlplatte.

1 Wettbewerbsfähige Verbundbrücken mit kleiner Stützweite

Der Weg zum wettbewerbsfähigen Bauwerk führt immer über einen qualifizierten Entwurf. Leitfaden beim Entwurf müssen neben guter Gestaltung die Vereinfachung und die optimale Ausnutzung der Baustoffeigenschaften sein. Voraussetzung für den Erfolg der Stahl- oder Verbundbauweise ist neben der konsequen-



Abb. 1: BAB A 8 West; Überführungsbauwerk in Verbundfertigteil-Bauweise

ten Verfolgung aller Vereinfachungsmöglichkeiten beim Bau auch die Wertung der Nutzerkosten der Verkehrsteilnehmer während der Bauzeit durch den Bauherrn.

2 Das Tragwerk

Im Tragwerk soll das statische unbestimmte System dem statisch bestimmten vorgezogen werden. Einfeldträger sollen vermieden und durch Rahmen ersetzt werden, Mehrfeldträgerketten sind zu Durchlaufträgern zu verbinden und Durchlaufträger auf die Möglichkeit zur Ausbildung von Rahmen bzw. Teilrahmensystemen zu untersuchen. Das klingt zunächst nicht nach Vereinfachung ist aber eine, da unterhaltsaufwendige Lager und Fugen dadurch vermieden oder in ihrer Anzahl reduziert werden. Außerdem verbessert sich die Redundanz der Tragsysteme mit steigender statischer Unbestimmtheit. Rahmen können zudem Horizontallasten besser abtragen und vereinfachen die Ausführung der Unterbauten. Statisch unbestimmte Tragsysteme ermöglichen daneben wesentlich schlankere Überbauten, sodass elegante Bauwerke mit geringeren Überführungs- und Dammhöhen geschaffen werden können.

3 Bewusste Ausnutzung der Materialeigenschaften

In der Stahlverbundbauweise sollten die Baustoffe Stahl und Beton entsprechend ihren Eigenschaften gezielt eingesetzt werden. Das gilt auch für Bauzustände, bei denen ein Zwischenverbund genutzt werden kann und für die Stützenbereiche von Durchlaufträgern durch Ausbildung eines Doppelverbundes. Neben Stählen der Stahlsortengruppe S 355 sollte stets der Einsatz von Walzprofilen und Grobblechen der Stahlsorte StE 460, im Einzelfall auch der Einsatz der höhervergüteten Stahlsorte StE 690, geprüft werden. Die Verwendung von kostengünstigen großen Walzträgern der Stahlgüte StE 460 kann bei Brücken mit Stützweiten bis 45 m und bei Nebenträgern Sinn machen. Flanschverstärkungen sollten mit LP-Blechen vorgenommen werden. Eine Vorspannung mit externen, auswechselbaren Spanngliedern kann im Verbundbau in Einzelfällen wirtschaftliche und konstruktive Vorteile bringen, da sich durch die Vorspannung die



Abb. 2: Untersicht eines Rahmenbauwerkes in Verbundfertigteil-Bauweise

Verformungen aus Schwinden und Kriechen der Ort betonplatte besser steuern lassen.

4 Vereinfachungen bei der Werkstattfertigung

Längsprofilerte Bleche reduzieren nicht nur das Gewicht der Konstruktion, sondern ermöglichen auch kürzere Fertigungszeiten und -kosten. Stähle mit optimaler Schweißbarkeit und Walzträger können zu einer Reduzierung der Fertigungskosten beitragen. Durch den Einsatz von Betondübeln, für die im Steg nach oben offene ellipsenförmige Ausnehmungen geschnitten oder gestanzt werden, kann auf die Obergurte der Stahlträger verzichtet werden. Die Konstruktion ist im Regelfall so auszulegen, dass in der Werkstatt wenig lohnintensive, große Einheiten geschaffen werden, um Arbeiten am Stahltragwerk auf der Baustelle zu reduzieren beziehungsweise zu vermeiden.

5 Vereinfachungen bei Transport und Montage

Die Abmessungen der einzelnen Bauteile müssen so festgelegt werden, dass wirtschaftliche Transporte und Montagen möglich sind, ohne das Ziel großer Montageeinheiten aus den Augen zu verlieren. Transporte über Wasserstrassen können

die Abmessungen der Fertigungseinheiten vergrößern und die Transport- und Montagekosten verringern.

In der Regel sollten die Montagelängen mit den Feldlängen übereinstimmen, um zusätzliche Montagegerüste und Schweißstöße zu vermeiden.

6 Vereinfachen der Arbeiten beim Herstellen des Trägerrostes auf der Baustelle

- Die Arbeiten auf der Baustelle sind durch örtliche Bedingungen und Witterungseinflüsse zumeist risikoreich und kostenintensiv. In der Regel ist es wirtschaftlicher, Arbeiten in die Werkstatt zu verlegen und die örtlichen Arbeiten zu reduzieren. Es müssen rationelle Bauverfahren eingesetzt werden, die eine weitgehende Vorfertigung ermöglichen.
- Der sparsame Einsatz von Verbänden, Hilfsgerüsten und Beulsteifen im Bauzustand kann erheblich Lohn- und damit Baukosten einsparen. Verbundfertigteile nutzen den Verbund schon im Bauzustand und erübrigen Verbände und Beulsteifen für das Betonieren der Ort betonplatte.
- Ort betonstützquerträger können Vorteile bringen, da aufwendige Stahlquerträger sowie aufwendige Schweißarbeiten auf der Baustelle vermieden werden können.

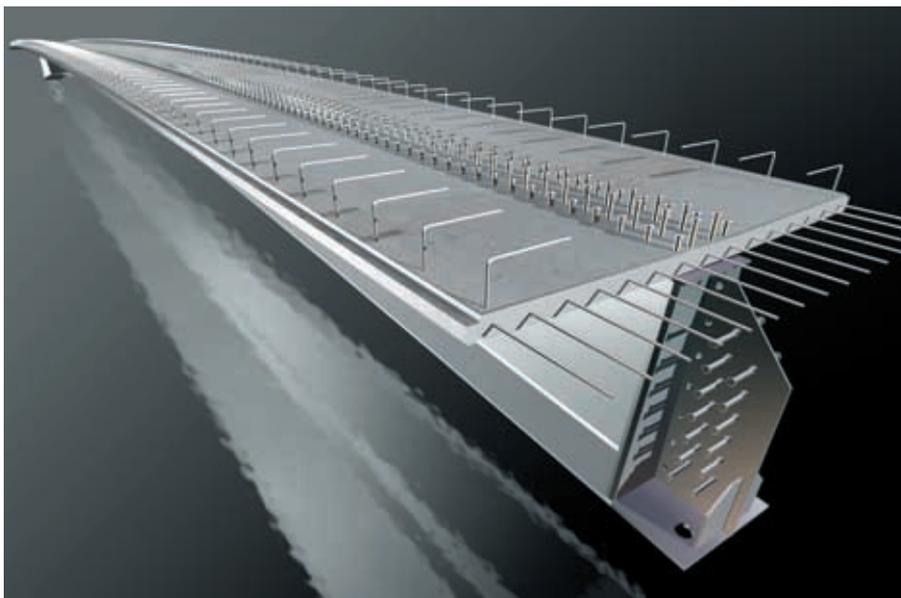


Abb. 3: Visualisierung eines Verbundfertigteil-Fertigungseinheit

7 Vereinfachungen bei der Herstellung der Fahrbahnplatte

- Schalungsarbeiten für die Ortbetonplatte, die oft nur in Verbindung mit Schutzgerüsten für den unterführten Verkehr durchgeführt werden können, lassen sich durch den konsequenten Einsatz von Betonfertigteilplatten als Schalelemente oder als fertige Fahrbahnplatten-Segmente, die nur in den Stoßfugen vergossen werden müssen, vermeiden.
- Vorgefertigte Stahlbetonplattenelemente für die Fahrbahn, ohne Ergänzung durch eine Ortbetonplatte, reduzieren den Einfluss des Kriechens und Schwindens auf die Vergusszonen zwischen den Fertigteilen. Sie bedingen aber in der Regel Stahlnebenträger, über denen die Betonierfugen angeordnet werden können. Der Einsatz dieser direkt befahrbaren Stahlbetonplattenelemente reduziert Beton- und Betonstahlmengen, da eine Schwindbewehrung zur Rissverteilung nicht notwendig ist. Diese Betonplattenelemente können in Deutschland für Brücken der Staatsbauverwaltung bisher nicht eingesetzt werden, da das Bundesministerium (BMVBW) aufgrund schlechter Erfahrungen mit der Kontaktbauweise in den 60er und 70er Jahren eine durchgehende Ortbetonplatte mit einer Mindeststärke von 20 cm vorschreibt.

- Die Segmentbauweise für die Fahrbahnplatte ohne Betonierfugen mit interner, nicht im Verbund stehender und damit austauschbarer Längsvorspannung und Ortbetonergänzungen oberhalb der Stahllängsträger-Obergurte verbessert die Wettbewerbsfähigkeit der Verbundbauweise erheblich. Grundsätzlich werden Segmentbauweisen in vielen Ländern mit durchaus ähnlichen klimatischen Verhältnissen wie in Deutschland mit großem Erfolg angewendet. Diese Betonsegmentbauweisen ermöglichen den Einsatz von dichten Hochleistungsbetonen für die Fahrbahnplatte, haben den höchsten Vorfertigungsgrad und bieten in Verbindung mit der Verbundbauweise eine einfache Austauschmöglichkeit für die Fahrbahnplatte. Das sind gute Voraussetzungen für einen kostengünstigen Unterhalt. Deshalb ist es nur schwer nachvollziehbar, warum diese Bauweise in Deutschland bisher nicht angenommen wird.
- Verbundfertigteile, die ohne Verwendung von Verbänden, Hilfsgerüsten und Beulsteifen auskommen und zudem den Gehalt an Konstruktionsstahl minimieren, ermöglichen gegenüber herkömmlichen Bauweisen mit Spannbetonfertigteilen konkurrenzfähige und wirtschaftliche Lösungen.

- Bei langen Brücken könnten Schalwagen mit Zwischenverbund im Bauzustand eingesetzt werden oder aber die Herstellung der Fahrbahnplatte erfolgt komplett in Segmentbauweise.
- Transporte über Wasser können Komplettbauweisen von Straßenbrücken ermöglichen. Dadurch werden die Arbeiten auf der Baustelle auf ein Minimum reduziert.
- Fuß- und Radwegbrücken sollten möglichst in Komplettbauweise gefertigt werden, sofern die Überbaubreite und die Grundrissform dies erlauben.

8 Vereinfachung der Unterbauten

- Die Vorteile der Verbundbauweise mit leichtem Überbau müssen bei ungünstigen Gründungsbedingungen ausgenutzt werden. Durch den leichten Verbundüberbau reduzieren sich nicht nur die Vertikallasten für die Gründung, sondern auch die Horizontalkräfte aus Bogen oder Rahmens Schub. Das kann zu erheblichen Einsparungen bei der Gründung führen. Endquerträger sollten in Beton geplant werden, damit begehbare Widerlager zur Erneuerung des Korrosionsschutzes vermieden werden können. Zudem sind begehbare Widerlager aufwändiger als Widerlager ohne Besichtigungsgang herzustellen
- Bei der Nutzung hybrider Bauweisen bei Rahmentragwerken können Riegel in Verbundbauweise mit Stielen in Stahlbeton kombiniert werden.
- Geringe Gewichte des Überbaus in Gebieten mit Erdbebengefährdung ergeben geringere Beanspruchungen der Unterbauten.

9 Vorteile der Verbundbauweise beim Bauen über oder unter Verkehr

Einsparungsmöglichkeiten bei Verkehrsführungen durch die Verbundbauweise beim Bauen über oder unter Betriebsstrecken der Bahn und der Straße müssen genutzt werden. Eine Wertung ist nur möglich, wenn Bauwerk und Verkehrsführung gemeinsam ausgeschrieben werden.

Über Autobahnen sind wirtschaftliche und gut gestaltete Überführungsbauwerke

ohne Mittelstütze mit vertretbaren Konstruktionshöhen möglich, die mit geringer Behinderung des unterführten Verkehrs gebaut werden können. Es ist die Domäne des Verbundbaus, große Stützweiten mit geringen Gewichten wirtschaftlich zu überbrücken. Voraussetzung für die Wirtschaftlichkeit solcher Bauwerke ist, dass der Bauherr neben den reinen Baukosten der Brücke auch die Verkehrsführungskosten während der Bauzeit ansetzt und den Vorteil für den Nutzer sieht. Der Nutzer dieser Strassen kann nicht für Wartezeiten im Stau vergütet werden, aber er erkennt die Bemühungen der Bauverwaltung an, Staus zu vermeiden. Eine erhebliche Verkürzung der Bauzeit und ein Verzicht auf den Rückbau einzelner Fahrspuren für den Bau eines Brückenbauwerkes sind für den Nutzer deutlich sichtbare Zeichen. Der volkswirtschaftliche Vorteil eines Verzichts auf die Stützen im Mittelstreifen von Autobahnen kann bei Brücken mit einem Kreuzungswinkel von 100 gon immer nachgewiesen werden. Das Vermeiden von Inselbaustellen und eine weitgehende Vorfertigung, wie sie mit Verbundfertigteilen möglich ist, erhöhen außerdem die Verkehrssicherheit und verringern die Gefährdung des Personals der Autobahnämter und der Bauunternehmen.

Im Eisenbahnbrückenbau werden die Nutzerkosten in der Wertung der Varianten angesetzt, so dass Verkürzungen von Sperrzeiten und Bauzeiten in der Regel einen erheblichen Einfluss auf das Bauverfahren haben. Der hohe Vorfertigungsgrad von Verbundfertigteilkonstruktionen bietet gute Voraussetzungen für kurze Bauzeiten und Sperrzeiten. Hybride Einfeldrahmenbauwerke für Eisenbahnbrücken mit einem Verbundüberbau und



Abb. 4: BAB A 93 Talbrücke Oberhartmannsreuth; Überbau in Verbundfertigteile-Bauweise

Betonstielen können bis zu einer lichten Weite von 50 m ausgeführt werden. Für den Querverschub von Rahmen bieten sie gute Voraussetzungen, da der Verbundüberbau leicht und setzungsunempfindlich ist.

10 Verringerung der Unterhaltskosten des Bauherrn

Die Unterhaltungskosten für Lager und Fahrbahnübergänge rücken immer mehr in den Vordergrund der Brückenbewirtschaftung. Deshalb tendieren Bauherrn verstärkt zu integralen Bauwerken mit Verzicht auf diese Bauteile. Die Verbundbauweise ist zur Erstellung integraler Bauwerke hervorragend geeignet.

Ermüdungsarmes Konstruieren führt zu dauerhaften Bauwerken, LP-Bleche bringen zusätzliche Vorteile in der Dauerhaftigkeit, zudem sind Verbundbrücken umbaufähig, da sie einfach verbreitert und verstärkt werden können.

Die Wettbewerbsfähigkeit der Verbundbauweise wird entscheidend durch den Entwurf geprägt. Das ganze Bauwerk, nicht allein der Stahlträger und seine Fertigung, muss optimiert werden. Der Bauherr entscheidet, welcher Entwurf zur Ausführung kommt. Er muss überzeugt werden, dass Stahl- und Stahlverbundbrücken gestalterisch, wirtschaftlich und im Unterhalt gleichwertige, wenn nicht bessere Alternativen zu Betonbrücken sind.

Flughafenbrücke Düsseldorf – eine seilverspannte Rheinbrücke mit besonderen Aspekten

Dr.-Ing. Peter Wagner



Abb. 1: Foto des fertiggestellten Brückenbaus

1 Einleitung

Seit dem 3. Juni 2002 rollt der Autoverkehr im Norden Düsseldorfs über die neue „Flughafenbrücke“ (Abb. 1), welche die nicht nur in Fachkreisen bekannte Brückenfamilie der bisherigen vier Schrägseilbrücken über den Rhein um ein bemerkenswertes und unverwechselbares neues Brückenbauwerk erweitert.

Diese Düsseldorfer Brückenfamilie markierte mit dem Bau der Theodor-Heuss-Brücke im Jahre 1957 den Beginn der modernen Schrägseilbrückentechnik und leitete damit den weltweiten Siegeszug dieses Brückentyps für Spannweiten ab ca. 250 m ein. Jede einzelne der drei folgenden seilverspannten Rheinbrücken in Düsseldorf brachte weitere Fortschritte bei Berechnung, Fertigung und Montage und stellte damit die Vorzüge dieser interessanten und vielseitigen Bauweise eindrucksvoll unter Beweis.

Seit dem Bau der bisher letzten dieser vier Schrägseilbrücken, nämlich der Fleher Rheinbrücke, sind über zwei Jahrzehnte vergangen. Zwei Jahrzehnte, welche naturgemäß weitere Fortschritte in der Fertigungstechnik und insbesondere bei den Montageverfahren im Großbrückenbau gebracht haben.

Es war daher nur naheliegend, dass diese Fortschritte Eingang gefunden haben in Planung, Fertigung und Montage der

neuen Flughafenbrücke in Düsseldorf. Im Ergebnis führte dies dazu, dass von den klassischen Bauverfahren der Schrägseilbrücken der ersten Generation nahezu nichts mehr übrig geblieben ist, sondern in den überwiegenden Bereichen neue Wege beschritten wurden. Über die entscheidenden Neuerungen soll nachfolgend schwerpunktmäßig berichtet werden.

2 Entwurfsbeschreibung

Die neue Flughafenbrücke erstreckt sich zwischen dem Widerlager West in der Gemarkung Ilverich und dem Widerlager Ost nahe dem Düsseldorfer Messegelände in einer Gesamtlänge von 1.286,50 m. Sie besteht aus der linksrheinischen, 441 m langen Spannbeton-Vorlandbrücke, der eigentlichen Rheinquerung mit 287,50 m Spannweite als Ganzstahlbrücke und der rechtsrheinischen Vorlandbrücke aus Spannbeton mit einer Gesamtlänge von 558 m.

Die Nähe dieser Rheinquerung zum Flughafen Düsseldorf war unmittelbar verantwortlich für die unverwechselbare Gestaltung der Pylone in Form eines auf der Spitze stehenden Dreiecks. Da nämlich die Pylonhöhe aus Gründen der Flugsicherheit auf maximal 34 m über der Fahrbahn begrenzt war, hätte man bei der Ausführung eines einstufigen Pylons für die äußeren Seilgruppen so geringe Neigungswinkel erhalten, dass keine ausreichende Stützwirkung für den Versteifungsträger mehr gegeben wäre.

Durch die Anordnung eines 39 m langen Pylonriegels wurde erreicht, dass sich die Seileinleitungspunkte um ca. 19 m nach außen verschoben, sodass man für die längste Seilgruppe den als sinnvoll ermittelten Grenzwinkel von ca. 19° nicht unterschreiten musste.

Durch diese Maßnahme kann die Mittelöffnung durch insgesamt fünf Seilgruppen auf jeder Seite in harmonischer Weise abgespannt werden (Abb. 2). Jede Seilgruppe besteht hierbei aus vier vollverschlossenen Spiralseilen, die quer in einem Abstand von 900 mm und in der Höhe in einer Distanz von 600 mm angeordnet sind.

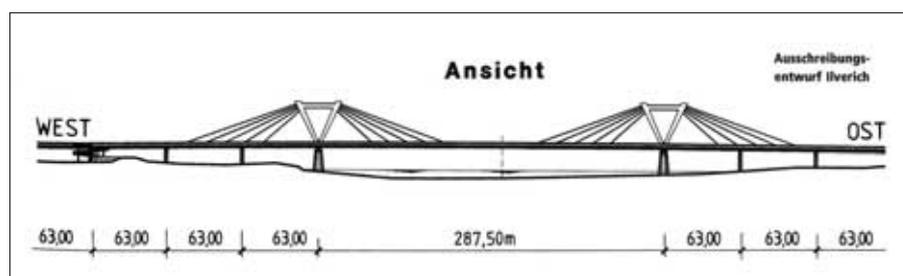
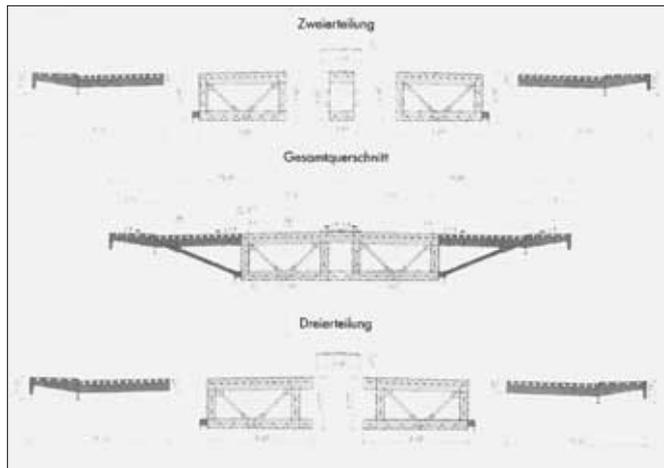


Abb. 2: Brückenansicht mit gewählter Seilabspannung

Abb. 3: Brückenquerschnitt



Während früher die Seile zu einem Seilbündel zusammengeschlossen wurden, hat sich neuerdings die Spreizung der Seile als bevorzugte Lösung durchgesetzt, da hierdurch die uneingeschränkte Zugänglichkeit aller Seile zum Zwecke der vereinfachten Wartung und Überprüfung gewährleistet ist. Zum Einsatz kamen hierbei Brückenseile mit einem Durchmesser von 103, 110 und 115 mm.

Für den Brückenquerschnitt, der immerhin eine Gesamtbreite von 38,5 m aufweist, wurde, wie auch in der Vergangenheit üblich, ein dreizelliger Hohlkasten mit weit auskragenden und durch Schrägstreben abgestützten Konsolplatten gewählt (Abb. 3). Hierbei dient die mittlere Kastenzelle mit einer Breite von 2,00 m in erster Linie der unteren Verankerung der Brückenseile. Die beiden äußeren Kastenzellen weisen eine Breite von je 7,25 m auf und zeichnen im wesentlichen für die Erreichung der für ein Tragsystem mit einer mittleren Seilebene erforderlichen Torsionssteifigkeit verantwortlich.

Der dreizellige Hohlkasten ist in Abständen von ca. 4 m durch Querrahmen ausgesteift, wobei jeder zweite Rahmen durch einen Diagonalverband zusätzlich aussteift wird. An den Seileinleitungspunkten werden verstärkte Querverbände angeordnet.

3 Einsatz des Feinkornbaustahls S 460 ML

Da durch den Pylonriegel eine maximale Zugkraft von ca. 125 MN durchgeleitet werden muss und damit die komplette Stromöffnung sozusagen an diesem wich-

tigen Bauteil „hängt“, war bereits bei der Entwurfserstellung der Wunsch nach einer redundanten Konstruktion vorherrschend. So fiel dann konsequenterweise die Entscheidung, für den kompletten Pylonriegel und die oberen Bereiche der Pylonstiele den hochwertigen Feinkornbaustahl S 460 ML zu verwenden. Die Redundanz sollte dadurch erreicht werden, dass trotz der erheblich höheren Festigkeit dieses Stahls lediglich die zulässigen Spannungen des S 355 J2 G3 angesetzt wurden.

Aus der endgültigen statischen Berechnung ergaben sich Blechdicken zwischen minimal 50 mm und maximal 100 mm für den Einsatzbereich des Feinkornbaustahls. Da die bestehende Zulassung nur für eine maximale Blechdicke von 80 mm gilt, musste für die darüber hinausgehenden Blechdicken eine „Zustimmung im Einzelfall“ beim zuständigen Bundesverkehrsministerium erwirkt werden.

Voraussetzung hierfür war unter anderem die Durchführung von Verfahrensprüfungen nach DIN EN 288-3 und DVS 1702. Diese Verfahrensprüfungen wurden für drei Prüfstücke festgelegt, wobei ein Prüfstück für die Stumpfnahtschweißung bei $t = 100$ mm und die beiden restlichen Prüfstücke für die Kehlnahtschweißungen der Werkstoffkombination S 460 ML/S 355 J2 G3 untersucht wurden).

Von der Vielzahl der für diese Prüfstücke durchgeführten zerstörungsfreien und zerstörenden Prüfungen kam dem Kerbschlagbiegeversuch die größte Bedeutung zu. Da der Aufschweißbiegeversuch, der üblicherweise Aufschluss über die Schweißbeignung von Stählen geben soll, bei Blechdicken über 30 mm nicht mehr

durchgeführt werden kann, wird bei größeren Blechdicken der Kerbschlagbiegeversuch für die Beurteilung der Zähigkeit und damit der Schweißbeignung herangezogen.

Für das Grundmaterial S 460 ML war in Anbetracht der besonderen Bedeutung dieses Bauteils die erforderliche Kerbschlagarbeit von ≥ 27 J bei einer extremen Temperatur von -80 °C gefordert worden. Für die Schweißnahtbereiche waren somit ähnliche Anforderungen zu erfüllen, wobei diese Werte sowohl an Ober- und Unterseite als auch in der Mitte der Schweißnaht nachgewiesen werden mussten.

Es ist bemerkenswert, dass diese extrem hohen Anforderungen an Grundmaterial und Schweißgut des S 460 ML in allen Einzelbereichen erfüllt wurden. Dieser Feinkornbaustahl bewies sowohl in der Werkstatt als auch bei der Montage eine hervorragende Schweißbeignung und zeichnete sich darüber hinaus durch vergleichsweise niedrige erforderliche Vorwärmtemperaturen aus. Der Einsatz dieses Feinkornbaustahls markierte damit einen deutlichen Fortschritt und kann in all jenen Fällen empfohlen werden, wo höchstbeanspruchte und besonders kritische Bauteile mit einer höheren Redundanz ausgebildet werden müssen.

4 Besonderheiten bei der Herstellung und dem Einbau der Brückenseile

4.1 Herstellung der verschlossenen Seile

Die bei der Flughafenbrücke verwendeten vollverschlossenen Seile bestehen aus einem Kern von Runddrähten mit Durchmessern zwischen 1,84 mm und 5,08 mm sowie aus etwa 5 bzw. 6 äußeren Lagen aus Z-förmigen Profildrähten. Sowohl Rund- als auch Profildrähte bestehen aus unlegiertem Kohlenstoffstahl mit Kohlenstoffgehalten von 0,7 bis 0,8 % und werden vor ihrer Weiterverarbeitung feuerverzinkt.

Der Verseilvorgang erfolgte auf einer besonderen Verseilmaschine bei der Firma BTS (Abb. 4), welche vollverschlossene Seile bis zu einem maximalen Seildurchmesser von 180 mm und maximalen Stückge-



Abb. 4: Herstellung der Brückenseile mittels einer besonderen Verseilmaschine

wichten bis 200 Tonnen verarbeiten kann. Unter Einsatz dieser Verseilmaschine wurden beispielsweise für die Brückenseile mit einem Durchmesser von 115 mm insgesamt 97 Runddrähte und 288 Profildrähte zu einem Spiralseil verarbeitet.

Während des Verseilvorganges wird Leinöl-Bleimennige als Seilverfüllmittel zugeführt, um jeden einzelnen Draht zu benetzen. Das Seilverfüllmittel dient sowohl als zusätzlicher Korrosionsschutz als auch als Gleitmittel zwischen den Drähten. Nach dem Ablängen der Seile, dem Vergießen der Seilköpfe und dem werkseitigen Vorrecken wurden die fertigen Seile in transportfähige Ringe mit einem Innendurchmesser größer 30 x Seildurchmesser gewickelt und zur Baustelle transportiert.

4.2 Seilprüfungen

Die Prüfvorschriften entsprechend der „TL-Seile“ sind äußerst umfangreich und erfordern während der gesamten Fertigungszeit die begleitende Prüfung durch eine unabhängige Seilprüfstelle.

Die Prüfungen beginnen hierbei bereits beim Erschmelzen der Walzdrähte und erstrecken sich bis zur Feststellung der effektiven Bruchkraft des Gesamtseiles an einer ca. 6 m langen Seilprobe mit den beiden originalen Seilköpfen.

Besonders bedeutungsvoll in diesem Prüfungsprozess war hierbei die Feststellung des tatsächlichen Dehnverhaltens der Seile, welches über den so genannten Längungsmodul definiert ist. Die Kenntnis dieses Moduls ist die unabdingbare Voraussetzung für das korrekte Ablängen der Seile unter einer definierten Zuglast.



Abb. 5: Seilprüfung mit Magnetsensor

Der letzte Schritt der Seilprüfung erfolgte nach dem Einbau und Vorspannen der Seile im Brückentragwerk. Hierbei wurden die Seile in ihrer gesamten Länge mit einer Magnetprüfvorrichtung abgefahren (Abb. 5). Der Magnetsensor erlaubt hierbei die präzise Erkennung von eventuellen Drahtbrüchen, Kerben oder sonstigen Unregelmäßigkeiten.

Es ist bemerkenswert und spricht für die Qualität der Seilherstellung und Montage, dass beim kompletten Prüfprogramm keine einzige Unregelmäßigkeit oder sonstige Abweichung von den theoretischen Vorgaben festgestellt wurde.

4.3 Montage der Brückenseile

Für den Einbau der Seile wurden die aus dem Schrägeilbrückenbau bekannten Montagehilfen, wie spezielle Seiltraversen, Windenseile, Umlenklöcke, schwere Elektrowinden etc. eingesetzt. Die Seilverankerung im Pylon erfolgte über Hammerkopf-Seilköpfe und entsprechende Druckplatten. Die unteren Seilköpfe enthielten dagegen sowohl Außen- als auch Innengewinde, um das Seilspannen und das Festsetzen der Seilköpfe in kontinuierlicher Weise durchführen zu können.

Das wichtigste Montageelement zum Einziehen und Spannen der Seile sowohl im Strom- als auch im Vorlandbereich stellten die sogenannten Pressentische dar.

Im Versteifungsträger der Strombrücke konnte der Pressentisch längsverfahrbar im Mittelkasten angeordnet werden. Die Anforderungen an diesen Pressentisch waren sehr hoch, da nicht nur vier verschiedene Spannpositionen in einer Seilgruppe abzubilden waren, sondern auch unterschiedliche Seilneigungen der einzelnen Seilgruppen bewältigt werden mussten.

So wurde ein quer- und höhenverstellbarer Kipptisch entwickelt, der in die jeweils gegebene Seilebene geschwenkt werden konnte. Der Kipptisch enthielt in nachgeschalteter Anordnung den Spannstuhl, den Pressenstuhl und die erforderliche Hohlkolbenpresse. Die Zugspindeln aus Edelstahl waren mit einer Spann- und einer Setzmutter ausgestattet, um den Spannvorgang mit Hilfe der Hohlkolbenpresse in einzelnen Spannschritten ausführen zu können.

Die Hohlkolbenpressen hatten eine Maximalkapazität von 6000 kN, welche insbesondere beim Vorrecken der Seile ausgeschöpft werden musste. Auch beim Vorrecken der Seile wurden neue Wege beschritten, welche den Fortschritt im Schrägeilbrückenbau auch bei diesem wichtigen Montagevorgang widerspiegeln.

In der Spannbeton-Vorlandbrücke existierte leider kein durchgängiger Mittelkasten, sodass hier kein längsverfahrbarer Pressentisch angeordnet werden konnte. Statt dessen musste der Pressentisch jeweils von unten mit Hilfe von GEWI-Stangen durch große Öffnungen in der Bodenplatte hochgezogen und über besondere Anschlusskonstruktionen mit dem Betonquerschnitt verbunden werden.

Der Aufbau des Pressentisches in der Spannebene orientierte sich im übrigen am Konstruktionsprinzip des Pressentisches in der Strombrücke.

Insgesamt kamen bei der Flughafenbrücke vier Pressentische und vier Hohlkolbenpressen mit 6000 kN Kapazität zum Einsatz. Über kalibrierte Feinmanometer konnten hierbei die effektiven Seilkräfte jederzeit abgelesen und protokolliert werden. Nach dem vorbeschriebenen Prinzip wurden insgesamt 80 Seile eingebaut, vorgereckt und gespannt (Abb. 6).

Abb. 6: Einbau eines Brückenseils



5 Fertigungskonzeption

Im Gegensatz zu den hinlänglich bekannten Herstellungsverfahren von Schrägseilbrücken in der Vergangenheit, bei welchen eine Vielzahl von relativ kleinen Brückensektionen im Werk hergestellt wurden, konnte bei der Flughafenbrücke ein völlig anderer Weg eingeschlagen werden. Mit der Vorfertigung von extrem großen Brückensektionen, mit dem weitgehenden Antransport dieser Großbauteile auf dem Wasserwege und schließlich mit der Konzentration auf wenige komprimierte Schwimmkraneinsätze zum Einbau dieser Großbauteile wurde angestrebt, die Qualität des Stahlüberbaus zu verbessern, die Bauzeit deutlich zu verkürzen und nicht zuletzt den Straßenverkehr in dem bereits stark überlasteten Raum Köln-Düsseldorf durch diese Baumaßnahme nicht weiter zu belasten.

Zur Realisierung dieser für große Rheinbrücken neuartigen Herstellungskonzeption mussten allerdings zwei grundsätzliche Voraussetzungen gegeben sein:

- Verfügbarkeit von Fertigungsbetrieben mit den erforderlichen Einrichtungen zum Zusammenbau, Schweißen und Korrosionsschutz von extrem großen und schweren Brückenteilen
- Verfügbarkeit von Zusammenbau- und Verladeeinrichtungen an einer Wasserstraße für Großbauteile bis zu 430 Tonnen Gesamtgewicht.

Da sowohl Brückenbau Plauen als auch der eingesetzte Nachunternehmer MCE VOEST über derartige Fertigungseinrichtungen verfügen, konnte dieses fortschrittliche Ausführungskonzept erstmals in Deutschland im Schrägseilbrückenbau realisiert werden.

Die 287,5 m lange Stromöffnung wurde in Längsrichtung in insgesamt 11 Montageschüsse mit Längen zwischen minimal ca. 20 m und maximal ca. 47 m unterteilt. In Querrichtung orientierte sich die Aufteilung am Vorhandensein der Seileinleitungspunkte. Bei jenen Montageschüssen, die keine Seileinleitungspunkte enthielten, wurde der dreizellige Hauptträger in lediglich zwei Hälften von ca. 8,90 m Breite unterteilt. Dies traf für insgesamt 5 Montageschüsse zu.

Für die restlichen 6 Montageschüsse mit Seileinleitungspunkten konnte die mittige Trennung naturgemäß nicht aufrecht erhalten werden. So wurde der dreizellige Hauptträger in einen Mittelkasten mit allen erforderlichen Einbauten für die Seilverankerungen sowie zwei Seitenteile mit U-förmigem Querschnitt unterteilt. Die zwei bzw. drei Sektionen eines Hohlkas-

ten-Brückenschusses wurden im Werk gemeinschaftlich zusammengebaut, um die Passgenauigkeit an den Längsstößen zu garantieren. Nach Abschluss der Schweißarbeiten wurden die Einzelsektionen separat auf Transportschiffe verladen (Abb. 7). Sowohl bei der Zweier- als auch bei der Dreier-Teilung des Hauptträger-Hohlkastens erfolgte die Vorfertigung der beiden Konsolplatten in voller Breite von 11 m.

6 Beschreibung der Montagetechnologie

Die Vorteile der gewählten Herstellungstechnologie machten sich bei der Montage der Flughafenbrücke besonders deutlich bemerkbar. Durch die Vorfertigung von Brückensektionen mit Gewichten von 90 bis 430 Tonnen konnte der Umfang der Montageschweißungen auf ein Minimum reduziert werden und die Bauzeit gegenüber früheren Schrägseilbrücken auf weniger als die Hälfte verkürzt werden.

Da über die einzelnen Montageschritte in [1] ausführlich berichtet wurde, soll hier nur der generelle Montageablauf skizziert werden. Die Montage, die von beiden Rheinufern aus vollständig synchron durchgeführt wurde, begann mit dem Einhub der beiden vollständig vorgefertigten Auflager-Querträger, die bei 38,5 m Länge, 6,5 m Breite und 4,1 m Höhe ein Gesamtgewicht von 430 Tonnen aufwiesen. Diese Großbauteile wurden mit



Abb. 7: Verladen einer Brückensektion mit Dreierteilung



Abb. 8: Montage des Pylons

Hilfe eines Schwimmkrans direkt vom Transportschiff aufgenommen und auf die beiden Strompfeiler abgesetzt.

Im zweiten Schritt erfolgte das Anbetonieren der angrenzenden Spannbetonbrücken und damit die kraftschlüssige Koppelung der Vorlandbrücke mit dem Auflager-Querträger. Mit dieser Koppelung war die Voraussetzung für die Montage des ersten Freivorbausechusses, welcher in der vorgeschriebenen Zweiteilung auf dem Wasserweg angeliefert wurde, geschaffen.

Mit dem biege- und torsionssteifen Verschweißen dieses ersten Vorbausechusses mit dem Auflager-Querträger war eine ausreichend große Vormontagefläche für die Pylone hergestellt. Die einzelnen Pylonschüsse, die bereits im Werk vormontiert worden waren, wurden mit Einzelgewichten bis maximal 100 Tonnen per Sondertransport auf die Brücke gefahren und dort liegend im unmittelbaren Einbaubereich aufgelegt. Nach dem Verschweißen von je drei Pylonstielsektionen und zwei Riegelsektionen standen insgesamt drei Großbauteile mit Gewichten von ca. 150 Tonnen für den Pylonriegel und je ca. 300 Tonnen für die beiden Pylonstiele zur Endmontage bereit. In lediglich drei Tagen konnte sodann der komplizierte Dreieckspylon mit Hilfe eines schweren Gittermastkrans vollständig zusammen-



Abb. 9: Einheben des Schlusstückes

gebaut und mit schräg angeordneten Hilfsstützen in seiner richtigen Lage fixiert werden (Abb. 8).

Nach dem vollständigen Abschweißen des Pylons wurde sodann die Freivorbau- montage mit Hilfe von konzentrierten Schwimmkraneinsätzen fortgesetzt. Im Rhythmus der Freivorbau- montage des Versteifungsträgers erfolgte der Einbau der wasser- und landseitigen Brückenseile entsprechend den Vorgaben der statischen Berechnung. Die Seile wurden hierbei unmittelbar nach ihrem Einbau in Endposition mit 50 % der Bruchlast vorgereckt.

Nach Verschweißen der letzten beiden Vorbausechüsse und dem Spannen der letzten Seile trennte die beiden Brückenhälften nur noch ein Leerraum von ca. 47 m Länge und 38,5 m Breite. Diese Lücke wurde am 11. und 12. September 2001 durch die Schwimmkranmontage der beiden letzten Hohlkastenträger geschlossen (Abb. 9).

Nach dem Verschweißen der letzten Längs- und Querstöße wurde die Stahlbaumontage mit dem Einbau der letzten vier Konsolplatten endgültig abgeschlossen.

7 Schlussbemerkung

Selten zuvor hat der Bau einer großen Rheinbrücke die Fortschritte im Großbrückenbau so augenscheinlich hervortreten lassen wie bei der neuen Flughafenbrücke in Düsseldorf. Selten zuvor wurde auch die Fertigung und Montage von großformatigen Brückensektionen bis zu Maximalgewichten von 430 Tonnen so konsequent umgesetzt, und noch nie konnte bisher eine große Schrägseilbrücke über den Rhein in derartiger Rekordzeit montiert werden.

Der gezielte Einsatz hochwertiger Feinkornbaustähle und die Entwicklung neuer Techniken beim Einbau und Vorrecken der Brückenseile stellte zudem unter Beweis, dass auch im Schrägseilbrückenbau noch ein großes Potenzial für weitere technische Fortschritte gegeben ist. Dies sollte für die verantwortlichen Brückenplaner Anreiz genug sein, auch in Deutschland den Einsatz von seilverspannten Brücken weiter zu forcieren.

Literatur

[1] Neue Wege bei Fertigung und Montage der seilverspannten Flughafenbrücke über den Rhein. Stahlbau, Heft 6, 2002

El-Ferdan-Brücke – Bau der größten Drehbrücke der Welt über den Suezkanal

Dr.-Ing. Michael Pfeiffer

From 1996 to 2001 the world's largest swing bridge was built over the Suez Canal in Egypt. This report gives a brief introduction in the design, fabrication and erection of the bridge and describes the locking and the swing process.

1 Allgemeines

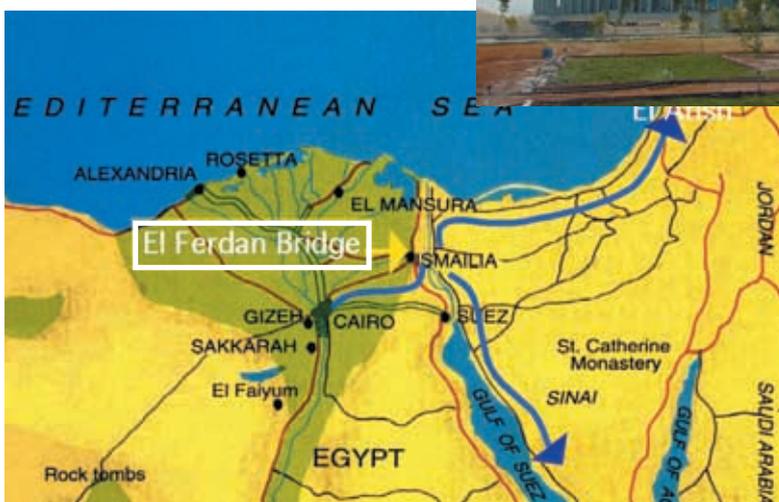
Im Rahmen von Infrastrukturprogrammen zur Besiedelung des Sinai wurde von 1996 bis 2001 von einem Firmenkonsortium – bestehend aus den Firmen ThyssenKrupp Stahlbau, Krupp Fördertechnik, Orascom und Besix unter der Federführung von ThyssenKrupp Stahlbau – in Ägypten die größte Drehbrücke der Welt gebaut. Sie verbindet das vorhandene Schienennetz auf der Westseite des Suez-Kanals mit dem des vorderasiatischen Raumes.

gewichten an den Brückenden hergestellt wird. Die Brückenhälften sind an den Pylonen auf Drehwerken aufgelagert und lassen sich hier elektromechanisch von der geschlossenen Position in die Parkposition parallel zu den Ufern des Kanals drehen. Sie geben dann den Verkehr auf einem der wichtigsten künstlichen Seewege der Welt frei.

Im geschlossenen Zustand sind die beiden mit Ausnahme der Brückenmitte identischen Überbauten an den Enden mit den

2 Konstruktion

Das Tragwerk besteht aus zwei Fachwerkkonstruktionen, die an den Ufern auf Drehpfeilern aufgelagert sind, mit Kragarmen von jeweils 170 und 150 m Länge. Die Systemhöhe der Fachwerke über den Drehpfeilern ist 60 m, die Systemhöhe an den Brückenden und in Feldmitte der Hauptöffnung beträgt 15 m. Das Tragwerk ist mit Ausnahme des Drehkranes und der Windverbände als voll geschweißte Konstruktion ausgelegt.



Die aus zwei Überbauten bestehende Fachwerkkonstruktion wurde als Doppelkragarmsystem ausgebildet. Ihr Stahleigengewicht beträgt bei einer Stützweite von 2 x 170 m im Mittelfeld und jeweils 150 m in den beiden Endfeldern 10.500 t. Die über Land befindlichen Endfelder sind verkürzt ausgebildet, da das Gleichgewicht mit zusätzlichen Ballast-

Widerlagern verriegelt und hier horizontal und vertikal gehalten. Das Verriegelungssystem in Brückenmitte ist so ausgebildet, dass es sowohl horizontale als auch vertikale Momente übertragen kann, sodass unter Verkehrslasten eine knickfreie und kontinuierlich gekrümmte Biegelinie des Haupttragwerkes erzwungen wird.

Die vorgegebene Gliederung des Brückendecks in zwei seitliche Straßenfahrbahnen und ein zentrales Eisenbahngleis, flankiert von vier Schrammbordbereichen, definiert die nutzbare Breite und damit den lichten Abstand der aufgehenden Fachwerkwände zu 10,20 m. Die Breite der Fachwerkwände wurde in Anbetracht der größten Höhe an den Pylonen von ca. 60 m zu 1,20 m gewählt, sodass sich eine Gesamtbreite der Brücke von 12,60 m ergibt. Beim Schwenken der Brücke ist die Kippsicherheit des Bauwerkes ausschließlich über die Eigengewichtsauflast und den Durchmesser des Drehkranzes definiert. Aus den vorgegebenen Lasten folgt damit der erforderliche Außendurchmesser des Drehkranzes zu 17,10 m. Die Brücke musste daher im Grundriss in den Uferbereichen von 12,60 m auf 17,10 m aufgeweitet werden. Auf dieser größeren Basis müssen in den Schwenkphasen ca. 6.700 t und in den Be-

triebsphasen bis zu 9.100 t Vertikallasten mit zugehörigen Einspannmomenten in die Drehpfeiler eingeleitet werden.

Hierzu wurde folgender Konstruktionsaufbau entwickelt: In die Fachwerkkonstruktion sind an jedem Drehpfeiler vier Pylonbeine integriert, über die der größte Anteil der Auflagerlasten eingeleitet wird. Die vier Beine eines Pylons werden jeweils über einen quadratischen Trägerrost mit den Abmessungen 15,80 m x 15,80 m abgefangen. In Brückenlängsrichtung sind die Trägerrostelemente mit den Untergurten des Hauptsystems identisch. Dazu werden die Untergurte im Bereich des Pylons von 11,40 m Systemlinienabstand auf 15,58 m aufgeweitet. Zudem werden die Bauhöhen von 2,00 m auf 3,50 m vergrößert. Die Trägerroste lagern jeweils an acht Punkten über Topflager auf einem Drehkranz mit einem Durchmesser von 17,10 m auf. In der Mitte des Drehkranzes befindet sich ein Zapfen, der über Speichen mit dem Drehkranz verbunden ist. Die gesamte Konstruktion dreht sich um diesen Zapfen, und die Horizontalkräfte werden dort in den Pfeiler eingeleitet. Die Vertikalkräfte werden über Kegelrollen unter dem Drehkranz in den Pfeiler übertragen.

3 Fertigung

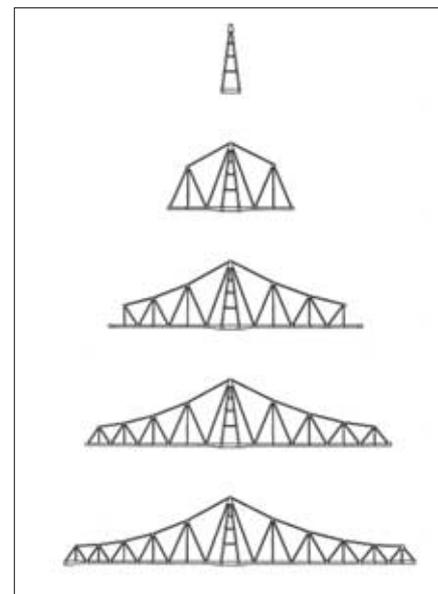
Die Fertigung der Bauteile für die El-Ferdan-Brücke unterteilt sich in die Werkstattbearbeitung des Stahlbaus und in die des Maschinenbaus. Von den 10.500 t geschweißter Brückenkonstruktion wurden 4.000 t im Werk der ThyssenKrupp Stahlbau GmbH gefertigt. Die übrigen 6.500 t wurden als Walzmaterial nach Ägypten verschifft und dort im Werk der National Steel Fabrication weiterverarbeitet. Die Fertigung in Ägypten wurde von Personal der ThyssenKrupp Stahlbau GmbH überwacht. Die Werkstattbearbeitung aller relevanten Maschinenbaukomponenten erfolgte in der Fertigung der Krupp Fördertechnik GmbH. Hier wurden die Komponenten des Drehwerks komplett vormontiert, vermessen und die Kegelrollen zur Lagerlaufbahn feinjustiert. Nach erfolgter Abnahme wurden die Drehwerkskomponenten an den Schraubstößen zerlegt und in Segmenten verschifft. In analoger Form wurde mit den Antrieben und Verriegelungsmechanismen verfahren.

4 Montage

Die Bauteile aus deutscher Fertigung wurden bis Alexandria bzw. Port Said verschifft und von dort aus auf dem Landweg bis zur Baustelle am Suez-Kanal transportiert. Die in den ca. 60 km westlich von Kairo gelegenen Werkstätten der NSF gefertigten Bauteile wurden mit Schwerlastwagen zur Baustelle gebracht.

Auf beiden Seiten des Kanals wurden vor Beginn der Montagearbeiten große Vormontageflächen eingerichtet, auf denen Seefrachtkontingente von bis zu 2.000 t Brückenkonstruktion ohne Rücksicht auf den Baufortschritt gelagert werden konnten.

Die Montage erfolgte auf beiden Seiten des Kanals am Pylon beginnend und danach im beidseitigen Freivorbau parallel zu den Kanalufeln. Hierfür standen auf der Ost- und Westseite jeweils ein 350-t-Raupenkran sowie 80- und 120-t-Mobilkrane zur Verfügung. Die Montage des Stahlüberbaus wurde im November 2000 beendet. Nach Vervollständigung aller Elektro- und Maschinenbaukomponenten ist eine Testphase von drei Monaten vorgesehen. Sollten sich trotz permanenter Bauwerksvermessung während des ersten Drehvorganges nennenswerte Höhenunterschiede im Bereich der Mittenverriegelungen zeigen, werden die Überbauten zueinander einjustiert. Mit Hilfe von 16 unter den Pylonstielen angesetzten 700-t-Pressen können die Überbauten angehoben und die Höhenunterschiede durch Futterplatten zwischen Topflagerdeckel und Trägerrostunterflansch ausgeglichen werden.



Aufgrund des Einflusses des Justierungsvorganges auf die Höhenlagen der Endverriegelungen werden die Verriegelungskästen an den Widerlagern sowie die der Parkposition erst nach dem ggf. erforderlichen Höhenausgleich einbetoniert. Der Abschluss aller Arbeiten und die Übergabe des Bauwerkes an den Kunden ist für Oktober 2001 vorgesehen.

5 Drehwerk

Jede der beiden Brücken wird durch einen Mittelzapfen von 1.300 mm Durchmesser und 3.270 mm Länge aus St 52-3 geführt, der mit dem Fundamentpfeiler fest verbunden ist. An diesem Zapfen sind die Rollenträger für die Laufrollen gelagert, sodass eine vollkommen zentrische Bewegung der Brücken gewährleistet ist. Die Kegelrollendrehverbindung jeder Brückenhälfte besteht aus 112 aus 55 NiCrMo V6 gefertigten konischen Laufrollen von



400 mm Nenndurchmesser, die auf 2 kegeligen Bahnen aus 34 CrNiMo 6V von 17,1 m Durchmesser laufen und im Rollenträger geführt sind. Zum Drehen der beiden Brückenausleger sind am Drehkranz 2 um 180° versetzte Antriebe angeordnet. Die Drehung erfolgt beim Öffnen im Uhrzeigersinn und beim Schließen gegen den Uhrzeigersinn. Ein Öffnungs- bzw. Schließvorgang dauert 29 Minuten, wovon etwa die Hälfte auf den reinen Drehvorgang entfällt.

6 Verriegelungen

Verriegelungen befinden sich an den Untergurten der Brückenden und in Brückenmitte. Sie werden am Beispiel der Mittenverriegelung beschrieben. Diese besteht aus zwei Obergurt- und zwei Untergurtverriegelungen. Beide Brücken wer-

den durch die Mittenverriegelungen so miteinander verbunden, dass ein Durchlaufträger entsteht, wobei die Verriegelung gleichzeitig die Funktion eines Dehnungsstoßes übernimmt. Die mittlere Spaltweite zwischen Western Span und Eastern Span beträgt 320 mm. Es sind theoretisch Abweichungen von - 280 bis + 280 mm möglich.

Die Riegel der Untergurtverriegelung sind in die Hauptträger eingebaut und haben einen rechteckigen Querschnitt von 900 x 500 mm. Die Riegel der Obergurtverriegelung befinden sich in den Obergurten. Alle Riegel aus dem Werkstoff 34 CrNiMo 6V werden in Gleitplatten aus G-CuSn 12N geführt und bewegen sich parallel zur Brückenlängsachse. Die Riegelspitze und die zugehörige Riegeltasche, die sich jeweils im gegenüberliegenden Brückenteil befinden, sind allseitig mit Abrundun-

gen versehen, sodass Fehlfluchtungen im Obergurt und im Untergurt bis zu einem Maß von ± 161 mm horizontal und ± 157 mm vertikal ausgeglichen werden können. Die Hauptbestandteile der Riegeltasche sind ein Führungsrahmen mit konischem Einlauf und die Stützrolle mit Durchmesser 950 mm, die in der Höhe einstellbar ist. Der Werkstoff der Stützrolle ist 42 CrMo 4V, für die Lager werden Pendelrollenlager verwendet. Das Antriebsprinzip ist bei allen Antrieben der Spindeltrieb. Die Verriegelungen werden von Käfigläufer-Asynchronmotoren mit angebautem Getriebe angetrieben. Auf hydraulischen Antrieb wurde auf ausdrücklichen Kundenwunsch bewusst verzichtet.



Verbund) erstellt. Eine weitere Besonderheit stellen hierbei die zwischen den massiven Auflagerquerträgern befindlichen 12 Anker- und Umlenkstellen der externen Spannglieder dar, die komplett in Stahl ausgeführt werden. Neben ihrer primären Funktion, die Spannkkräfte einzuleiten, werden die Querverformungen des Tragwerks durch diese Quereinbauten minimiert.

Die Einleitung von Querbiegemomenten aus der Fahrbahnplatte in die Trapezstege erfolgt über Stahlschlaufen, die am Stahl-obergurt über jeder Innen- und Außen-sicke angeordnet sind und bis in die obere Bewehrungslage der Platte ragen. Die Querbiegemomente der unteren Rahmen-ecke werden über horizontale Kopfbol-zendübel an den Stegblechen im Bereich der Bodenplatte eingeleitet.

Der gewählte Überbauquerschnitt bietet besonders günstige Voraussetzungen für eine Herstellung im Freivorbau, weil die Trapezstege als tragende Elemente des Vorbauwagens genutzt werden können.

Dadurch ergibt sich im Vergleich zur Herstellung eines Kastenträgers in Massivbauweise eine verhältnismäßig leichte Schalwagenkonstruktion. Weil Fahrbahn- und Bodenplatte ohne Nachteile hinsichtlich der Qualität der Ausführung in unterschiedlichen Arbeitsschritten herstellbar sind, treten die beim Betonieren von massiven Kastenträgern bekannten Probleme aus dem Abfließen der Hydratations-wärme nicht auf.

2 Talbrücke Reichenbach

In ca. 60 m Höhe überquert die Reichenbachtalbrücke ein langgestrecktes, offenes, landschaftlich reizvolles Tal. Die 1.000 m lange Brücke hat 14 Felder mit einer maximalen Stützweite von 105 m. Im Bereich der großen Felder ist der Überbau als Voutenträger ausgebildet mit max. 6,5 m Bauhöhe. Der Überbau ist ein einteiliger Stahlverbundquerschnitt, der bei verschiedenen Brücken der Thüringer Waldautobahn zur Anwendung kommt.

Nach den Vorgaben des Bundesministers für Verkehr sind für jede Richtungsfahr-bahn getrennte Überbauten herzustellen, um bei größeren Instandsetzungsmaßnahmen den Verkehr einer Fahrbahn sperren und auf die Gegenseite umlegen zu können. Gerade in landschaftlich sensi-blen Lagen bringt die Ausführung ge-trennter Überbauten jedoch besondere Probleme mit sich. Vor allem dort, wo der Überbau den Talraum in sehr großer Höhe quert, ergeben sich mitunter ge-stalterisch unbefriedigende Lösungen, weil die für jeden Überbau erforder-lichen Stützen den Talraum verstellen.

Bei einteiligen Überbauten muss jeder-zeit - wie bei der Regelbauweise - die Möglichkeit bestehen, Instandsetzungs-arbeiten unter weitgehender Aufrechter-haltung des Verkehrs ausführen zu kö-nnen. Weil sich bei den infrage kommen-den Stützweiten die Verbundbauweise als besonders wirtschaftlich erwiesen hat und bei dieser Bauweise die Fahrbahnplatte als Verschleißteil gesehen werden muss, erga-ben sich für die Planung, Berechnung und Konstruktion der einteilig auszuführenden

Überbauten weitreichende, über die Fest-legungen der üblichen Normen hinaus-gehende Anforderungen.

Im Hinblick auf normale Instandsetzungs-maßnahmen und diese besonderen Anfor-derungen wird daher verlangt, ergänzend zu DIN 1072 mit allen Konsequenzen hin-sichtlich Bemessung und Konstruktion einen Lastfall „Fahrbahnplattenauswechs-lung“ mit folgenden Randbedingungen zu untersuchen:

- 4/0 Verkehr auf einer Brückenhälfte;
 - auf der anderen Brückenhälfte Belag und Kappen über die gesamte Brücken-länge entfernen;
 - halbseitiger Abbruch der Fahrbahn-platte an beliebiger Stelle.
- Die Abschnittslängen sollen 15 – 20 m betragen.

Bei allen von DEGES ausgeführten ein-teiligen Überbauten hat sich gezeigt, dass der geforderte Lastfall mindestens für die Bemessung der Fahrbahnplatte, der Ver-dübelung, der äußeren und inneren Längs-träger sowie der Obergurte des Haupt-tragwerks bemessungsmaßgebend ist und daher gegenüber einer Bemessung nach DIN 1072 zu Mehrmengen führt, die robuste und dauerhafte Bauwerke erwarten lassen. Die Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise ist ab einer Höhe von ca. 50 m über Tal gegeben.

Der einteilige Überbauquerschnitt der Reichenbachtalbrücke ist als Kastenträger mit geneigten Stegen ausgebildet. Die oberen und unteren Kastenbreiten werden in allen Feldern konstant ausgeführt. Da-durch ergeben sich in den gevouteten Bereichen leicht veränderlich geneigte

Abb. 3

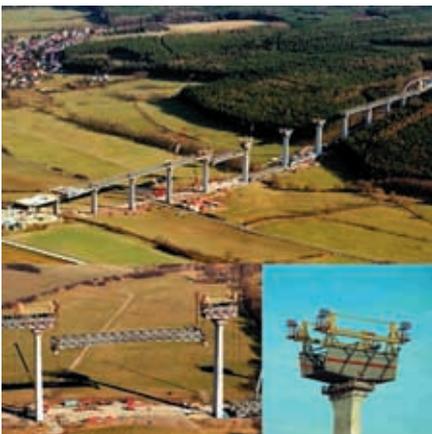


Abb. 4





Abb. 5

Stegflächen. Der Kastenträger wird in Querrichtung im Abstand von 5 m durch Querrahmen und Diagonalstreben ausgesteift. Die beidseitig weit über die Stege des Hohlkastens auskragende Fahrbahnplatte wird durch geneigte Druckstreben aus Stahlrohren gestützt, die im Abstand der Querverbände angeordnet sind. Die Neigung der Druckstreben erfordert die Ausbildung eines Zugbandes zwischen den fahrbahnseitigen Endpunkten der Druckstreben in der Höhenlage der Kastenobergurte.

Die parallel-gurtigen Teile der Stahlkonstruktion werden von beiden Widerlagern aus im Taktschiebeverfahren eingeschoben; die gevouteten Überbauquerschnitte werden eingehoben. Zum Einsatz kamen 2 Taktanlagen. Zeitgleich mit dem Taktschiebevorgängen wurden 4 Pfeilerkopfschüsse mit einem 800 t-Gittermast-Raupenkran auf die Pfeilerköpfe gehoben und dort befestigt. Im Anschluss wurden die gevouteten Mittelfelder mittels eines elektronisch gesteuerten Litzenhubsystems eingehoben und mit den Pfeilerkopfschüssen verschweißt. Das maximale Gewicht eines Mittelfeldes betrug 750 t. Die Ortbetonfahrbahnplatte wird im Pilgerschrittverfahren von beiden Talseiten aus eingebaut (Abb. 3 und 4).

3 Talbrücke Wilde Gera

Das tief eingekerbte Tal, das in 110 m Höhe überbrückt werden muss, erfordert im Talbereich eine Mindeststützweite von 114 m, um das Tal von Pfeilereinbauten freizuhalten. Daraus entwickelte sich als Vorzugsvariante eine parallelgurtige Balkenbrücke mit einer Gesamtlänge von 552 m. Variantenuntersuchungen mit



Abb. 6

zweiteiligen Überbauten ergaben aufgrund der Höhe von 110 m über Tal gestalterisch unbefriedigende Lösungen. Deshalb wurde der bei der Reichenbachtalbrücke beschriebene einteilige Stahlverbundquerschnitt konzipiert und ausgeschrieben.

Den Wettbewerb hat ein Sondervorschlag gewonnen mit einer Bogenlösung mit der Rekordspannweite von 252 m und einem Angebotspreis von rd. 46 Mio. DM. Durch den einteiligen Überbau war eine wirtschaftliche Bogenvariante möglich. Der Bogen, ein zweizelliger Hohlkasten, wurde von beiden Seiten mit Hilfe von Abspannungen frei vorgebaut in 24 Takten mit 6 m Abstandslänge. Der Stahltrög wurde in 26 Schüssen im Werk gefertigt und mit je 2 Segmenten zur Baustelle transportiert. Je 3 Schüsse wurden hinter dem Widerlager zusammengebaut, durch die Schrägstreben, Zugbänder und außenliegende Längsträger ergänzt, die im 2-Wochen-Takt eingeschoben wurden, woraus sich eine sehr kurze Montagezeit ergab (Abb. 5 und 6).

4 Talbrücke Albrechtsgraben

Eine weitere Bogenbrücke mit einteiligem Querschnitt überquert in einer Höhe von 80 m den Albrechtsgraben mit einer Gesamtlänge von 770 m. Die Bogenstützweite beträgt 157 m. Die Herstellung des Bogens erfolgte auf einem bodengestützten Lehrgerüst, abschnittsweise von beiden Seiten aus in Schüssen von je 10 m.

Der Stahltrög für den Verbundquerschnitt des einteiligen Überbaus war in 47 Schüsse unterteilt. Für den Bahntransport von Verona zur Baustelle wurde ein Schuss aus 6 Einzelsegmenten hergestellt. Auf den Vormontageplätzen hinter den Widerlagern wurden jeweils 2 Teile der beiden Stege und der Bodenplatte zu insgesamt 2 Stegteilen und einem Bodenplattenteil verschweißt. Auf den Montageplätzen erlaubte jeweils eine fahrbare, leichte Montagehalle die witterungsunabhängige Montage des Stahltröges mit Abschnittslängen von 85 bis 102,5 m, der anschließend mit Seilwinden eingeschoben wurde (Abb. 7).

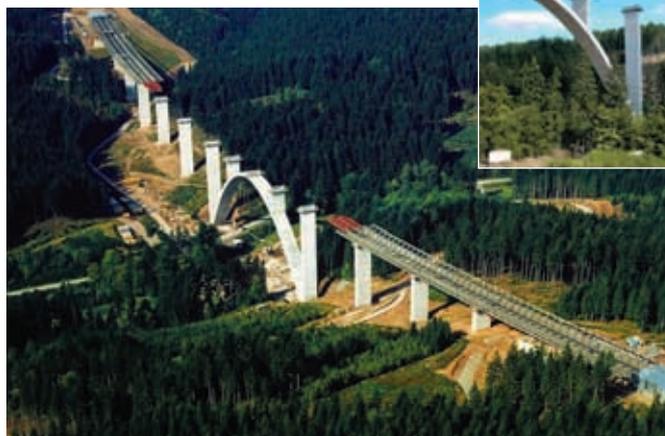


Abb. 7



Abb. 8

5 Talbrücke Seßblestal

In unmittelbarer Nachbarschaft zur Talbrücke Albrechtsgraben überquert die Seßblestalbrücke ein landschaftlich sehr reizvolles Tal des Thüringer Waldes in 50 m Höhe und einer Gesamtlänge von 320 m. Auch hier kam der einteilige Querschnitt zur Ausführung. Ursprünglich geplant war eine zweiteilige Stahlverbundbrücke mit über 100 m Stützweite. Durch die geringe Flächeninanspruchnahme des Unterbaus beim einteiligen Querschnitt in dem schiefwinklig kreuzenden Talraum konnte die Stützweite auf 87,5 m reduziert werden. Damit ergaben sich Feldweiten von 72,5 - 87,5 - 87,5 - 72,5 m.

Der einzellige Stahltrug des Verbundquerschnittes war in Längsrichtung in 15 Schüsse unterteilt. Im Werk wurden je Schuss die beiden Seitenteile und das Bodenblech sowie die dazugehörigen Längsträger, Querverbände und Diagonalstreben vorgefertigt. Sie wurden mit LKW-Sondertransporten maximal 23 m lang und bis zu 94 t schwer zur Baustelle gefahren. Auf dem Montageplatz wurden die Einzelteile zu Schüssen und zu Verschublängen von 87 m verschweißt und anschließend eingeschoben (Abb. 8).

6 Talbrücke Werratal

Die Brücke überquert das Werratal in maximal 34 m Höhe mit einer Gesamtlänge von 1.194 m. Sie ist damit die

längste Brücke der Thüringer Waldautobahn. Die maximale Stützweite beträgt 85 m. Um das Tal bei der relativ flach kreuzenden Autobahn (im Bereich einer Bundesstraße ca. 10 m) offen zu halten, wurde eine schlanke Überbaukonstruktion mit luftdichtverschweißten, voutenförmigen Kastenträgern ohne inneren Korrosionsschutz gewählt. Damit konnte die Bauhöhe im Randbereich auf 2,10 m reduziert werden. Im Bereich der Stützen des Hauptfeldes beträgt sie 4,85 m. In den Auflageachsen sind die beiden Hauptträger (zweiteiliger Überbau) durch Querträger verbunden.

Die Stahlkonstruktion für die Werratalbrücke besteht in Längsrichtung aus insgesamt 33 Montageschüssen je Hauptträger. Die Längen dieser Montageschüsse bewegen sich zwischen minimal 31 m und maximal 50 m. Die Anlieferung der Montageschüsse erfolgte grundsätzlich über Straßentransport, wobei wegen der großen Längen lediglich nächtliche Sondertransporte ausgeführt werden konnten.



Abb. 10



Abb. 9

Die Montage der einzelnen Trägerschüsse erfolgte mit Autokran, wobei alle 4 Hauptträger für beide Überbauhälften gleichzeitig montiert wurden. Die Länge des ersten Montageabschnittes war so gewählt, dass das erste Brückenfeld überspannt wurde und in das zweite Brückenfeld auskragte. Die nächsten Brückenfelder wurden dann je nach Brückenfeldlänge mit bis zu 2 Segmenten pro Feld ohne Hilfsunterstützung „frei vorgebaut“. Die Herstellung der Fahrbahnplatte erfolgte aufgrund des engen Termins mit 3 Schalwagen im Pilgerschrittverfahren (Abb. 9 und 10).

Im Zuge der A 73 sind weitere 5 Stahlverbundbrücken geplant; davon 2 mit einteiligem Querschnitt, wobei die Haseltalbrücke bei Suhl eine maximale Spannweite von 175 m aufweist. Bei der Talbrücke St. Kilian bei Schleusingen ist ein dreieckförmiges Rohrfachwerk in Verbundbauweise vorgesehen. Damit wird aufgrund der guten Erfahrungen die Stahlverbundweise auch auf der A 73 hoffentlich erfolgreich weitergeführt.

Talbrücke Schwarzza

Dipl.-Ing. Dieter Reitz

1 Einleitung

Im Zuge der BAB A71 von Erfurt nach Schweinfurt überquert die Autobahn nördlich von Meiningen das Tal der Schwarzza zwischen den Orten Rohr und Schwarzza. Der über 9 Felder durchlaufende 675 m lange Stahlverbundbalken wird auf bis zu 65 m hohen Pfeilern getragen. Dabei kann das Brückenbauwerk gleich mehrere innovative Lösungen und Entwicklungen im Großbrückenbau aufweisen. Neben dem im Zuge der A71 in Deutschland erstmals ausgeführten einzelligen Verbundbrückenquerschnittes für beide Richtungsfahrbahnen, wurde der Stahltrug, obwohl in einer Klothoide mit $A = 1.200$ m liegend, von einer Seite eingeschoben. Die neu entwickelte hängende Schalwagenkonstruktion gewährleistete die Herstellung einer durchdringungsfreien Stahlverbundplatte. Die variable Schalwagenlänge von bis zu 30 m führte zu optimalen Betonierabschnitten im Bereich der Stützen. Die vorgegebenen Zwischentermine zur Nutzung der Brücke für Erdtransporte erlaubten lediglich eine Bauzeit von 18 Monaten für die insgesamt 21.000 m² Brückenfläche.

2 Entwurf und Vergabe

2.1 Ausschreibungsentwurf

Der Ausschreibungsentwurf sah eine 665 m lange Brücke vor, die auf zum Teil gegliederten Massivpfeilern aufgelegt war. Die Gründung wurde zum Teil als Tiefgründung zum Teil als Flachgründung vorgesehen. Das Widerlager A90 war hochgesetzt und tiefgegründet. Der Überbau war als einzelliger Überbau in Verbundbauweise ausgeschrieben. Der Stahltrug hatte einen Obergurtabstand von 10,40 m, eine Bodenplattenbreite von 8,40 m mit nach innen versetzten Lagerpunkten und eine konstante Bauhöhe von 3,85 m. Die weitauskragende Verbundplatte wurde je Seite durch einen zusätzlichen äußeren Längsträger abgestützt. Im Abstand von 5,00 m waren Quertragsysteme aus Diagonalen und Zugbändern angeordnet.

Der innere Längsträger in Brückenachse war als offenes Profil vorgesehen. In den Lagerachsen waren Vollschofte mit Durchstiegen angeordnet. Zwischen den äußeren Auflagerträgern hatte die Verbundplatte eine konstante Dicke von 35 cm.

2.2 Ausführungsentwurf

Die Vergabe der Brücke sah die Berücksichtigung von 3 Nebenangeboten vor.

1. Das Brückenfeld A80 - A90 wird um 10 m verlängert. Dadurch kann auf die Tiefgründung des hochgesetzten Widerlagers A90 verzichtet werden.
2. Die massiven Pfeiler werden im einteiligen Bereich als begehbare Hohl Pfeiler ausgebildet. Dadurch kann die Gründung wirtschaftlicher dimensioniert werden und es wird nur noch eine Tiefgründung in der Achse A30 erforderlich.
3. Der Überbau wird konstruktiv optimiert. Die Bodenblechbreite wird auf 7,40 m reduziert. Die Auflager werden direkt unter den Hohlkastenstegen angeordnet. So kann neben der Reduzierung der Anstrichflächen auf die mas-

sive Ausführung der Lagerquerscheiben verzichtet werden. Die äußeren Kragarme der Verbundplatte werden geringfügig erhöht, um die Neigung der Außendiagonalen zu erhöhen.

3 Konstruktion und Berechnung

3.1 Lagerlastermittlung

Der vorgegebene enge Terminplan erlaubte es nicht, die Lagerlasten an dem endgültig dimensionierten Überbau zu ermitteln. So wurden parallel zur Überbauberechnung die Lagerlasten an einem zweiten, vereinfachten statischen System ermittelt (Abb. 3). Dabei wurden alle Elemente des Bauwerkes von der Gründung über die Pfeiler und dem Überbau abgebildet. Es zeigte sich, dass insbesondere die hohen Pfeiler einen nicht unerheblichen Einfluss auf die Lagerlasten hatten. Zur Optimierung der Dehnwege an den Widerlagern wurde der Festpunkt in Brückenlängsrichtung in die Brückenmitte gelegt. Dazu wurden an den vier Innenpfeilern A30 bis A60 jeweils Festlager angeordnet.

Abb. 1: Längsschnitt

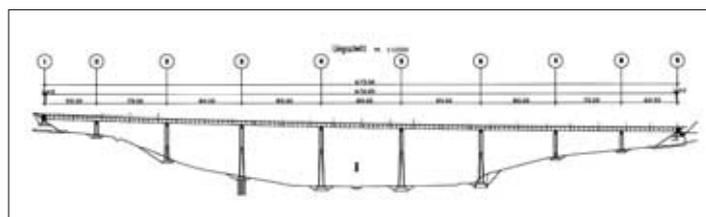


Abb. 2: Querschnitt

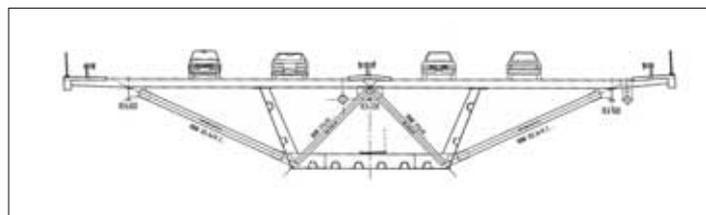
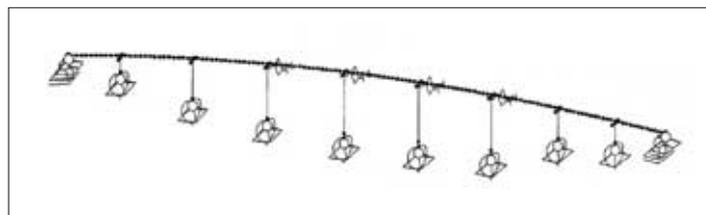


Abb. 3: System Lagerlastermittlung



3.2 Statisch-konstruktive Ausführung

Die Bemessung des Überbaues wurde an einem 3-Stab-Modell (Abb. 4) durchgeführt. Dabei bildeten die äußeren Stabelemente die Biegesteifigkeit jeweils eines Steges mit den zugehörigen Gurten ab. Der dritte innenliegende Stab berücksichtigte die Torsionssteifigkeit des Überbaues und erhielt keine Biegesteifigkeit. Die Kopplung der Längssysteme erfolgte über Querstäbe, welche im Abstand der Querrahmen angeordnet waren. Sämtliche Blechabstufungen über die Brückenlängsrichtung wurden in das Modell eingearbeitet. Bis zur endgültigen Bemessung waren mehrere Berechnungen zur Findung der optimalen Materialverteilung notwendig. Die Herstellung der Verbundplatte musste bereits zu diesem frühen Zeitpunkt, immerhin ein Jahr vor Betonierbeginn, festgelegt sein, um bei der Berechnung miteingearbeitet zu werden. So wurden insgesamt 48 Betoniertakte mit 15 bzw. 30 m vorgesehen. Einschließlich der Verkehrslastfälle waren insgesamt 380 Lastfälle zu berücksichtigen.

3.3 Montagerelevante Zustände

Die Einflüsse des Montageverfahrens waren zwingend zu berücksichtigen. Beim gewählten Taktschieben sind insbesondere zwei Kriterien bemessungsrelevant. Der Längseinschub ohne zusätzliche Hilfsstützen führte zu einer freiauskragenden Brückenspitze von 85 m. Diese Kragarmbeanspruchung war vom Überbau aufzunehmen. So wurde die Länge des Vorbau schnabels mit 30 m festgelegt. Die maximale Kragarmbeanspruchung kam somit bei $85\text{ m} - 30\text{ m} = 55\text{ m}$ Brückenlänge zu liegen. Obwohl dies exakt der Stützquerschnitt A10 war, mussten geringfügige Obergurtverstärkungen vorgenommen werden. Zum anderen ist die Einleitung

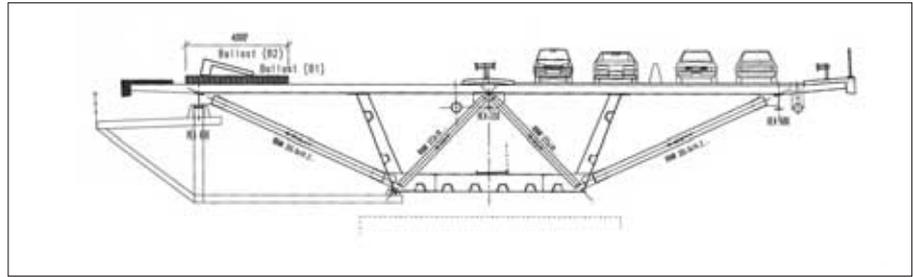


Abb. 5: Plattenaustausch

der punktförmigen Vertikallasten der Verschublager über die gesamte Brückenlänge nachzuweisen. Die Länge der Lasteinleitung, d. h. die Konstruktion der Verschublager war bindend festzulegen. Die Stegdicken und die Anordnung der Beulsteifen wurden durch diesen Lastfall maßgeblich bestimmt.

3.4. Sonderlastfall Plattenaustausch

Neben den allgemeinen Lastfällen aus ständigen Lasten und Verkehr war für diesen neuen Brückentyp der Lastfall Platten-austausch unter Verkehr zu berücksichtigen. So musste gewährleistet werden, dass der einteilige Überbau den Brücken mit zwei getrennten Überbauten gleichwertig ist. Der zu untersuchende Lastfall ermittelte die Beanspruchungen am Überbau bei Auswechseln eines 15 m langen Fahrbahnfeldes einer Richtungs-fahrbahn. Der Verkehr wird für diesen Zeitraum mit $4 + 0$ auf die Gegenfahr-bahn verlegt (Abb. 5). Der Austausch der Platte darf in zwei Abschnitten erfolgen. Neben dem Nachweis für den Restquerschnitt sind ergänzende konstruktive Maßnahmen, Verbände bindend zu dimensionieren und festzulegen. Für die Arbeiten ist eine exakte Arbeitsanweisung aufzustellen.

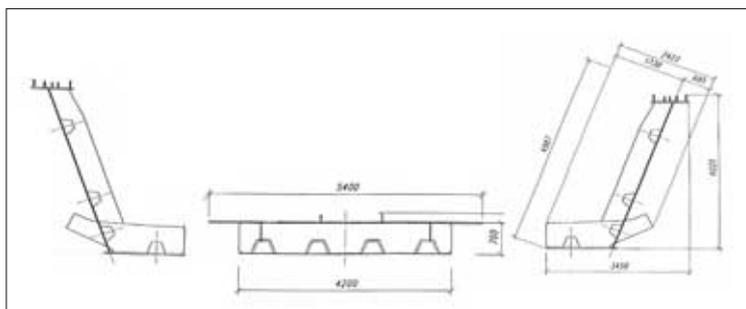


Abb. 4: 3-Stab-Modell

4 Unterbauten

4.1 Gründung

Die vorliegenden geologischen Verhältnisse erlaubten es weitestgehend, Flachgründungen vorzusehen. Lediglich in der Achse A30 wurden die Pfeiler auf 22 m langen Großbohrpfählen mit Durchmesser 1,50 m gegründet. Die Widerlager wurden ebenfalls flach gegründet.

4.2 Pfeiler und Widerlager

Die ausgeführten Pfeiler bestehen aus 2 massiven Einzelstützen mit einer konstanten Länge von 24 m. Die Auflagerpunkte werden über einen Riegel mit integriertem Besichtigungssteg verbunden. Die höheren Pfeiler werden zum Fundament hin durch einen Hohl Pfeiler entsprechend ergänzt. Bestehen die Einzelstützen aus einem konstanten Trapezquerschnitt, so erhält der Hohlkasten einen Anzug in Längs- und Querrichtung. Die Herstellung der Pfeiler erfolgte mit Hilfe einer Kletterschalung. Die 5 m Abschnitte wurden im Wochentakt hergestellt. Die Zwischenpodeste wurden als Fertigteile eingebaut. Der Terminplan bestimmte die Zahl der gleichzeitig herzustellenden Pfeiler. So wurden die Gründungen und die ersten Pfeilerschüsse mit kleineren Hochbaukränen je Pfeiler errichtet. Anschließend wurden bis zu 75 m hohe Turmdrehkräne jeweils zwischen 2 Pfeilern aufgebaut (Abb. 6).

Abb. 6: Herstellung der Pfeiler



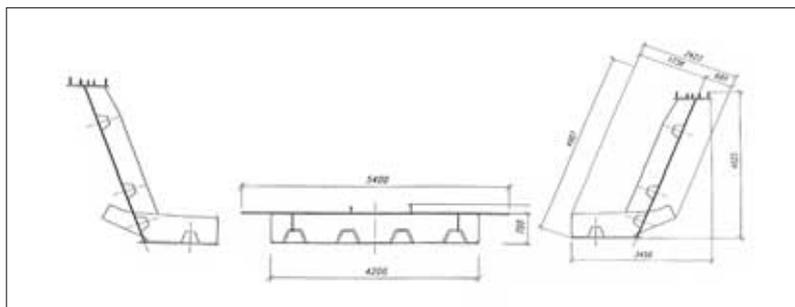


Abb. 7: Transportquerschnitte



Abb. 8: Verschlager mit Querverschubbahn

5 Fertigung und Transport Stahlkonstruktion

5.1 Querschnitt

Das Montageverfahren und die maximal möglichen Transportabmessungen bestimmten die Gliederung des Hochkastenquerschnittes. Für den Einschub der Brücke sind größere Blechdicken des Untergurtes im Bereich der Lasteinleitung (Steg) wünschenswert. Das breite Bodenblech kann aus statisch konstruktiven Gründen mit geringeren Blechdicken ausgeführt werden. So bietet sich eine Materialabstufung in Brückenquerrichtung an. Die Abstufungen definieren die Montagestöße. Die vorhandene Bauhöhe des Stahlkastens von 3,85 m ist liegend transportfähig. Der Querschnitt wurde somit in 3 Transportelemente aufgeteilt. Jeweils 2 Seitenteile mit Obergurt, Steg und anteiligem Untergurt sowie der Bodenplatte bilden einen Brückenschuss (Abb. 7). Die Stegauseifung erfolgt über 2 bzw. 3 Beulsteifen. Die Bodenplatte wird mit insgesamt 6 Steifen ausgeführt.

5.2 Längsteilung

Wirtschaftliche Materialabstufungen und fertigungstechnische Randbedingungen bestimmten die Längen der Transporteinheiten. So wurde die 675 m lange Brückenkonstruktion in 24 Schüsse aufgegliedert. Es wurden bis zu 32 m lange, 5,50 m breite und 100 t schwere Bauteile als Sondertransporte zur Baustelle gefahren. Die sekundären Längsträger, gewählt als Walzprofil der Reihe HEA, die Diagonalen aus Rundrohren sowie die Zugbänder als Flachstahlquerschnitt wurden als Einzel-elemente angeliefert.

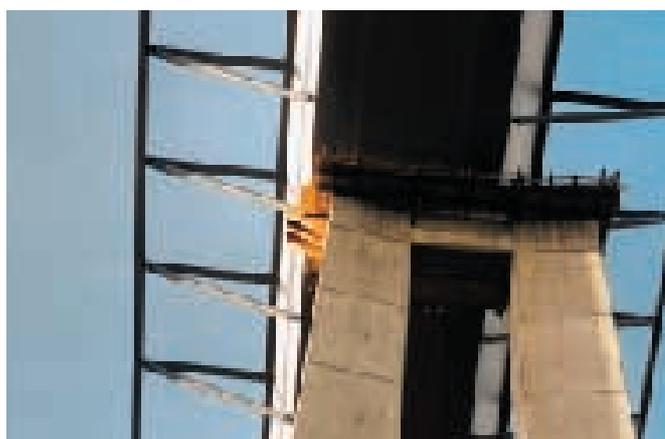


Abb. 9: Überbau mit 2,50 m Exzentrizität

6 Montage

6.1 Taktschieben

Aufgrund der großen Talhöhe kam für die Herstellung des Stahlüberbaues aus wirtschaftlichen Aspekten nur das Einschleichen der Konstruktion in Betracht. Gegen das Einschleichen sprach die Autobahnführung im Bereich der Brücke. So liegt die Brücke im Bereich einer Klothoide mit $A = 1.200$ m am Widerlager A0 und $A = \infty$ am Widerlager A90. Zusätzlich liegt die Gradiente der Brücke in einem Gefälleknick von 4,5 % auf - 0,8 %, der mit einem Wannenhalmmesser von 25.000 m ausgerundet wird. Trotzdem wurde das Einschleichen der kompletten Brücke von einer Seite, vom Tiefpunkt Widerlager A90 aus gewählt. Die maximale Abweichung von der Verschiebchse zu der endgültigen Brückenachse ermittelte sich dabei im Bereich der Pfeiler mit + 4,00 m zum Außenradius hin. Zur Reduzierung der Exzentrizitäten auf den Pfeilern wurden Querverschubbahnen von - 1,00 m bis + 2,50 m vorgesehen (Abb. 8 und 9). Zudem wurde das elastische Verformungsvermögen der Stahlkonstruk-

tion mit 0,50 m berücksichtigt. Auf dem Vormontageplatz hinter dem Widerlager A90 wurden jeweils 2 Schüsse (ca. 60 m) vormontiert, verschweißt sowie die Baustellennähte mit dem Korrosionsschutz versehen. Anschließend wurde die Brückenkonstruktion um einen Takt, ca. 60 m längerverschoben. Dazu wurden am Brückende zwei hydraulische Litzenheber installiert, die am Widerlager verankert waren. Nach 13 Verschiebetakten hatte die Brücke ihre endgültige Lage erreicht. Für jeden Takt waren 2 Wochen erforderlich. Wurde der 1. Verschiebung am 2. September 1999 vorgenommen, so konnte bereits am 1. März 2000 das Widerlager A0 erreicht werden.

6.2 Vorbausehnel

Aufgrund der vorliegenden Stützweitenverhältnisse von 55 m (1. Feld) und 85 m (maximale Stützweite) wurde die Länge des Vorbausehnel mit 30 m gewählt. Der maßgebende Einschubzustand ermittelte eine maximale Durchbiegung an der Sehnelspitze von 2,10 m. Als Lösung wurde der Vorbausehnel mit einer Vor-



Abb. 10: Vorbau schnabel

überhöhung von 1,00 m gefertigt. Eine zweistufige Hebevorrichtung an der Schnabelspitze konnte die fehlende Höhe von 1,20 m überbrücken. Mit dieser Konzeption war es möglich, bei den kleineren Feldweiten auf ein Anheben zu verzichten (Abb.10). Lediglich bei den 85 m Feldern war die 2. Stufe der Hebevorrichtung erforderlich. Dabei zeigte sich auch, dass die berechneten Verformungen nur zu 90 % erreicht wurden.

6.3 Verschlusslager

Die besonderen Anforderungen während des Einschubens führten zu einer Neuentwicklung der Verschlusslager. Dabei waren folgende Kenngrößen zu berücksichtigen:

- kontinuierliche Einleitung der vertikalen Verschlusslagerkraft (max. $V = 5.500 \text{ kN}$) in den Überbau; die Lasteinleitungslänge wurde in Abhängigkeit einer wirtschaftlichen Stegdicke mit 2,50 m festgelegt;
- grosser Verdrehwinkel (vertikal) beim Auflaufen des Vorbau schnabels;
- Verschlussmöglichkeit quer zur Brückenachse;
- stetig sich ändernder Winkel (horizontal) zwischen Brückenachse und Pfeilerachse;
- beim Querverschluss kontinuierlich mitzuführende Horizontallastabtragung;
- aktive Horizontalführung bei den verbreiterten Pfeilerquerschnitten;
- Kontrollmöglichkeiten zur Überwachung der richtigen Lage der Brücke während des Verschlusses;
- möglichst geringe Bauhöhe zur Vermeidung von aufwendigen Abstellvorgängen zwischen Verschlusshöhe und endgültiger Bauwerkshöhe.

Bei der Talbrücke Schwarza kam folgende Konzeption zur Ausführung. Die Verschlusslager für den Längsverschluss wurden als Wippen (Abb. 8) ausgebildet. Die Steifigkeit der Wippen wurde mit dem Überbau so abgestimmt, dass im Zusammenhang mit der Anordnung einer Lage bewehrter Elastomere auf den Wippen die kontinuierliche Lasteinleitung über die Länge von 2,50 m gewährleistet werden konnte. Das Verschlussmedium bestand aus der Paarung Edelstahl und Teflon (PTFE). Die Horizontalführung war direkt am Verschlusslager befestigt. Die beiden Verschlusslager je Pfeiler waren über eine Bolzenverbindung miteinander verbunden, die die vorhandenen Horizontallasten überliegend angeordnete Pressen an die Pfeiler abgeben konnte. Unterhalb der Wippen wurde eine Querverschlussbahn vorgesehen. An den Pfeilern 20 bis 50 wurde die Querverschlussbahn durch angehängte Konsolen verlängert. Die Lagersockel wurden nachträglich hergestellt. So konnte der Überbau lediglich 150 mm überhöht eingeschoben werden. Ein Abstellplan konnte daher entfallen.

6.4 Messprogramm

Gemäß den Vorgaben der ZTV-K sind insbesondere in Brückenquerrichtung enge Toleranzen für den Rohbau vorgesehen. So ist lediglich eine Abweichung des Quergefälles von 0,2 % zulässig. Dieses Toleranzband ist bei Verbundbrücken die Summe der Toleranzen von Stahlbau und Massivbau. Eine absolute Herausforderung für den Stahlbau insbesondere bei einzelligem Querschnitt.

Beim Einschub der Talbrücke Schwarza mussten zudem die sich ständig ändernde Lage der bereits eingeschobenen Konstruktion für die neu anzubauenden Schüsse



Abb. 11: Konstruktion des Schalwagens

aufgenommen und in die Messprotokolle eingearbeitet werden. Dabei waren nicht nur die Lagekoordinaten x und y zu überprüfen. Aufgrund der 4 % geneigten Querverschlussbahnen ergaben sich neue Höhenpunkte für die Brückenkonstruktion in den Pfeilerpunkten. Während des Verschlusses wurde die Brücke horizontal an den Pfeilern über Pressen schwimmend gelagert. Die Kontrolle der richtigen Lage konnte somit sowohl kraft- als auch weggesteuert erfolgen.

Nach Abschluss der Stahlbauarbeiten wurden die Kalottenlager eingebaut und mit dem Überbau verbunden. Ein Aufmaß der Oberkante Stahlkonstruktion bildete die Grundlage für die Fahrbahnplattenherstellung.

7 Verbundplattenherstellung

7.1 Herstellung

Die Herstellung der Verbundplatte erfolgte nach dem Pilgerschrittverfahren. So wurden, beginnend beim Widerlager A0, die ersten beiden Feldbereiche betoniert. Anschließend wurde der Stützbereich A10 geschlossen. Nach Fertigstellung des dritten Feldes wurde der zweite Stützbereich hergestellt u.s.w. Die einzelnen Betonierabschnitte hatten im Feld eine Länge von 15 m. Über den Stützen wurde die Betonierlänge auf 30 m verdoppelt. Insgesamt waren 48 Betoniertakte herzustellen. Es kamen 3 Schalwagen zum Einsatz. Je Takt und Schalwagen wurden ca. 4 bis 6 Arbeitstage benötigt. Wurde Mitte April der erste Abschnitt hergestellt, so konnte termingerecht zum 1. September die Brücke für den Baustellenverkehr freigegeben werden. Bis Ende Juni 2002 diente die Brücke umfangreichen Massentransporten. Seit Juli laufen die Ausbauarbeiten. Die Verkehrsfreigabe ist für Ende des Jahres 2002 vorgesehen.

7.2 Schalwagen

Ein neuer Weg wurde beim Konzept für den Schalwagen gewählt. Werden üblicherweise die Schalwagen über „Stühlchen“ auf dem Obergurt verfahren, so wurden bei der Talbrücke Schwarza an den äußeren Längsträgern hängende Schalwagen (Abb. 11) entwickelt. Die Trag-



Abb. 12: Schalwagen

konstruktion befindet sich dabei komplett unterhalb der Verbundplatte. Dies hatte gleich mehrer Vorteile sowohl für die Herstellung als auch die Qualität der Verbundplatte. So störten weder Schalwagenkonstruktion noch Schalungsabhängungen beim Bewehren wie auch beim Betonieren der Platte die Arbeiten. Der erforderliche Hochbaukran konnte sich frei bewegen, was sich insbesondere beim Nachholen der Stützenquerschnitte als vorteilhaft erwies. Für den Bauherrn wurde zugleich eine hohe Ausführungsqualität der Platte erreicht, ohne Durchdringungen von Abhängungen oder Stühlchen (Abb. 12). Durch die 30 m langen Stützabschnitte werden zugleich Betonierfugen im Zugbereich der Platte vermieden. Aufwendige Verankerungselemente oder Stützkonstruktionen für die Schalwägen waren nicht erforderlich. Lediglich eine frühzeitige, konstruktive Zusammenarbeit der Baupartner Stahlbau und Massivbau war erforderlich, um die Belange des Schalwagens bei der Stahlkonstruktion zu berücksichtigen. So waren lediglich die konstruktive Gestaltung der Längsträgerknotenbleche, der Untergurtüberstand und die Abmessungen von Diagonalen und Zugband abzustimmen und zu berücksichtigen. Durch geringe Umbauten konnten weiterhin die Schalwägen für das Herstellen der Kappen verwendet werden. Ebenso erfolgte ein Großteil der äußeren, letzten Deckbeschichtung von der Arbeitsebene der Schalwägen aus.

8 Zusammenfassung

Die Talbrücke Schwarza ist ein herausragendes Beispiel für die auch noch heute innovative Brückenbaukultur. Durch den neuentwickelten einzelligen Stahlverbundquerschnitt werden gestalterisch anspruchsvolle Bauwerke möglich, die sich mit der Schlankheit von Pfeiler und Überbau harmonisch in das Landschaftsbild einfügen und einen geringen Landschaftsraum in Anspruch nehmen (Abb. 13). Gleichzeitig werden wirtschaftlich günstige Bauwerke insbesondere bei hohen Talbrücken errichtet, die zusätzlich eine lange Lebensdauer garantieren.

Die Talbrücke Schwarza ist zudem ein Beispiel, wie auch in der heutigen Zeit unter der konstruktiven Zusammenarbeit von Bauherr, Prüfer und Bauüberwachung aber auch den Partnern Stahlbau und Massivbau qualitativ hochwertige Bauwerke in Rekordzeit hergestellt werden können.

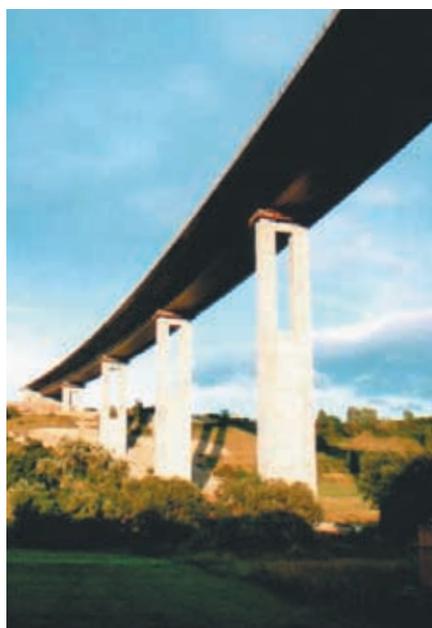


Abb. 13: Ansicht der fertiggestellten Brücke

Stahlbauten am Emssperrwerk

Dipl.-Ing. Wolf-Dietmar Starke

1 Zusammenfassung

Das Land Niedersachsen errichtet ein Sturmflutsperrwerk in der Ems vier Kilometer stromauf des Dollarts. Das Sperrwerk wird außerdem technisch für ein Anstauen der Ems bis oberhalb von Papenburg ausgerüstet, um die Überführung von Schiffen zwischen Papenburg und Emden bis zu einem Tiefgang von 8,5 m zu ermöglichen. Der Staufall erfordert besonders geringe Toleranzen in den Beton- und Stahlwasserbau-Bauteilen, um Sickerverluste im Bereich der Tornischen und Drempele zu minimieren. Zur Auffüllung der Staulamelle in der Ems erhält das Sperrwerk sechs Pumpen mit einer Gesamtleistung von 100 m³/s. Die Planungen für das Emssperrwerk wurden im März 1997 aufgenommen. Zum Beginn der Sturmflutzeit im Herbst 2002 soll das Sperrwerk betriebsbereit sein.

2 Zweck und Trägerschaft

Das Emssperrwerk wird als Mehrzweck-Wasserbauwerk für einen besseren Sturmflutschutz an der Unterems und für das Aufstauen des Tideflusses zur Überführung tiefergehender Schiffe 4 km stromauf des Dollarts bei Strom-km 32,2 zwischen den Ortschaften Gandersum am Nordufer und Nendorp am Südufer errichtet. Träger des Projektes und später auch von Betrieb und Unterhaltung ist der Niedersächsische Landesbetrieb für Wasserwirtschaft und Küstenschutz (NLWK). Das seit Anfang 1998 im NLWK tätige „Projektteam Emssperrwerk“ hat den Planungsauftrag für ein Sperrwerk in der Unterems im März 1997 erhalten.

3 Planungs- und Verfahrensgang

Am 21. März 1997 wurde das Vorhaben auf dem sogenannten Scopingtermin zum ersten Mal der Öffentlichkeit vorgestellt. Bis Anfang Mai konnte unter Einschaltung der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Außenstelle Küste, des Franzius-Instituts der TU Hannover, der Ingenieurbüros IMS

(Entwurfsgrundlagen, Konstruktion), IGB (Grundbau) und IBL (UVS) die Machbarkeitsstudie mit einem Kostenrahmen für das Bauwerk in Höhe von 353 Mio. DM der Landesregierung vorgelegt werden. Im Juli 97 erging deren Beschluss zur Durchführung eines Planfeststellungsverfahrens. Dies wurde dann im August bei der Bezirksregierung Weser-Ems beantragt. Wegen des hohen Zeitdrucks, der hinter der Umsetzung der Maßnahme liegt, erfolgte für die Durchführung der Bauleistung ein EU-weiter Wettbewerb (Präqualifikationsverfahren) mit nachfolgender Ausschreibung unter einem ausgewählten Bieterkreis. Im März 1998 wurde der Auftrag an die Arbeitsgemeinschaft bestehend aus den Firmen PHILLIP HOLZMANN (im April 2002 ausgeschieden), JOHANN BUNTE, GEBR. NEUMANN und ANTON MÜSING erteilt. Als dann der erwartete Planfeststellungsbeschluss am 14.08.1998 mit Anordnung der sofortigen Vollziehung für die Sturmflutfunktion des Bauwerks erging, folgte Mitte September der erste Rammschlag. Die Arbeiten liefen zügig an, wurden jedoch von einem durch das Verwaltungsgericht Oldenburg aufgrund von Eilanträgen erlassenen Baustopp unterbrochen. In der Folgezeit wurden einige vom Gericht aufgeworfene Fragen intensiv bearbeitet. Am 22.07.2000 hat die Bezirksregierung einen Planergänzungsbeschluss zusammen mit einer erneuten Anordnung des Sofortvollzugs nun für das gesamte Vorhaben (Sturmflutkehrung und Staufunktion) erlassen.

Drei der anerkannten Naturschutzverbände und eine Umweltstiftung bemühten auch die EU-Kommission mit dem Ziel, die Verwirklichung des Projekts zu verhindern. Die von dort eingeleiteten Prüfungen wurden jedoch für das Projekt positiv abgeschlossen.

Als am 26.10.2000 das VerwG Oldenburg die gegen den erneuten Sofortvollzug wieder eingegangenen Eilanträge zurückwies, konnten nach elfmonatiger Unterbrechung die Bauarbeiten endlich weitergeführt werden. Die gegen die Zurückweisung der Eilanträge erhobenen Be-

schwerden der Naturschutzverbände beim OVG Lüneburg wurden zugelassen, dann aber nach längerer Prüfung doch mit Beschlüssen dieses Gerichts vom 6.07.2000 zurückgewiesen. Im April/Mai 2001 hat das VerwG Oldenburg das Hauptverfahren durchgeführt und mit Beschluss die Klage des noch als einziger Kläger verbliebenen BUND abgewiesen. Dieser hat anschließend Berufung beim Oberverwaltungsgericht in Lüneburg beantragt, die im März 2002 vom OVG zugelassen wurde. Nun geht das Verfahren in die nächste Runde, die der BUND, gestützt vom WWF (kein anerkannter Naturschutzverband), bestreiten wird.

4 Wahl der Sperrwerksverschlüsse, von ersten Ideen bis zum Ausführungsvorschlag

Eine wichtige Randbedingung für das Sperrwerk war von Anbeginn, dass durch das Bauwerk keine Einschnürung der Ems erfolgt, die eine Veränderung der Tidedynamik bewirkt. Weiter ergab sich aus den Anforderungen der Schifffahrt an eine möglichst unbehinderte Passage für die Hauptschifffahrtsöffnung eine lichte Breite von 60 m und für die Binnenschifffahrtsöffnung (im Normalfall nur für emsaufwärts gerichteten Verkehr vorgesehen) eine von 50 m. Für den Fall, dass die Hauptschifffahrtsöffnung nicht nur kurzfristig gesperrt werden muss, ist die Binnenschifffahrtsöffnung durch Herausnehmen der Betriebsbrücke und des Tores für die Passage auch von Seeschiffen freizumachen.

Aus diesen Forderungen ergaben sich die in Tabelle 1 dargestellten Abmessungen der Sperrwerksöffnungen gem. Amtsentwurf:

Für die erste Präsentation des Sperrwerks in der Öffentlichkeit anlässlich des Scopingtermins am 21. März 1997 waren aufgrund der nur kurzen Planungsphase bis auf die Hauptschifffahrtsöffnung alle Sperrwerksverschlüsse als Hubtore vorgesehen.

Tabelle 1:
Verschlüsse des Ems-
sperrwerks nach
Ansprüchen der
Schifffahrt und ohne
Veränderung der Tide-
dynamik

	Sperrwerksöffnungen von Nord nach Süd				
	1. Neben- öffnung	Hauptschiff- fahrtsöffnung	Binnenschiff- fahrtsöffnung	2. Neben- öffnung	3. bis 6. Nebenöffnung
Verschlussart	Segmenttor	Versenkbares Drehsegment	Segmenttor	Segmenttor	Hubtore
Breite	50 m	60 m	50 m	50 m	4 x 50 m
Drempellage	NN - 7,0 m	NN - 9,0 m	NN - 7,0 m	NN - 7,0 m	NN - 5,0 m
OK-Tor	bei allen Toren NN \geq + 7,0 m				

Für die Hauptschifffahrtsöffnung erwies sich ein Segmentverschluss zwischen zwei Kreisscheiben, wie er im Themessperrwerk vor London mit guten Erfahrungen im Einsatz ist, als zweckmäßigste Lösung. Diese Torform kann in beide Richtungen Wasserstände kehren, ohne dabei das Lichtraumprofil für Seeschiffe mit großem Tiefgang und hohen Aufbauten in irgend einer Weise einzuschränken. Bei geöffnetem Sperrwerk liegt der Verschlusskörper in einer Drempelmulde. Stemmtore mit beidseitig kehrender Funktion bei 60 m Durchfahrtsbreite und Strömungsgeschwindigkeiten bis über 1,5 m/s und der hohen Sedimentfracht der Ems wurden verworfen, da sie keinen sicheren Sperrwerksbetrieb gewährleisten können.

Da die Hubtore bei einer Drempellage von NN - 7,0 m und einer Toroberkante von NN + 7,0 m eine Gesamthöhe von 14 m gehabt hätten und in der Binnenschifffahrtsöffnung die Torunterkante bei geöffnetem Sperrwerk für die passierenden Schiffe auf NN + 7,35 m liegen muss, hätte hier die Toroberkante in Offenstellung bis auf NN + 21,35 m gereicht. In den Nebenöffnungen mit Drempellagen von NN - 7,0 m läge die Tor-OK immer noch auf NN + 17,5 m und bei Drempellagen von NN - 5,0 m auf einer Höhe von NN + 15,5 m. Bedingt sind diese Höhenkoten dadurch, dass die Tore im geöffneten Zustand auch bei leicht erhöhten Tiden nicht eintauchen sollen und deshalb mit der Unterkante auf NN + 3,5 m liegen. Gegen solch hoch aufragende Torkonstruktionen formierte sich erheblicher Widerstand, sodass bei der weiteren Planung nach anderen Lösungen gesucht werden musste.

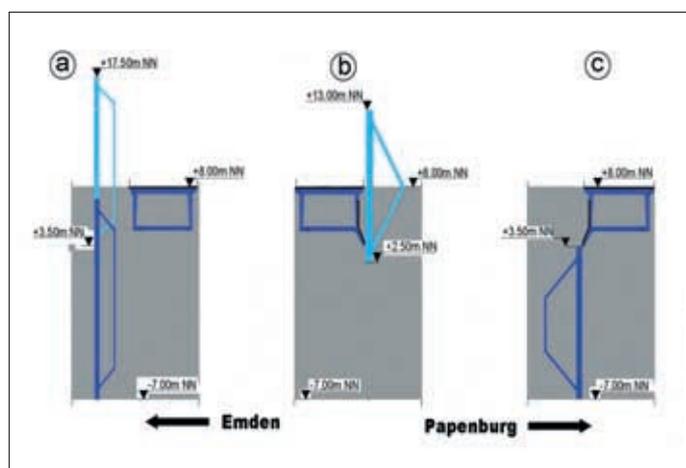
Für die Binnenschifffahrtsöffnung wie auch die Nebenöffnungen 1 und 2 wur-

den daher im nächsten Schritt Segmentverschlüsse mit einer Konstruktionsoberkante von NN + 13,0 m vorgesehen. Dabei konnte auch das Lichtraumprofil für die Binnenschiffahrt eingehalten werden. Während in der ersten Variante Betriebsbrücken und Hubtore mit deutlichem Abstand zueinander angeordnet und die Betriebsbrücken auf der Oberwasserseite der Tore vorgesehen waren (a), sollten nun im 2. Planungsschritt auf einer Seite der Betriebsbrücken deren Tragwerk mit einem Stauschild versehen werden. Dadurch kann die Bauhöhe der Hubtore verringert werden, da sie jetzt nur noch die Öffnung zwischen UK Brückenstauschild und Drempel verschließen müssen. Durch die Verringerung der Konstruktionshöhe wird der Eingriff in das Landschaftsbild minimiert (siehe Systemskizze). Dazu wurden jetzt die Betriebsbrücken auf der Unterwasserseite angeordnet (b). Bei dieser Anordnung ergab sich aber für die Brücken, dass bei Sturmfluten die Wellen unter die Brückenkonstruktion schlagen (Slamming-Effekt). Sie müssten entsprechend statisch bemessen und mit erheblichem Aufwand verankert werden. Diesem Effekt wurde

planerisch durch eine offene Fahrbahnkonstruktion mit schweren Rosten begegnet, wodurch die Einwirkung von Druckschlägen hätte erheblich abgemildert werden können. Aufgrund eines Sondervorschlags der beauftragten Bietergemeinschaft wurden letztlich die Betriebsbrücken auch im Interesse der Betriebssicherheit oberwasserseitig angeordnet (c). Die Bauleistungen für das Sperrwerk wurden aufgrund vorstehender Überlegungen mit den Hauptabmessungen und Verschlusskörpern entsprechend der Tabelle 2 ausgeschrieben. Danach verfügt das Sperrwerk über drei verschiedene Tortypen:

- Hauptschifffahrtsöffnung (HSÖ) mit vollversenkbarem Drehsegment in Anlehnung an die Verschlüsse des Themessperrwerks,
- Binnenschifffahrtsöffnung (BSÖ) sowie 2 Nebenöffnungen mit Drempellagen von NN - 7,0 m mit Segmenttoren mit hochliegenden Verschlusskörpern in Offenstellung,
- 5 Nebenöffnungen mit Hubtoren und Drempellagen auf NN - 5,0 m.

Abb. 1:
Hubtorentwicklung -
Nebenöffnungen 1
und 2 (Systemskizze)



Emssperrwerk			
Hauptabmessungen der Pfeiler, Öffnungen und Verschlusskörper Ausschreibungsgrundlage			
Pfeiler/Öffnung	Verschlusskörper	Breite [m]	Drempellage [m NN]
Randpfeiler Nord		7	
Nebenöffnung 1	Segment noch oben öffnend	50	- 7,00
Strompfeiler 1		9	
Seeschifffahrtsöffnung	Drehsegment voll absenkbar	60	- 9,00
Strompfeiler 2		10	
Binnenschifffahrtsöffnung	Segment noch oben öffnend	50	- 7,00
Strompfeiler 3		8	
Nebenöffnung 2	Segment noch oben öffnend	50	- 7,00
Strompfeiler 4, 5, 6, 7		7	
Nebenöffnung 3, 4, 5, 6	Hubtor	50	- 5,00
Randpfeiler Süd		7	

Tabelle 2: Abmessungen des Sperrwerks gemäß Ausschreibung

Infolge des nichtoffenen Ausschreibungsverfahrens mit öffentlichem Teilnahmewettbewerb wurde auf einen Sondervorschlag der ARGE EMSSPERRWERK der Zuschlag erteilt. Danach erhält das Sperrwerk nun die aus Abb. 1 ersichtlichen Abmessungen und Verschlüsse.

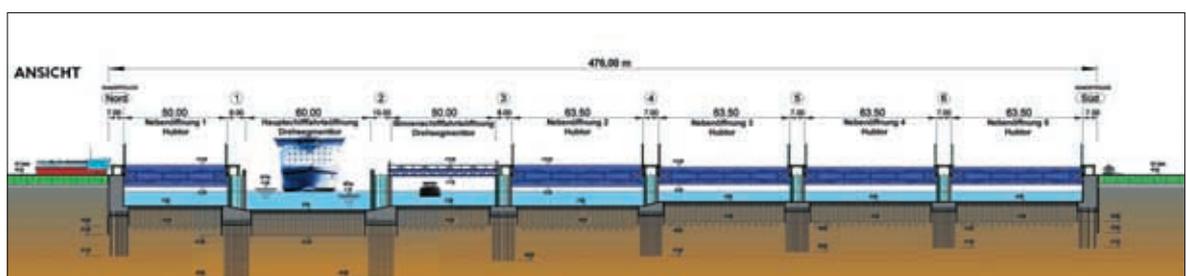
NN + 13,0 m zu kommen, hängen die Tore in Normalstellung mit ihrer UK auf NN + 2,5 m und werden bei erhöhten Tiden dem Wasserstand folgend um maximal 1 m angehoben. Die Betriebsbrücken sind insgesamt oberstromseitig der Tore angeordnet. Der Leistungsumfang der

5 Betriebsfälle des Emssperrwerks

Vier Betriebsfälle müssen mit dem Sperrwerk beherrscht werden:

1. Kehren einer Sturmflut, die höher als 2 m über mittlerem Tidehochwasser (MThw) aufläuft;

Abb. 2: Sperrwerksabmessungen und Verschlusskörper in der Ausführung



Zur Ausführung gelangen nur noch 7 Öffnungen mit Beibehaltung des Gesamtquerschnitts, da statt der zuvor 5 südlichen Nebenöffnungen mit jeweils 50 m Breite jetzt 4 Öffnungen mit Breiten von 63,5 m errichtet werden. Alle Nebenöffnungen erhalten Hubtore, für die Schiffsfahrtsöffnungen bleibt es bei den ausgeschriebenen Segmenttoren und Abmessungen nach Leistungsverzeichnis. Um bei den Nebenöffnungen mit Drempellagen auf NN - 7,0 m mit der OK der offenstehenden Hubtore nicht höher als

Gewerke Stahlbau, Maschinenbau, Elektrotechnik wird von der sog. Stahlbau-Arge mit den Firmen

- IAVIS, Aschaffenburg, für Brücken und Hubtore,
- HOLLANDIA, Krimpen in NL, für Drehsegment- und Segmenttor für HSÖ und BSÖ sowie Pumpen,
- ROLF JANSSEN, Aurich, für Energieversorgung, Steuerungs- und Leittechnik als Subunternehmer der ARGE EMSSPERRWERK erbracht.

2. Anstauen der Ems zur Überführung von Schiffen bis zu einem Tiefgang von 8,5 m (bisher konnten nur Schiffe mit einem Tiefgang bis 7,3 m die Ems befahren);
3. Entleerung des aufgefüllten Emstau-raums mit dem Ziel, nach 3 Stunden einen Wasserspiegelausgleich am Sperrwerk zu erhalten, um die Schiffs-fahrt wieder freizugeben;
4. Entlastung der Wasserstände im Dollart bei schwersten Orkanfluten (≥ 4.000 jährliches Ereignis) durch Wasserab-schlag aus dem Dollart in die Unterems.

6 Zu den Sperrwerksverschlüssen

6.1 Drehsegmenttor in der Hauptschiffahrtsöffnung

Der voll versenkbare Drehverschluss in der Hauptschiffahrtsöffnung (HSÖ) ist statisch ein Drei-Gelenk-Rahmen, der aus fünf Bauteilen besteht:

- Drehgelenk mit Nabe im Stropfweiler 1
- Seitenscheibe in einer Betonaussparung im Stropfweiler 1
- Verschlusskörper (Segment) auf den Seitenscheiben
- Seitenscheibe in einer Betonaussparung im Stropfweiler 2
- Drehgelenk mit Nabe im Stropfweiler 2.

Hydraulikzylinder an beiden Pfeilern drehen das Tor und halten es in den verschiedenen Betriebsstellungen. Redundant ausgelegt, kann das Tor auch mit einem Zylinder betrieben werden. Die Zylinder liegen zwischen den Seitenscheiben und Pfeilern geschützt in Betonnischen. Die Zylinderkräfte werden exzentrisch in die Scheiben geleitet.

Hauptabmessungen des Drehsegmenttors in der HSÖ			
2 Seitenscheiben mit jeweils		Verschlusskörper (VSK)	
Durchmesser	24,0 m	Länge	60,0 m
Dicke	1,5 m	Höhe des Kreisabschnittes	3,9 m
Höhe des Kreisabschnittes	18,5 m	Breite des Kreisabschnittes	17,7 m
Gewicht	222,0 t	Gewicht	857,0 t
fester Ballast	48,0 t	Wasserballast	2.400,0 t
Wasserballast	240,0 t	Auftriebsvolumen	750,0 t

Tabelle 3

Die gekrümmte Seite des VSK übernimmt die Sturmflutkehrung, die flache Rückwand ist beim Aufstau der Ems dem höheren Binnenwasserstand ausgesetzt. Zwischen dem konkaven Staublech und der Betonmulde, in dem der VSK in seiner Offenstellung liegt, befindet sich ein freier Bewegungsspalt von 25 cm.

Für das Drehsegmenttor sind drei Haupt- und drei Nebenstellungen vorgesehen (vgl. Tabelle 4).

Torstellung	Drehwinkel	Bemerkung
Offen	0°	normal, VSK liegt in der Drempe mulde
Sturmflut	84,18°	hoher Wasserdruck auf dem gekrümmten Staublech mit günstiger Lastaufnahme
Aufstau der Ems	64,24°	Stauwasserstand belastet ebene Rückwand, durch ein niedriges T _{nw} entsteht eine hohe Belastung
Zwischen	114,19°	Totpunkt des Hydraulikzylinders
Revision	180°	VSK begehbar, Wartung möglich
Montage	210°	Wartung der Dichtungen

Tabelle 4: Betriebsstellungen des HSÖ-Verschlusses

Der VSK wird durch seinen Wasserballast und die Auftriebskörper so getrimmt, dass jede Betriebsstellung sicher beherrscht werden kann und die Zylinder höher auf Zug als auf Druck belastet werden. Die Wasserballastzelle (Inhalt = 2400 m³) ist mittig im Torkörper angeordnet; die Auftriebskörper befinden sich in den Randzonen.

Für die Sturmflutkehrung und den Aufstau der Ems kann das Tor mit dieser Ballastierung und den Zylinderkräften

problemlos gefahren und gehalten werden. Die maximalen Zylinderkräfte betragen 9.500 kN auf Zug und 5.300 kN auf Druck. In die Nabe des Drehlagers wird im ungünstigsten Fall rechnerisch eine resultierende Kraft von 35.000 kN eingetragen. Für Revisionszwecke muss der VSK in die Kopfposition gedreht werden. Um den Bewegungsvorgang einzuleiten und zusätzlich zu stabilisieren, werden zuerst die Ballasträume in den Seitenscheiben mit je 480 m³ Reinwasser gefüllt. Anschließend wird mit Pumpen in der Seitenscheibe 1 der Ballastraum des VSK entleert und das Wasser in ein Auffangbecken auf dem Betriebsanleger an der Gandersumer Seite gepumpt. Das Abpumpen ist so zu steu-

ern, dass bei auflaufendem Wasser und einem Drehwinkel von etwa 80° der Ballastraum leer ist, und der Totpunkt des Zylinders durch den erzeugten Auftrieb bei weiter steigendem Wasserspiegel gut überschritten werden kann.

(Das Emswasser ist salzhaltig und in hohem Grade mit Schwebstoffen beladen, zur Befüllung der Ballasträume wird deshalb Reinwasser verwendet. Da es nicht möglich ist, die erforderliche Ballastwassermenge von 2.400 m³ aus dem Trinkwasserversorgungsnetz in ausreichend kurzer Zeit zur Verfügung zu stellen, wird das Frischwasser (Erstbefüllung mit Wasser aus dem IJsselmeer) im Kreislauf zwischen Tor und Auffangbecken hin und her gepumpt. Dieses Konzept wurde gewählt, um Inspektionen an dem VSK im Interesse der Schifffahrt auf eine Dauer von 24 Stunden zu begrenzen und gleichzeitig die Ressource Trinkwasser zu schonen.)

Während einer Sturmflutkehrung wird der Spalt zwischen VSK und Drempe mulde frei durchspült. Das ist günstig für die Räumung von Sedimenten, und die hier durchströmenden Wassermengen können schadlos in der Ems aufgenommen werden.

Während des Aufstaus der Ems werden Wasserverluste durch eine Längsdichtung in der Drempe mulde und Radialdichtungen in den kreisförmigen Aussparungen der Pfeiler wirksam vermieden. In seiner normalen Lage im Drempe, verhindern 2 Längsdichtungen an den Rändern des VSK zusammen mit den Radialdichtungen das Eindringen und Sedimentieren von Schlick in den Spaltraum der Drempe mulde. Bei Bewegungsvorgängen müssen die von den Dichtungen ausgehenden Reibungskräfte überwunden werden.

6.2 Hubtore in den Nebenöffnungen

Alle fünf Nebenöffnungen werden mit Hubtoren ausgerüstet. Hubtore und Betriebsbrücken kehren gemeinsam alle höher als 2 m über MThw auflaufende Sturmfluten. Der seeseitige Hauptträger der Betriebsbrücke wird deshalb als Vollwandträger ausgebildet und erhält unten eine Schürze, um Bewegungen des Tores zu ermöglichen. Auf der Höhenkote NN + 3,50 m, gleichzeitig UK Brücke und OK Hubtor, ist diese Staulinie durch einen Bewegungsspalt unterbrochen. Neben den statischen Belastungen aus den Hauptaufgaben Sturmflutkehrung und Aufstau der Ems ist das Tor erheblichen dynamischen Lastangriffen ausgesetzt, die durch Seegang und hohe Strömungsgeschwindigkeiten bei Staurationentleerung und Sturmflutentlastung hervorgerufen werden. Je nach Öffnungshöhe und Wasserspiegelunterschied treten bei Staurationentleerung und Sturmflutentlastung Strömungsgeschwindigkeiten von bis zu 8,4 m/s unter den Tor-schneiden auf.

Bei der Sturmflutentlastung müssen rd. 10 Mio m³ in 2 Stunden aus dem Dollart in die Ems abgeschlagen werden, um durch das geschlossene Sperrwerk im Dollart höher auflaufende Wasserstände ggf. auf die Niederländische Bemessungssturmflut zu begrenzen. Während Schiffsüberführungen zweimal pro Jahr erwartet werden, ist nach der Statistik die Sturmflutentlastung vom Dollart in die Unterems nur einmal in 4000 Jahren zu erwarten.

Die Haupttragkonstruktion des Hubtores ist während einer Sturmflutkehrung dem vollen Angriff der reflektierenden Welle ausgesetzt. Erkenntnisse der Offshore-technik wurden zur Dimensionierung herangezogen.

Die Hubtore werden an jeder Seite durch Hydraulikzylinder bewegt und gehalten und seitlich in engen Betonnischen geführt. Die Zylinder sind an den Hubtorböcken kardanisch aufgehängt, in Ruhelage, das heißt Offenstellung, wird das Tor auf einen Riegel gesetzt und so die Hydraulik entlastet. Jedem Zylinder ist eine Antriebsstation zugeordnet und redundant ausgelegt. Bei Störungen wird die Station des Nachbartores zugeschaltet. Die Torstellungen und die Gleichlaufsteuerung der Bewegung in den Nischen wird durch das Wegemesssystem CIMS überwacht.

Systemlänge	64,20 m
Systemhöhe	7,1515 m
Lichte Öffnungsbreite	63,50 m
Torhöhe	10,50 m
Torgewicht	480 t
Dicke der Stauwand	14 mm
max. Abmessungen der Fachwerkkrohe	1.067 x 40 mm

Tabelle 5:
Hauptabmessungen
des Hubtores in
der NÖ 2

6.3 Hubtornischen, horizontale Torauflagerung

Die geringen Pfeilerbreiten und die vielen Hohlräume und Aussparungen in den Pfeilern, für Pumpen, Brückenaufleger und Anlagentechnik haben zu sehr engen Nischen von B/T = 130/65 cm geführt. Die hohen Beanspruchungen aus den Lastfallkombinationen in den verschiedensten Torstellungen bei Sturmflutkehrung und Aufstau der Ems führen zu sehr unterschiedlichen horizontalen Belastungen in der Nische. Eisdruck auf das eintauchende Tor führt zu hohen Pressungen infolge Verkantung. Um alle Lastfälle beherrschen zu können, wurden die Nischen um 1,0 m durch einen Stahlaufbau mit einer aufwendigen Verankerung im Beton erhöht.

In den Nischen wurden wegen ihrer Enge Linienauflagerungen gewählt. Als Gleit- und Dichtleiste kommt das Material UHMW-PE (Solidur) zur Ausführung (B/D = 320/155 mm).

6.4 Sohlschneiden

Durch die unterschiedlichen Aufgaben, Sperren und Stauen und damit verbundene Entlastungsvorgänge werden die Schneiden der Tore in beiden Richtungen unterströmt und hohen Geschwindigkeiten und Strömungsdrücken ausgesetzt.

Nach Untersuchungen des Franzius-Institutes der Uni Hannover am physikalischen Modell und unter Einschaltung von Dr. Richter vom Institut für Hydromechanik der Uni Karlsruhe wurde die Schneidenform festgelegt und nachgewiesen, dass ein schädliches Schwingen der Tore nicht auftreten wird.

Offshore-Windenergie – eine neue Herausforderung für den Stahlbau

Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann, Dipl.-Ing. Patric Kleineidam

1 Situation der Windenergie

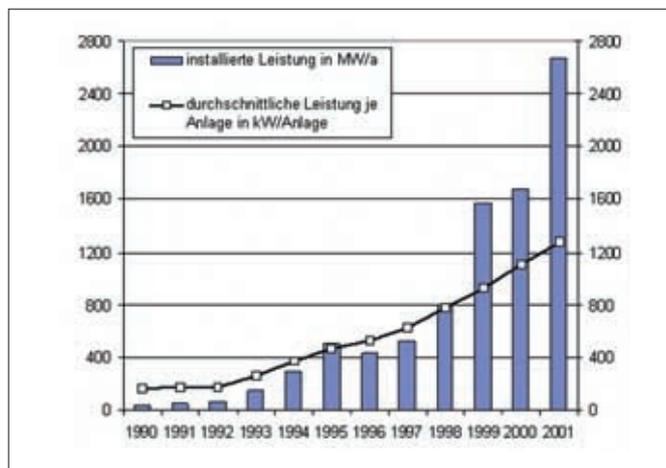
Deutschland ist Weltmeister in der Erzeugung von Strom aus Wind. Im Jahre 2002 wurde die Marke von 10.000 MW installierter Leistung überschritten, davon wurden mehr als 2.600 MW allein im Jahr 2001 installiert, siehe Abb. 1. Insgesamt drehen sich in Deutschland etwa 12.000 Windenergieanlagen (WEA) mit sehr unterschiedlichen Nennleistungen. Sie werden im Jahr 2002 knapp 4 % des deutschen Strombedarfs erzeugen, wobei der Anteil in den Küstenländern bis zu 25 % (Schleswig-Holstein) beträgt.

Die Geschichte der Stromerzeugung aus Wind ist jung und niemand hat sich die in den letzten 15 Jahren vollzogene Entwicklung jemals vorstellen können. So hat auch die Bauindustrie bis in die späten 90er Jahre diesen Markt noch nicht richtig ernst genommen. Noch vor 10 Jahren betrug die durchschnittliche Leistung der Windenergieanlagen (WEA) nur etwa 250 kW (vgl. Abb. 1). Das sind lediglich 10 Prozent der Leistung der größten Anlagen, die heute auf deutschen Standorten gebaut werden.

Der stürmische Aufschwung der Windenergie-Nutzung in den letzten Jahren ist vor allem eine Folge des seit 1991 geltenden Stromeinspeisegesetzes (heute EEG). Dieses verpflichtet die Energiekonzerne dazu, den aus Windenergie erzeugten Strom in ihre Versorgungsnetze einzuspeisen und mit derzeit 9,1 Cent/kWh zu vergüten. Dem Beispiel dieser gesetzlichen Regelung folgen inzwischen viele andere Länder – wie Frankreich, Griechenland oder Brasilien.

Die Pläne für die Zukunft sind gewaltig. In Nord- und Ostsee sollen in den kommenden Jahrzehnten gigantische Windparks entstehen, deren gesamte installierte Leistung nach Schätzungen des Deutschen Windenergie-Instituts (DEWI) bis zu 25.000 MW betragen soll [1]. Die Größe der einzelnen Anlage muss dabei 3 bis 5 MW erreichen, um die Investitionen für die baulichen Maßnahmen in ca.

Abb. 1: Entwicklung der installierten Leistung pro Jahr und der durchschnittlichen Leistung pro Anlage in Deutschland, Quelle: DEWI [5]



30 m Wassertiefe und den Netzanschluss weit vor der Küste außerhalb der 12-See-meilen-Zone – der sogenannten Ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) – rentabel zu machen. Beim Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrografie (BSH) in Hamburg liegen Anträge von Projektierern mit einer Gesamtleistung von 60.000 MW vor. An welchen Standorten die Errichtung von Windenergie-Anlagen genehmigt wird, wird die Zukunft zeigen. Für die Pilotphase im bisher einzigen genehmigten Windpark „Borkum West“ sollen 45 km nördlich von Borkum im Jahre 2004 zunächst 12 Rotoren aufgestellt und über ein Seekabel an das Stromnetz in Niedersachsen angeschlossen werden.

Erfahrungen beim Bau von Offshore-Windparks liegen bisher lediglich in geringem Umfang in Dänemark, Schweden, Großbritannien und den Niederlanden vor. Diese Standorte liegen jedoch alle küstennah und in Wassertiefen von höchstens 10 m. Der Bau des ersten größeren Windparks „Horns Rev“ in der Nordsee, 14 km vor der dänischen Westküste in bis zu 15 m tiefem Wasser, hat im April 2002 begonnen. Hier werden mit sogenannten Monopile-Gründungen 80 Anlagen mit je 2 MW Nennleistung errichtet.

2 Entwicklung der Tragstruktur

Als Tragturm für WEA auf dem Festland hatte sich bis zum Erreichen der Mega-

wattklasse überwiegend der stählerne Vollwandturm durchgesetzt. Diese Bauweise, verbunden mit einem massiven Fundamentkörper als Flach- oder Tiefgründung, stellte fast 10 Jahre lang das Optimum an Sicherheit und Wirtschaftlichkeit dar. Nur vorübergehend bei vergleichsweise kleinen Anlagen mit Turmhöhen bis etwa 40 m kamen ein- bis zweiteilige vorgespannte Schleuderbetonmaste mit sofortigem Verbund zum Einsatz. Das Vordringen in die Megawattklasse bedingte für den Tragturm immer höhere Lasten und größere Höhen. Zu beachten sind dabei insbesondere die Anforderungen an die Eigendynamik der Turmkonstruktion, die auf die sich drehenden Rotorblätter in Bezug auf die Eigenfrequenz abgestimmt sein muss. Eine statistische Auswertung von 68 Windenergieanlagen der Megawattklasse (s. Abb. 3) ergab, dass das auf Nabenhöhe und Nennleistung bezogene Turmgewicht bei Stahlrohtürmen etwa bei 1 t/m/MW liegt. Dabei nimmt das bezogene Gewicht mit zunehmender Leistung geringfügig ab. Der Stahlturm einer 2 MW-Anlage mit 100 m Nabenhöhe wiegt also um 200 t.

Der stählerne Vollwandturm stößt bei größeren Abmessungen an seine Grenzen, weil die Turmsegmente am Turmfuß größere Durchmesser haben müssen als üblicherweise auf unseren Straßen transportiert werden können. Die lichte Durchfahrthöhe der Straßenbrücken von 4,50 m setzt die Grenzen. Für die großen Anlagen



Abb. 2:
Windpark Utgrunden

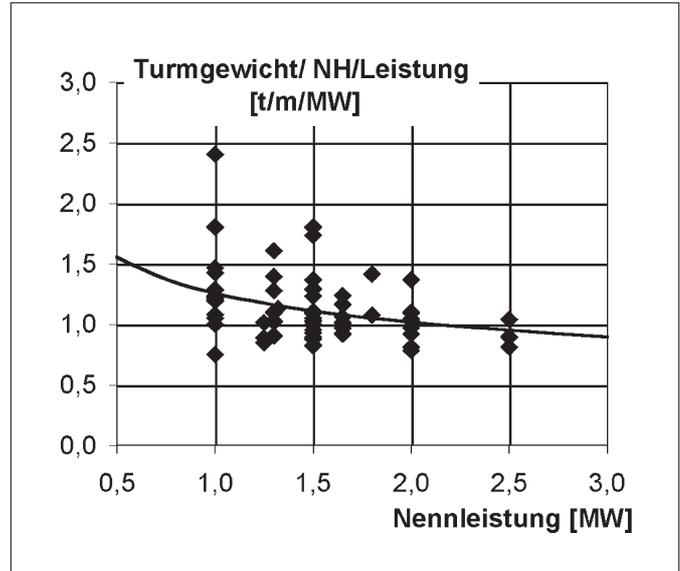


Abb. 3: Bezogene Gewichte der Stahlrohtürme von 68 Windenergieanlagen der MW-Klasse; Datenquelle: Windkraftanlagenmarkt 2002

wurden daher alternative Turmkonzepte gesucht. Der Stahlbau hat den Gittermast für die WEA wiederentdeckt. Die höchsten zurzeit in Deutschland aufgestellten WEA-Türme sind in dieser Bauweise ausgeführt worden. Der Massivbau hatte schon für den 1991 in Wilhelmshaven erbauten Aeolus II mit 3 MW Nennleistung einen 92 m hohen Spannbetonturm gestellt. Dieser wurde mit Gleitschalung gebaut. In jüngerer Zeit sind sogenannte Hybridtürme entstanden, deren wesentlicher Teil aus Spannbeton besteht, auf den ein oberer Teil mit ca. 10 m Länge aus Stahl aufgesetzt wird. Bei den Spannbetontürmen konkurrieren zwei stetig weiterentwickelte Bauverfahren. Zum einen werden Türme in Ortbeton mit ausgefeilter Kletterschalungstechnik ausgeführt und zum anderen Türme mit Betonfertigteilstegmenen, die nachträglich mit Spanngliedern verspannt werden. Die jüngste Entwicklung sind Spannbetontürme mit externer Vorspannung auf der Turminnen-seite (Abb. 3).

Windenergieanlagen auf dem Festland sind im Sinne der deutschen Bauordnung bauliche Anlagen. Für die baustatischen Nachweise und die Genehmigung gelten daher die bekannten Grundsätze. Die aktuelle Richtlinie für WEA im Bereich der deutschen Bauaufsicht ist die „Richtlinie für Windkraftanlagen – Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung“ des DIBt [2]. Diese Richtlinie wird zurzeit überarbeitet und

dabei an den technischen Entwicklungsstand und an die europäische Normung IEC 61400-1 [4] angepasst. Der Erstverfasser ist als Mitglied des Richtlinienausschusses an der Weiterentwicklung der Richtlinie maßgeblich beteiligt. Die Besonderheit bei WEA gegenüber sonstigen baulichen Anlagen besteht darin, dass die Beanspruchungen der Tragstruktur für jeden Anlagentyp individuell mit Hilfe von Simulationsrechnungen ermittelt werden. Die Prüfung dieser Lastberechnungen und der Sicherheit des maschinentechnischen Teils erfolgt durch Sachverständige. WEA werden in großen Stückzahlen hergestellt. Die Hersteller nutzen daher die Möglichkeit, über Typengenehmigungen bei der oberen Bauaufsicht den Genehmigungsakt am einzelnen Standort zu vereinfachen.

Für Offshore-WEA in der Ausschließlichen Wirtschaftszone liegt die Geneh-

migung im Zuständigkeitsbereich des BSH. Das technische Regelwerk, das diesen Genehmigungen insbesondere hinsichtlich der Standsicherheit zugrunde gelegt werden wird, ist noch in der Entstehung. Es ist zu erwarten, dass grundlegende Daten zur Ermittlung der Einwirkungen auf die Konstruktion projektbezogen durch die Beteiligten festzulegen sind. Diese Festlegungen betreffen zusätzlich zu den bereits erwähnten Einwirkungen aus der Maschine auch die Einwirkungen aus dem Seegang und die Bodenverhältnisse. Die endgültige Dimensionierung der Tragstrukturen ist daher ohne Kenntnis der standortbezogenen Daten nicht durchführbar.

Im Offshorebereich gilt die Beschränkung des Durchmessers für den stählernen Vollwandturm nicht, wenn die Produktion dieser Konstruktionen direkt an Küsten-

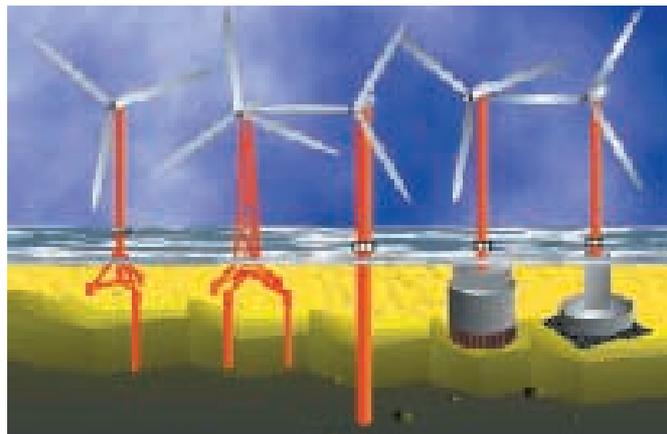


Abb. 4:
Gründungskonzepte für Offshore-WEA
© GIGAWIND

standorten stattfindet. Die wirtschaftlichste Konstruktion für Offshore-WEA ist noch nicht gefunden, mögliche Fundamentkonzepte sind in Abb. 4 dargestellt. Die zuletzt gebauten Offshore-Windparks weisen überwiegend Monopile- (Abb. 4 Mitte) in einem Fall auch Schwerkraftgründungen (Abb. 4 rechts) auf; siehe auch [11]. Es ist jedoch schon absehbar, dass es nicht nur eine Konstruktionsvariante geben wird. Zu unterschiedlich sind die Randbedingungen wie Anlagengröße, Wassertiefe, Bodenverhältnisse und Standort (Nord- oder Ostsee), um nur einige der maßgebenden Parameter zu nennen (s. auch [12]). Diesem Themenkreis widmet sich ein Forschungsprojekt des Bundeswirtschaftsministeriums, an dem vier Institute in der Arbeitsgruppe GIGAWIND an der Universität Hannover arbeiten.

3 Anforderungen an Offshore-Tragstrukturen

3.1 Allgemeines

Türme von Windenergieanlagen sind die Tragkonstruktionen der Maschinen, bestehend aus Rotor, Generator und weiteren Komponenten. Die Aufgabe des Turmes ist es, sämtliche Reaktionskräfte der Maschine aufzunehmen und weiterzuleiten. Die Dominanz der Maschine führt dazu, dass die Beanspruchungen von Türmen von Windenergieanlagen sich deutlich von denen anderer Türme, z. B. bei Schornsteinen und Antennen, unterscheiden. Es treten sehr hohe dynamische Beanspruchungen mit Lastwechselzahlen von über 109 auf, die jenseits des üblichen Erfahrungsbereiches liegen. Bauteile mit Lastwechselzahlen in dieser Größenordnung entziehen sich auch weitgehend der experimentellen Erforschung im Labor. Zusätzlich führen bestimmte konstruktive Anforderungen an die Schlankheit und die erforderlichen Öffnungen zu Weiterentwicklungen bei bestimmten Trag sicherheitsnachweisen.

Bei dem in diesem Jahr errichteten Offshore-Windpark „Horns Rev“ ähnelt der Tragwerksentwurf noch sehr stark dem von Onshore-WEA. Der wesentliche Unterschied besteht in der Gründung, die aus einem gerammten Monopile-Rohrstück von etwa 4 m Durchmesser und 50 m

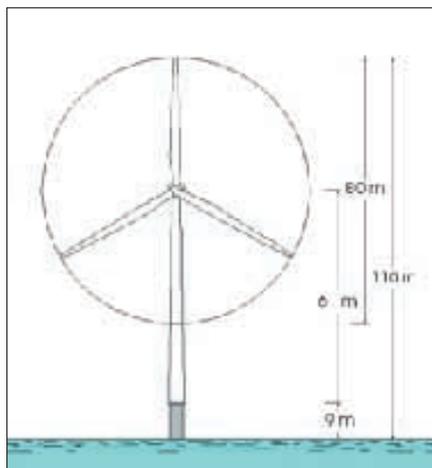


Abb. 5: Abmessungen der WEA im Dänischen Horns Rev, www.hornsrev.dk

Wanddicke besteht, und in dem anschließenden Übergangsstück, das mit einer sogenannten „Grouted joint“-Verbindung mit dem gerammten Rohr verbunden wird. Dabei handelt es sich um eine spezielle Verbindung zweier Stahlrohre, die mit definierter Fuge ineinander gesteckt werden und deren Zwischenraum mit Feinbeton bzw. Mörtel verfüllt wird. Der restliche Turm wird traditionell mit zwei Rohrsegmenten aufgebaut, die mit Ringflanschverbindungen verschraubt werden.

Es liegt auf der Hand, dass für die Montage der Tragstrukturen besondere Montageschiffe und Hubinseln zum Einsatz kommen. Die widrigen Bedingungen auf der „maritimen Baustelle“ stellen darüber hinaus besondere Anforderungen an die Arbeitssicherheit und Logistik.

Im Folgenden werden einige besondere Aspekte der Standsicherheit und speziell des Nachweises gegen Werkstoffermüdung angesprochen.

3.2 Dynamische Beanspruchungen

Wie bereits erwähnt, sind Windenergieanlagen besonders hohen dynamischen Beanspruchungen ausgesetzt, die bei Landanlagen vor allem durch die Turbulenz des Windes und den Betrieb des Generators verursacht werden. Bei den Offshore-Anlagen treten zusätzlich dynamische Beanspruchungen aus dem ständig vorhandenen unregelmäßigen Seegang auf. Die Kombination dieser unterschiedlichen Beanspruchungen stellt eine besondere Herausforderung bei der Auslegung der Offshore-WEA dar. Eine Wind-

energieanlage stellt ein schwach gedämpftes mechanisches System dar, vor allem wenn Stahltürme betrachtet werden. Nennenswerte Beiträge zur Dämpfung liefert im Betriebszustand der sich drehende Rotor als aerodynamische Dämpfung; siehe dazu z. B. [8]. Bei schwach gedämpften Systemen wird eine dynamische, frequenzabhängige Last in der Nähe der Eigenfrequenz des Systems zu einer dynamisch erhöhten Beanspruchung führen. Aus diesem Grund ist die Betrachtung der Eigenfrequenz einer WEA-Struktur ein wichtiger Bestandteil der Analyse. Für eine allgemeine Betrachtung ist vor allem die Abhängigkeit der Eigenfrequenz von weiteren Parametern interessant, um unterschiedliche Strukturen zu bewerten.

Im Rahmen des GIGAWIND-Projektes wurden daher am Institut für Stahlbau unter anderem Parameterstudien zu den Einflüssen auf die Eigenfrequenzen von Monopile-Gründungen und sogenannten Tripod-Gründungen (Abb. 4 links) untersucht. In Abb. 6 wird beispielhaft die Abhängigkeit der ersten beiden Eigenfrequenzen eines Tripod-Fundamentes von der angesetzten vertikalen Bodeneigenschaft dargestellt. Die horizontalen Bodeneigenschaften wirken sich in einem sehr viel geringeren Maße aus, ebenfalls haben die Steifigkeiten der Tripod-Beine gegenüber der Steifigkeit des Tragturmes

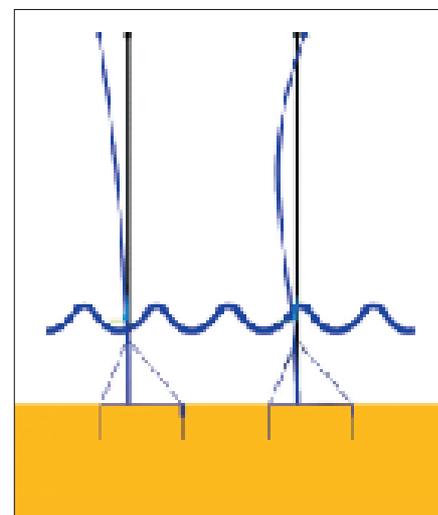


Abb. 6: Einfluss der vertikalen Bodeneigenschaft auf die ersten Eigenfrequenzen einer Tripod-Gründung [14], Darstellung der zugehörigen Eigenformen

einen untergeordneten Einfluss. Die dargestellten Untersuchungen basieren auf einer Vorstudie für eine 5-MW-Anlage in einer Wassertiefe von etwa 30 m. Angesetzt sind die Umweltbedingungen, die am Standort des Windparks „Borkum-West“ zu erwarten sind.

3.3 Ermüdungsfestigkeit

Die Frage der ausreichenden Betriebsfestigkeit ist verbunden mit den beiden Teilfragen, welche Beanspruchungen während der Lebensdauer der Windenergieanlage auftreten und wie für diese Beanspruchung die Ermüdung der einzelnen Details der Konstruktion zu bewerten ist. Die Beanspruchungen im Zeitverlauf ergeben sich aus der unregelmäßigen Einwirkung aus dem Wind auf den Rotor, die über den maschinentechnischen Teil der Anlage an den Turm weitergegeben wird, und den Wellenlasten. Die Lasten aus dem Anlagenbetrieb werden maßgeblich durch die Steuerung der Anlage beeinflusst, die z. B. die Rotorblätter ausrichtet, um eine bessere Windausnutzung zu erreichen. Ebenfalls ist das Verhältnis der Drehzahl zu der Turmeigenfrequenz entscheidend. Ein Betrieb der Anlage ist nach [2] nicht zulässig, wenn die Eigenfrequenz des Turmes im Bereich der Frequenz der Rotordrehzahl oder in der Blattdurchgangsfrequenz liegt. Untersuchungen zu den einzelnen Einflüssen werden z. B. von Lange [10] diskutiert. Ein Schwerpunkt des GIGAWIND-Projektes an der Universität Hannover ist die Bestimmung der Ermüdungsbeanspruchung aus den Wellenlasten [15]. Dazu sind aus ortsbezogenen Wellenstatistiken über geeignete Wellentheorien mit dem Morison-Ansatz die Beanspruchungen der Tragstruktur zu ermitteln. Die Stochastik der Wellenbeanspruchung wird aus Einwirkungs-Zeitreihen in Beanspruchungskollektive der Tragstruktur überführt. Für die Berechnung der mechanischen Struktur selbst wird Standardsoftware (ANSYS) verwendet, wobei die Einwirkungen über speziell entwickelte Interfaces zugeordnet werden.

Türme von Windenergieanlagen werden in den meisten Fällen als Stahlrohrtürme hergestellt. Diese Rohrtürme werden in einzelnen Abschnitten im Werk vorgefertigt, auf die Baustelle gebracht und dort montiert. Zur Herstellung dieser Montage-

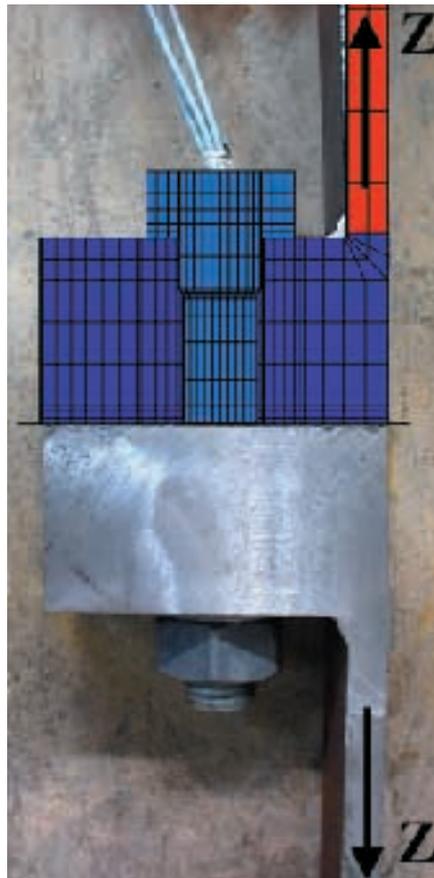


Abb. 7: FE-Modell und Flanschsegment

verbindung werden üblicherweise Ringflanschverbindungen mit innenliegenden Flanschen eingesetzt. Die Ermüdungsbeanspruchung in den Schrauben dieser Ringflanschverbindungen ist in den letzten Jahren Gegenstand intensiver Forschungsarbeiten (s. dazu [13], [16] und [17]).

In den üblichen Berechnungsansätzen wird der Ringflansch auf ein Segment reduziert (Abb. 7). Die weiteren Untersuchungen werden an diesem Segment durchgeführt. Die Biegebeanspruchung im Turm erzeugt wechselnde Zug-/Druckbeanspruchung an dem am Flanschsegment angeschlossenen Blech. Die Beanspruchung in der Schraube ist von der Höhe der Beanspruchung im Blech abhängig. Der Zusammenhang ist nichtlinear, da der Druckkontakt zwischen den Flanschflächen mit zunehmender Zugkraft im Blech abgebaut wird und die Verbindung zu klaffen beginnt. Die geometrischen Verhältnisse des Flansches und die in der Schraube vorhandene Vorspannkraft wirken sich auf den Verlauf aus.

Zur Untersuchung dieser Zusammenhänge wurde am Institut für Stahlbau ein Forschungsprojekt durchgeführt, bei dem sowohl Versuche an Segmenten im Labor durchgeführt als auch mit Dehnmessstreifen versehene Messschrauben in Türme von Windenergieanlagen eingebaut worden sind. Die gemessenen Ergebnisse wurden mit Ergebnissen von FE-Berechnungen verglichen [18]. Auf Grundlage der Untersuchungen wurde von Seidel ein analytisches Berechnungsverfahren für Ringflanschverbindungen entwickelt, das in [17] beschrieben ist.

In einem Forschungsvorhaben an der Universität Essen wurden großmaßstäbliche Versuche an vollständigen Ringflanschen durchgeführt. Schmidt und Jakubowski haben besonders den Einfluss der Imperfektionen auf die Ermüdungsbeanspruchungen untersucht und festgestellt, dass sich besonders ungünstig rohreseitige Klaffungen auswirken, die nur auf einem begrenzten Teil des Umfangs im Zugbereich der Rohrbiegung vorhanden sind, siehe [14].

Die großen Beanspruchungen, die bei den neu entwickelten WEA auftreten und weiterhin für die Entwicklungen der Offshore-WEA zu erwarten sind, führen zu Flanschdicken über 100 mm verbunden mit hochfesten Schrauben bis M42; größere Schrauben werden diskutiert. Die Ermüdungsfestigkeit derart massiver Flansche in Verbindung mit Schrauben in der angegebenen Größenordnung ist Gegenstand zukünftiger Forschungsaktivitäten.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Die Windenergie ist für den deutschen Stahlbau in den letzten Jahren ein bedeutender Markt geworden, der sich gegenwärtig auf wachsende Nachfrage vorbereitet und sich im Gegensatz zu vielen anderen Baubereichen auch noch in einer befriedigenden Preissituation befindet. Die Optionen der Offshore-Windenergie in der deutschen Nord- und Ostsee bieten ein verheißungsvolles Zukunftsszenario.

Die Perspektive der Offshore-Windenergienutzung, die sich zur Zeit entwickelt und in den nächsten Jahren verstärken kann, stellt neben dem sogenannten „Repowering“, das bedeutet das Ersetzen

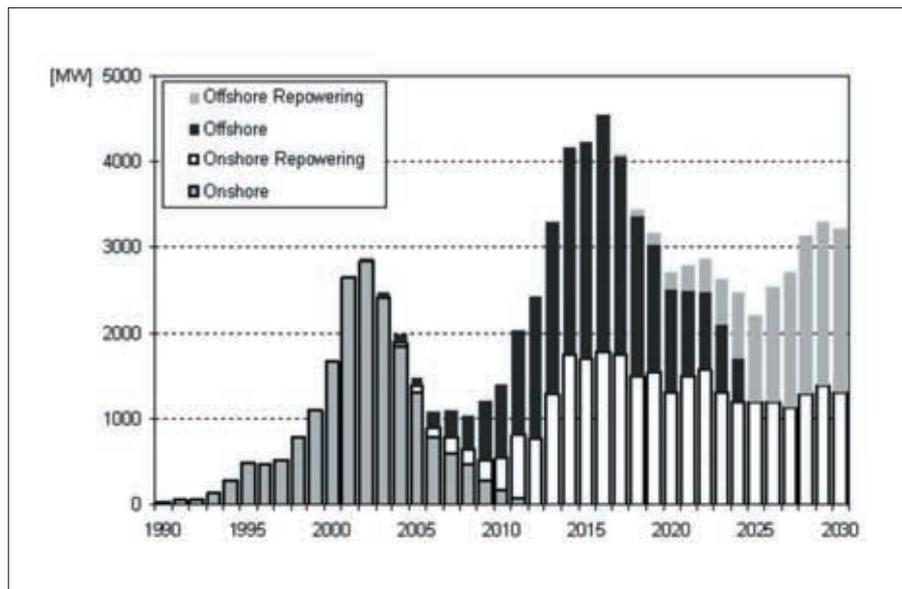


Abb. 8: Entwicklung der jährlich neu installierten Leistung von WEA bis 2001 in Deutschland und Prognose bis 2030 Quelle: DEW [1]

von älteren leistungsschwächeren Anlagen durch Anlagen der aktuellen Leistungsgrößen, ein bedeutendes Potenzial dar. Nach einer Prognose des DEWI [1] (Abb. 8), kann nach einer Abschwächungsphase zwischen 2005 und 2010 mit einer jährlich neu installierten Leistung zwischen 2.000 und 3.000 MW bis 2030 gerechnet werden. Mit den Angaben aus Abb. 3 lässt sich für Onshore-Anlagen eine erforderliche Stahlmenge von ca. 80 t/ MW als untere Grenze ermitteln. Für die Tragstrukturen der WEA am Offshore-Standort „Hornsrev“ mit 160 MW wurden 180 t/MW oder insgesamt fast 30.000 t Stahlkonstruktion verbaut. Das belegt, dass Offshore-Türme im Vergleich zu Onshore-WEA mehr als die doppelte Menge an Stahlkonstruktion pro MW erfordern. Bei diesen Betrachtungen sind die stählernen Unterkonstruktionen des Maschinenhauses und weitere sekundäre Ausstattungselemente noch nicht mit angesetzt worden.

Das Stahlgewicht der Tragstrukturen für Offshore-WEA ist von vielen Faktoren, wie der Wassertiefe, den Bodeneigenschaften, der Anlagengröße und -höhe abhängig. Für Offshore-WEA in größeren Wassertiefen ist mit im Verhältnis zur Anlagenleistung höheren Konstruktionsgewichten zu rechnen. Für den Stahlbau ergibt sich dadurch eine große Perspektive für die kommenden Jahre. Voraussetzung für eine solche Entwicklung ist, dass die ehrgeizigen Offshore-Pläne in den nächsten Jahren tatsächlich umgesetzt werden und dass der deutsche Stahlbau sich in diesem

Markt behauptet. Dazu sind bereits heute die Vorbereitungen zu treffen, denn anders als z. B. in Dänemark verfügen deutsche Stahlbauer nicht über Erfahrungen bei der Umsetzung der Offshore-Projekte.

Die technischen Herausforderungen auf diesem Gebiet sind vielfältig. Einige spezielle Themen, die Entwurf und Bemessung betreffen, werden zurzeit in verschiedenen Forschungsvorhaben untersucht. Weitere Themen, wie neue Fertigungstechnologien zur rationellen Herstellung von Rohrknoten und die Entwicklung ausreichender küstennaher Fertigungskapazitäten seien hier angeführt. Um den sich öffnenden Markt für den Stahlbau zu erschließen, sind allerdings noch weitere Anstrengungen erforderlich, um die zu erwartenden Anforderungen im Hinblick auf die internationale Konkurrenzsituation erfüllen zu können.

5 Literatur

- [1] DEWI [Hrsg.]: WindEnergy-Studie 2002. Studie verfügbar unter: <http://www.hamburg-messe.de/wind>.
- [2] DIBt [Hrsg.]: Richtlinie für Windkraftanlagen – Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung. 1993 Berlin.
- [3] DIN 18800 „Stahlbauten – Bemessung und Konstruktion“, Ausgabe November 1990.
- [4] DIN V ENV 61400-1: Windenergieanlagen – Teil 1: Sicherheitsanforderungen (IEC 61400-1:1994). Juli 1996.
- [5] Ender, C.: Windenergienutzung in der Bundesrepublik Deutschland – Stand 31.12.2001. DEWI-Magazin 20. Februar 2002, S. 13-27.
- [6] Germanischer Lloyd [Hrsg.]: Richtlinie für die Zertifizierung von Windenergieanlagen. 1999 Hamburg.
- [7] Johnsen, B.: Windkraftanlagenmarkt 2002. Hannover: Sun Media 2002.
- [8] Kaiser, K.: Luftkraftverursachte Steifigkeits- und Dämpfungsmatrizen von Windturbinen und ihr Einfluss auf das Stabilitätsverhalten. Diss. TU Berlin. Fortschr.-Ber. VDI Reihe 11 Nr. 294. Düsseldorf: VDI Verlag 2000.
- [9] Koenemann, D.: Windenergie-Weltmarkt: Bilanz 2001. Sonne Wind & Wärme 06-2002, S. 100-103.
- [10] Lange, H.: Ermüdungsbeanspruchung stählerner Rohrtürme von Windenergieanlagen an Binnenlandstandorten. Diss. Universität Essen 2002.
- [11] Schaumann, P.; Kleinedam, P.: Zur Konzeption der Tragkonstruktionen von Offshore-Windenergieanlagen. Erneuerbare Energien 07/2001, S. 32-35.

[12] Schaumann, P.; Kleineidam, P.: Support Structures of OWECs in a Water Depth of about 30 m. Special Topic Conference, Brussels, 10-12 December 2001.

[13] Schaumann, P.; Kleineidam, P.; Seidel, M.: Zur FE-Modellierung von zugbeanspruchten Schraubenverbindungen. Stahlbau 70 (2001), S. 73-84.

[14] Schaumann, P.; Kleineidam, P.: Support Structures and Foundation Concepts for OWECs, World Wind Energy Conference and Exhibition, Berlin, 4-8 July 2002

[15] Schaumann, P.; Kleineidam, P.: Einflüsse auf die Ermüdung der Tragstruktur von Offshore-WEA. Symposium Offshore-Windenergie Bau- und umwelttechnische Aspekte (GIGAWIND), 9. September 2002, Hannover

[16] Schmidt, H.; Jakubowski, A.: Ermüdungssicherheit imperfekter vorgespannter Ringflanschstöße in windbeanspruchten turmartigen Stahlbauten. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben DIBt-Gesch.Z.: IV 12-5-16.104-912/99, Dezember 2001.

[17] Seidel, M.: Zur Bemessung geschraubter Ringflanschverbindungen von Windenergieanlagen. Diss. Universität Hannover, 2001.

[18] Schaumann, P.; Seidel, M.: Ermüdungsbeanspruchung geschraubter Ringflanschverbindungen bei Windenergieanlagen. Stahlbau 71 (2002), S. 204-211.

[19] Rehfeldt, K.; Gerdes, G.J.: Internationale Aktivitäten und Erfahrungen im Bereich der Offshore-Windenergienutzung, Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU), 2002, www.bmu.de/erneuerbare-energien

Autorenverzeichnis

Dipl.-Ing. Gundolf Denzer
DEGES
Zimmerstr. 54
10117 Berlin

Dipl.-Ing. Thomas Menzel
Baudirektor Amtsleiter WNA Magdeburg
Kleiner Werder 5 c
39114 Magdeburg

Dr.-Ing. Michael Pfeiffer
Krupp Stahlbau Hannover GmbH
Hackethalstr. 4
30179 Hannover

Dipl.-Ing. Dieter Reitz
Donges Stahlbau GmbH
Mainzer Str. 55
64293 Darmstadt

Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann
Dipl.-Ing. Patric Kleineidam
Universität Hannover
Institut für Stahlbau
Appelstr. 9 a
30167 Hannover

Dipl.-Ing. Victor Schmitt
Schmitt Stumpf Frühauf und Partner
Leopoldstr. 208
80804 München

Dipl.-Ing. Wolf-Dietmar Starke
Leitender Baudirektor
Projektteam Emssperrwerk
Zum Sperrwerk
26802 Moormerland-Gandersum

Dr.-Ing. Peter Wagner
Brückenbau Plauen GmbH
Siemensstr. 9
63263 Neu-Isenburg