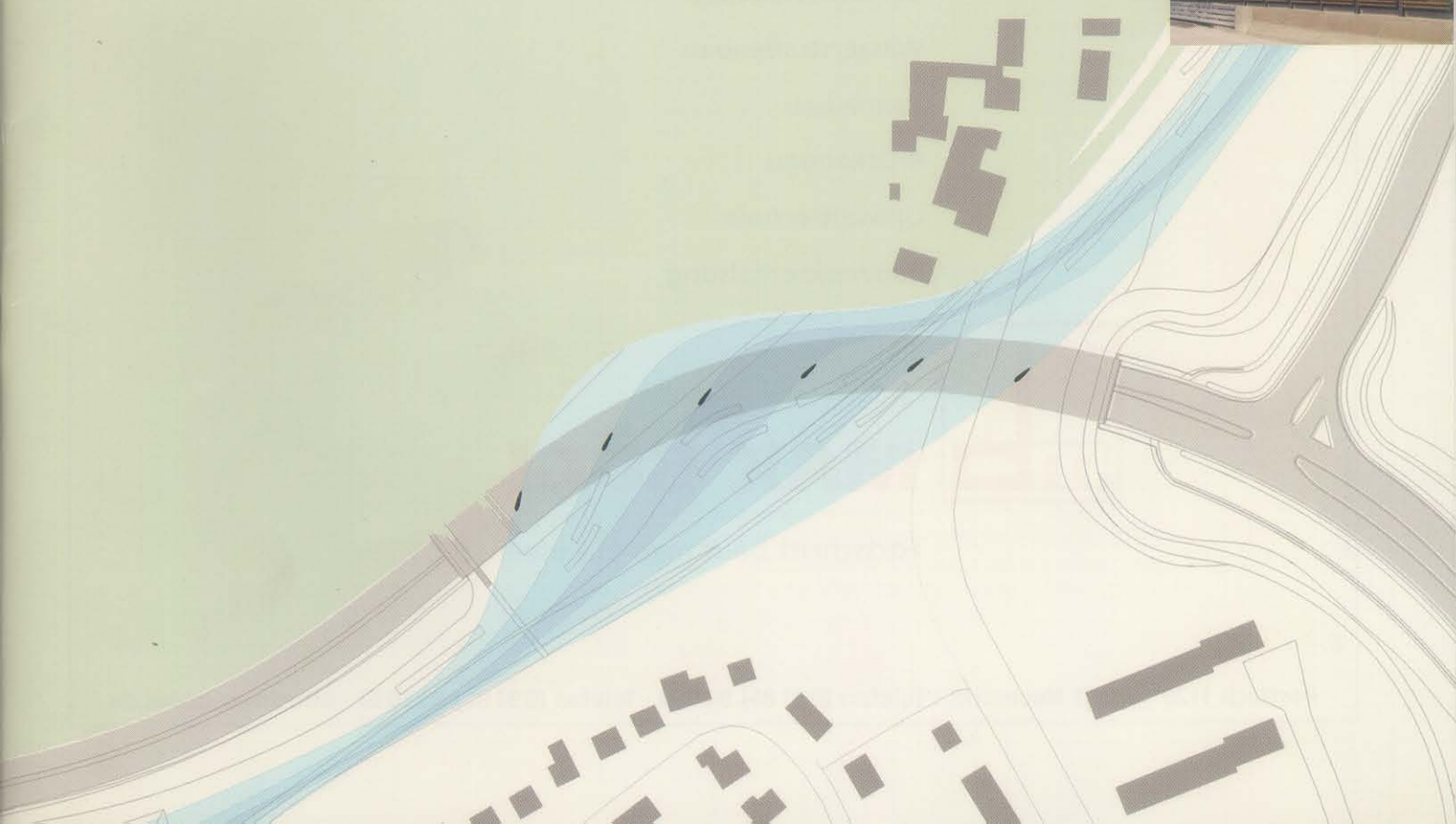
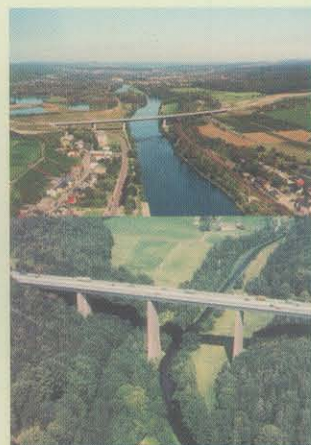


3. Symposium

STRASSENBRÜCKENBAU

11. + 12. Februar 2003 in Leipzig



Die neue Svinesundbrücke im Zuge der Autobahn E6 von Göteborg nach Oslo

Oliver Fischer
Alfred Krill
Manfred Matthes

Projektvorstellung und statisch-konstruktive Besonderheiten des Stahlbetonbogens und der Unterbauten

1. Allgemeine Angaben zum Bauwerk

Der schwedische und norwegische Küstenbereich zwischen Göteborg und Oslo ist geprägt durch eine zergliederte, von den eiszeitlichen Gletschern geriefte Struktur mit einer Reihe tief einschneidender Fjorde, deren Überwindung aufwendige Ingenieurbauwerke erfordert. In den letzten Jahren nahm die Verkehrsdichte zwischen diesen beiden Städten kontinuierlich zu, so dass eine leistungsfähige Verbindung für den Individualverkehr unabdingbar ist. Die bestehende Straßenverbindung ist dem aktuellen Verkehrsaufkommen nicht mehr gewachsen und besitzt insbesondere im Bereich der durch den Svinesund-Fjord gebildeten natürlichen Ländergrenze etwa 200 km nördlich von Göteborg eine wesentliche Schwachstelle.

Aus diesen Gründen haben die Regierungen von Schweden und Norwegen im Jahr 1999 beschlossen, die Autobahn E6 zwischen Göteborg und Oslo entsprechend auszubauen und zum Jahrestag der 100-jährigen Unabhängigkeit Norwegens eine lange überfällige neue Brückenverbindung über den Svinesund-Fjord zu eröffnen.

An der für den Brückenschlag vorgesehenen Stelle bei Halden hat der Fjord eine mittlere Breite von etwa 130 m und ist entlang den beiden Uferlinien von teilweise steil ansteigendem Gelände aus nackten Felsformationen und bewaldeten Flächen geprägt. Der Baugrund besteht im Wesentlichen aus tragfähigem gewachsenem Fels, so dass mit nur einer Ausnahme an einer Pfeilerachse sämtliche Unterbauten einschließlich der beiden Kämpfer der Bogenbrücke als Flachgründung direkt auf den Fels abgesetzt werden können.

Aufgrund der besonderen Bedeutung des Bauwerkes und seiner exponierten Lage wurde vor der Ausschreibung und Realisierung der Maßnahme ein internationaler Ideenwettbewerb vorgeschaltet. Der durch die Jury ausgewählte Brückenentwurf des norwegischen Büros Lund & Slaatto Arkitekter AS besitzt einen schlanken, sich nach



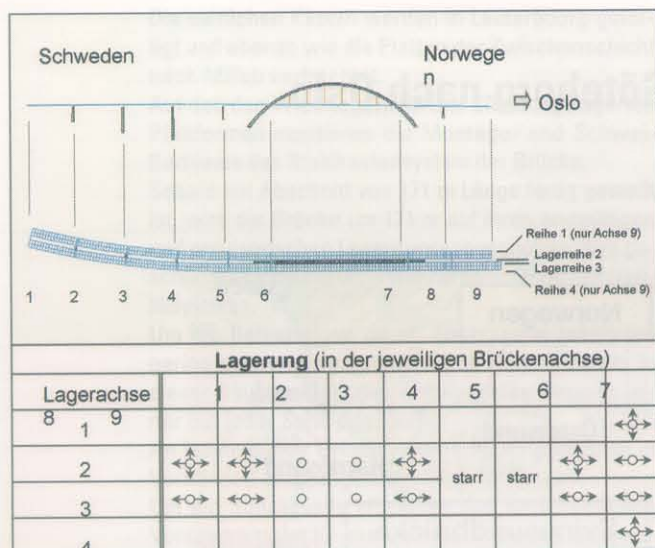
Übersicht

oben verjüngenden einzelligen Massivbogen mit knapp 250 m Spannweite und zwei Stahlüberbauten aus Hohlkästen mit orthotroper Platte für je zwei Richtungsfahrbahnen, die beidseits seitlich am Bogen vorbeilaufen und im Mittelbereich durch sechs vertikale Hängerpaare gehalten werden.

Die Brücke hat eine Gesamtlänge von 704 m (bis Hinterkante Widerlager) bei vier Pfeilern auf der schwedischen Seite (Achse 2 bis 5) und einem Pfeiler auf der norwegischen Seite (Achse 8). Die Einzelstützweiten der Überbauten betragen 68,0 m – 3 × 75,0 m – 70,23 m – 188,46 m – 70,23 m – 72,0 m (58,0 m für den westlichen Überbau). Das mit 188,46 m größte Feld im Bogenbereich wird durch die Bogenhänger zusätzlich in Abständen von 30,48 m – 5 × 25,5 m – 30,48 m unterstützt. Ausgehend vom schwedischen Widerlager (Achse 1) verläuft die Trasse zunächst



Computeranimation [1]



Lagerung

bis über Pfeilerachse 4 hinaus in einem Kreisbogen mit konstantem Radius $R = 1.150 \text{ m}$ und geht dann durch eine Klothoide in eine Gerade über, die etwa ab dem Kreuzungspunkt mit dem Bogen (Achse 6) bis zum Widerlager auf der norwegischen Seite (Achse 9) beibehalten wird. An beiden Kreuzungspunkten mit dem Bogentragwerk (Achse 6 und 7) sind die Überbauten jeweils unverschieblich und biegesteif mit dem Bogen verbunden, der eine Scheitelhöhe von 90 m über dem Wasserniveau aufweist. Wie im Bereich des aus Hochleistungsbeton K70 (entspricht annähernd einem B85 nach DIN) herzustellenden Bogens sind die beiden Überbauten auch an den fünf bis zu 48 m hohen Pfeilern exzentrisch außerhalb der Pfeilerumrisse angeordnet und geben ihre Lasten jeweils indirekt über Querträger an die Brückenlager bzw. Hängerpaaire ab. Die Lager werden als Neotopflager ausgeführt. Besondere statisch-konstruktive Gesichtspunkte aus dieser von der Lastabtragung her ungünstigen Anordnung werden in Abschnitt 4 näher erläutert.

Das Lagerungskonzept sieht neben der starren Einspannung der Überbauten in den Bogen jeweils an den Achsen 3 und 4 eine allseitig feste Lagerung vor. Dadurch ergeben sich für diese höchsten Pfeiler bei problemlos abtragbaren Zwängungsbeanspruchungen eine günstigere Knicklänge und eine zusätzliche Stabilisierungswirkung für das Gesamtsystem in Brückenlängsrichtung. Die Sparte Ingenieurbau der Bilfinger Berger AG erhielt im Sommer 2002 von der schwedischen Straßenbauverwaltung Vägverket den Zuschlag für die Planung und Ausführung des gesamten Brückenbauwerkes einschließlich kleinerer Ingenieurbauten im Anschluss an die Widerlager. Beauftragt wurde hierbei ein Nebenangebot, das insbesondere hinsichtlich der Herstellung und der Montage des Bauwerkes eine optimierte Lösung vorsieht. Die Planungskoordination sowie die Ausführungsplanung für den Unterbau und den 250 m weit gespannten Bogen einschließlich sämtlicher Bauzustände und Baubehelfe erfolgen durch die überregionale Tragwerksplanung Ingenieurbau im eigenen Hause, die Ausführungsplanung für die Stahlüberbauten wird durch das Ingenieurbüro Meyer + Schubart bereitgestellt. Die Ausführung und die Montage der Stahlkonstruktion wurde an die Firma Brückenbau Plauen vergeben. Nach entsprechendem Planungsvorlauf beginnen derzeit die Bauarbeiten.

Besondere Anforderungen ergeben sich bei der Svinesundbrücke auch durch die anzuwendenden schwedischen Vorschriften, z.B. BRO 94 [4] (allgemeine Regelungen), BBK 94 [5] (Betonbauteile) und BSK 99 [6] (Stahlkonstruktion). Diese sind zwar vom Sicherheits- und Nachweiskonzept her vergleichbar mit der neuen europäischen Normengeneration oder den DIN-Fachberichten, sie weisen jedoch eine Reihe wesentlicher Besonderheiten auf, von denen später einige aufgezeigt werden. Aufgrund der zusätzlich äußerst knappen Terminalsituation mit vorgesehener Verkehrsfreigabe am 7.6.2005 und damit weniger als drei Jahren für Planung und Ausführung dieser anspruchsvollen Maßnahme sind eine enge Abstimmung und kooperative Zusammenarbeit aller Beteiligten unabdingbar. Dieser erfolgsentscheidende Faktor ist beim Projekt Svinesundbrücke insbesondere auch in der entscheidenden Anlaufphase gut gelungen.



Blick in Fahrtrichtung Norwegen [1]

Wegen der exponierten Lage, der schlanken Konstruktion und der großen Bogenspannweite werden für das Bauwerk eigene Windkanalversuche durchgeführt, um die Annahmen der numerischen Rechnung zu verifizieren. Zur Bestimmung des grundsätzlichen Windprofils und der geländebedingten Turbulenzen im Fjordbereich wurden bereits vor der Ausschreibung eingehende winddynamische Analysen durch den Auftraggeber veranlasst. Neben den experimentellen Untersuchungen zur wirklichkeitsnahen Erfassung der Windlasten sind im Rahmen der Bauausführung zusätzlich dynamische Belastungsversuche für die Brückengeländer durchzuführen. Besondere Beachtung ist bei der Svinesundbrücke vor allem auch dem Umweltschutz und dem ressourcenschonenden Bauen zu schenken. So wird beispielsweise gefordert, dass Eingriffe in Felsoberflächen grundsätzlich so gering wie möglich zu halten sind und diese – wo dennoch erforderlich – nach dem Abschluss der Bauaktivitäten wieder in der ursprünglichen Form hergestellt werden. Auch die möglichen Flächen für Baustraßen und Lagerflächen sind demgemäß entsprechend eingeschränkt.

2. Architektonische Besonderheiten

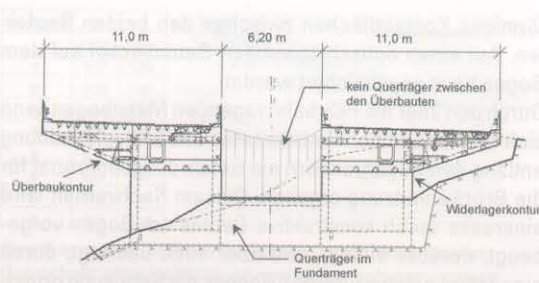
Das Aussehen der neuen Svinesundbrücke wird durch die Funktionalität der Bauteile bestimmt. Insgesamt wirkt das gesamte Bauwerk trotz seiner Dimensionen grazil und leicht und fügt sich harmonisch in die Umgebung ein. Dabei wurde auf jedweden »Schmuck« an der Brücke verzichtet, wie beispielsweise besonders »gestaltete« Kappenformen oder Pfeilerköpfe. Zwischen dem geteilten Straßenquerschnitt sind sowohl die Pfeiler als auch der Stahlbetonbogen angeordnet, der die Ebene der Fahrbahn durchstößt. Die Querschnitte der Pfeiler, des Bogens und der beiden Überbauten sollen wie aus

dem Fels gewachsen erscheinen. Grundsätzlich vertritt der Bauherr bei diesem besonderen Projekt die Auffassung, dass architektonisch sinnvolle Konstruktionen und Details möglichst unverändert verwirklicht werden sollen, wenn es nur irgendwie technisch realisierbar ist. Daraus erklärt sich auch die besondere Geometrie der Widerlager, deren Fundamente nur halb so breit wie die Brücken selbst sein dürfen, damit das Widerlager als solches nicht sichtbar wird. Die Außenkonturen des Brückenquerschnittes werden im Widerlager 1:1 übernommen. Die Gründung der Kräfte im Fels erfolgt nur im Bereich unterhalb des horizontalen Unterkantenbereichs des Überbaues. Die sich daraus ergebende Exzentrizität in der Gründung wird auf der schwedischen Seite durch einen Querträger zwischen den Widerlagern der linken und rechten Fahrbahn aufgenommen. Auf der norwegischen Seite ist dies durch den Versatz der Widerlager im Grundriss nicht möglich. Deshalb werden hier Felsdaueranker angeordnet, um ein seitliches Kippen der Widerlager zu vermeiden.

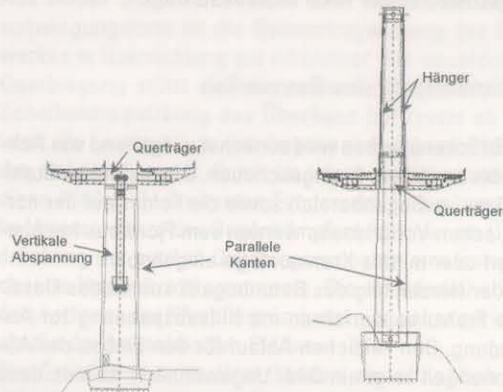
Für die Brückenpfeiler gilt Ähnliches. So werden auch hier zur Vermeidung zu großer Fundamentabmessungen in der Achse 5 Ankerpfähle verwendet, um entsprechende Kippmomente aufnehmen zu können. Würde man auf diese verzichten, so wäre in Achse 5 eine Fundamentbreite von etwa 20 m erforderlich. Wegen dessen exponierter Lage auf einem Hügel würde das einen entscheidenden Eingriff in die Umwelt nach sich ziehen. Durch den Einsatz der Ankerpfähle konnte die Größe der Gründungsplatte auf 13 m reduziert werden, die jetzt nur mehr wenig breiter ist als der aufgehende Pfeiler am Fuß. Die restlichen Pfeiler und auch die Bogenkämpfer kommen mit einer ähnlichen Fundamentbreite aus, auf eine vertikale Verankerung kann hier jedoch verzichtet werden. Somit bleiben die gestörten Zonen in der Oberflächenstruktur relativ unauffällig.

Sämtliche Pfeiler und der Bogen besitzen einen über die Höhe veränderlichen Querschnitt. Der seitliche Anzug der Pfeilerschäfte von 1,8 % entspricht dabei genau dem Anzug des Bogens bei Projektion in Brückenlängsrichtung. Dadurch wird erreicht, dass die Konturen der Pfeiler und des Bogens beim Blick längs der Brückenachse als parallele Linien erscheinen. Diese gestalterische Vorgabe führt zu Erschwernissen in der Bauausführung, da die Neigung der Seitenflächen entlang der Abwicklung des Bogens nicht mehr konstant ist. Die Bogenaußenschalung ist daher jeweils von Segment zu Segment auch von der Neigung her neu einzustellen.

Die Breite der Pfeilerköpfe ist auf den lichten Abstand der Überbauten beschränkt. Die Lastabtragung auf die Unterbauten erfolgt über Stahlquerträger, die jeweils auf zwei Lagern mit einer Spreizung von nur 4,30 m aufliegen. Aufgrund des nur geringen Eigengewichtsanteiles aus dem leichten Stahlüberbau ist diese Lagerspreizung nicht ausreichend, um ein Abheben der Lager unter den großen auftretenden Exzentrizitäten bei einseitiger Verkehrslast und Wind zu verhindern. Um dies zu vermeiden, werden jeweils zwischen den Lagern vertikale Abspannungen aus externen, kontrollierbaren und austauschbaren Litzenspanngliedern nach deutscher Zulassung angeordnet. Da an den Pfeilern mit längverschieblicher Lagerung trotz dieser Vorspannung eine freie Verschieblichkeit des Überbaues zu gewährleisten ist, werden die Spannstränge im Stahlüberbau und im Pfeilerschaft durch trompetenförmige Öffnungen geführt. Bei einer dann auftretenden Relativverschiebung des Überbaues legen sich die Spannglieder an die entsprechend den Vorgaben der

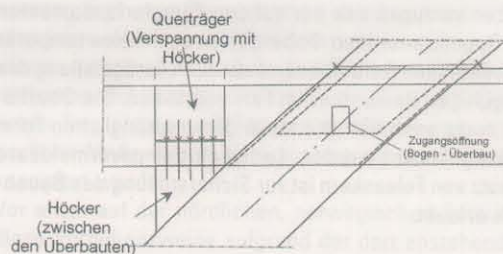


Widerlager auf der schwedischen Seite (Achse 1)



Brückenquerschnitt am Pfeiler

Brückenquerschnitt am Bogen



Ausschreibungsentwurf der Verbindung Überbau-Bogen

Zulassung gekrümmten Flächen knickfrei an; gleichzeitig wird so sichergestellt, dass an den Spannankern keine Winkelverdrehung auftritt.

Eine weitere architektonische Besonderheit ist die biegesteife Verbindung von Bogen und Überbau. Hier wurde in der Ausschreibung entgegen dem ursprünglichen Architektenentwurf ein auf dem Bogen ruhender Stahlbetonhocker vorgesehen, auf dem der Verbindungsquerträger der beiden Hohlkästen montiert und biegesteif angeschlossen werden sollte. Dieser nach Ansicht des Architekten erhebliche gestalterische Eingriff wurde im Zuge der Ausführungsplanung wieder rückgängig gemacht. Die Verbindung von Bogen und Überbau erfolgt bei der Realisierung der Brücke durch eine Kopplung in den rauten-



Blick auf die Bogenoberfläche entlang der Fahrbahn [1]

förmigen Kontaktflächen zwischen den beiden Bauteilen. Auf einen optisch störenden Betonsockel auf dem Bogen kann so verzichtet werden.

Durch den über die Fahrbahn ragenden Mittelbogen kann sich bei winterlichen Verhältnissen und Eiszapfenbildung entlang den Bogenrändern ein Gefährdungspotenzial für die Brückennutzung ergeben. Diesem Sachverhalt wird einerseits durch konstruktive Details am Bogen vorgebeugt, darüber hinaus wird aber auch überlegt, durch eine örtliche Beheizung des Bogens die Vereisung grundsätzlich auszuschließen. Die Ausführung einer derartigen Lösung wurde jedoch aufgrund der sehr hohen Betriebskosten bisher noch nicht beauftragt.

3. Herstellung des Bauwerkes

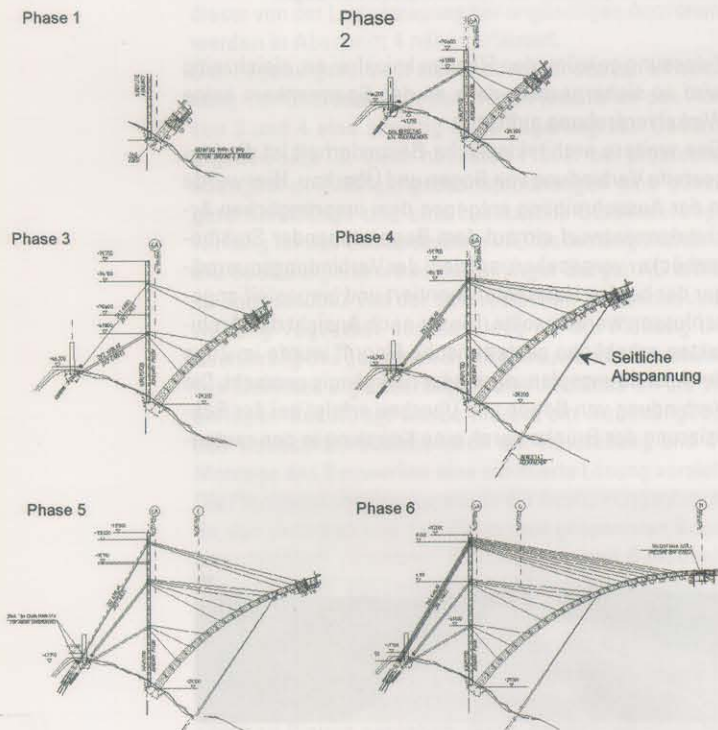
Der Brückenüberbau wird zunächst ausgehend von Achse 1 bis zur Achse 5 eingeschoben. Die restlichen Stahlschüsse im Bogenbereich sowie die Felder auf der norwegischen Vorlandseite werden vom Fjord aus hochgezogen oder mittels Kranmontage eingehoben.

Bei der Herstellung des Betonbogens kommt das klassische Freivorbauverfahren mit Hilfsabspannung zur Anwendung. Den zeitlichen Ablauf für den Einbau der Abspannungen zeigt ein Bild. Ungewöhnlich ist hier, dass kein endgültiger Brückenpfeiler als Hilfspylone zur Verfügung steht (die benachbarten Pfeiler haben einen zu großen Abstand zum Bogen). Da der Bauherr großen Wert auf die Unversehrtheit der Umwelt legt, lassen sich Hilfsstützen vorzugsweise nur auf den Kämpferfundamenten des Bogens anordnen. Dabei dürfen auch keine temporär erforderlichen Betonfundamente nach Fertigstellung des endgültigen Bauwerkes im Fels verbleiben. Die Oberfläche muss auch hier wieder in der ursprünglichen Form zurückgelassen werden. Lediglich der unvermeidbare Einsatz von Felsankern ist zur Sicherstellung des Bauablaufs erlaubt.

Die beiden aus Stahlbetonkastenquerschnitten bestehenden Hilfspylone werden aus zeitlichen und statischen Gründen sukzessive mit der Herstellung des Bogens geklettert und die Abspannungen je nach Bauphase eingebaut und gespannt. Dabei liefern die vertikalen Kraftkomponenten der Abspannung einen wesentlichen Beitrag zur Sicherstellung der Standsicherheit. Bei zu großer Höhe einer durch Abspannungen nicht vorgespannten Pylonspitze könnte diese den außergewöhnlichen Windlasten auch während der Bauphase nicht standhalten. Bedingt durch die hohe Windbeanspruchung wird ab der Bauphase 4 auch eine seitliche Abspannung des frei auskragenden Bogens erforderlich. Durch diese zusätzliche Stützung wird der Bogen im Bauzustand stabilisiert und statische und dynamische seitliche Abweichungen aus der Bogenebene heraus minimiert.

Der Bauablauf sieht vor, dass jedes Spannglied in nur jeweils 2–3 Stufen gespannt und entlastet wird. Während zunächst im unteren Bogenteil nur jeder zweite der 5,50 m langen Vorbauabschnitte eine Abspannung erhält, werden im flacheren Bogenbereich alle Abschnitte zurückgehängt um die Rissbildung zu minimieren. Um eine sinnvolle Kontrolle und Vorhersage der Gesamtverformungen bei der Bogenherstellung zu ermöglichen, werden alle Verankerungspunkte im Gelände zunächst – vor dem Aktivieren der Pylonrückhängungen – gegen den Fels vorgespannt. Durch diese Vorwegmaßnahme lassen sich die Festpunkte der Rückhängungen genau definieren. Würde man auf diese Vorspannung verzichten, so ließe sich keine eindeutige Aussage über die tatsächliche Tiefenlage des statischen Festpunkts treffen. Die zutreffende Vorhersage der Verformungen wäre damit nur schwer möglich.

Zur Kontrolle der sich tatsächlich einstellenden Verformungen wird ein sehr detailliertes Messprogramm aufgestellt, bei dem auch die Rückhängekräfte der Seile permanent überwacht werden. Dies gelingt durch ein von der Bilfinger Berger Vorspanntechnik (bbv) und Vienna Consulting Engineers gemeinsam entwickeltes Messgerät mit dem Namen Brimos, das über die natürlich angeregten Schwingungen der Seile die Spannkraft mit einer maximalen Abweichung von unter 3% bestimmen kann. Zum planmäßigen Nachspannen der Spannstränge sowie für ein eventuell erforderliches Nachjustieren stehen vor Ort permanent Pressen zur Verfügung. Derzeit haben bereits die Aushubarbeiten der Kämpferfundamente begonnen, der Lückenschluss des Bogens wird noch in diesem Jahr erwartet.



Verschiedene Phasen des Bogenfreivorbauens

4. Besonderheiten bei der statischen Berechnung

Aufgrund der ausgeprägten Interaktion zwischen den verschiedenen Bauteilen lässt sich die Berechnung für das Brückenbauwerk nicht entsprechend der sonst üblichen Vorgehensweise in Über- und Unterbau trennen. Als Grundlage für die abschließende Bemessung der Einzelbauteile hat hier eine umfangreiche Berechnung am Gesamtsystem zu erfolgen, in der sämtliche Stahl- und Betonbauteile mit ihrer Geometrie und Steifigkeit möglichst wirklichkeitsnah abgebildet werden. Dies gilt insbesondere für die Knicksicherheitsnachweise des Stahlbetonbogens.

Die statische Berechnung des Bauwerkes erfolgt nach schwedischer Normung. Nur bei Baubehelfen, die nicht direkt das Bauwerk betreffen, dürfen andere internatio-

nale Normen verwendet werden. Wie bereits erwähnt, lehnt sich das Sicherheits- und Nachweiskonzept der schwedischen Vorschriften eng an das europäische Normenwerk an. Einige wesentliche Unterschiede, die auch zu einem erhöhten Aufwand in der Berechnung führen, seien nachfolgend beispielhaft aufgezeigt.

Ein grundlegender Unterschied ist das Rechnen mit Steifigkeitsgrenzwerten anstelle von Mittelwerten der Steifigkeit. Abweichend von der üblichen Vorgehensweise, mit einem festen Wert für den Elastizitätsmodul zu arbeiten, ist in Schweden beim Nachweis der Tragsicherheit (ULS) nicht nur die Festigkeit, sondern auch der E-Modul mit einem Materialsicherheitsbeiwert zu belegen. Dieser Beiwert besitzt darüber hinaus für Stahl und für Stahlbeton unterschiedliche Werte. Ähnliches gilt auch für die Verformungsnachweise. Der Nachweis der Rissbreite sowie der Ermüdungsnachweis werden dagegen mit den Mittelwerten der Steifigkeit geführt.

Darüber hinaus ist für den Beton in gerissenen Bereichen in fast allen Nachweisen eine Abminderung der Biege- und Torsionssteifigkeit aus Rissbildung zu berücksichtigen. Ungerissene Bereiche gehen mit der nicht abgeminderten Steifigkeit ein. Dies betrifft nicht nur Stabilitätsuntersuchungen nach Theorie II. Ordnung, sondern ist aufgrund der biegesteifen Kopplung der Stahlüberbauten mit der Betonkonstruktion in sämtlichen Rechenläufen zu beachten, um das Steifigkeitsverhältnis zwischen Stahl und Beton möglichst wirklichkeitsnah zu erfassen. Dadurch ergibt sich für die Analyse des Gesamtsystems ein erheblicher Mehraufwand, da für jeden einzelnen Nachweis sämtliche Einzelschnittgrößen mit differierenden Steifigkeitswerten neu zu ermitteln sind, bevor sie mit den vorgegebenen Teilsicherheitsbeiwerten der schwedischen Norm überlagert werden können.

Mit der Durchführung der Windkanalversuche zur Bestätigung der numerischen Berechnung wurde das Ingenieurbüro Prof. Sedlacek und Partner beauftragt. Hierbei wurde neben dem eigentlichen Bauwerk mit detailgetreuer Modellierung der Überbauten auch das umgebende Gelände im Modellmaßstab abgebildet.

Zur Vorabschätzung der dynamischen Beanspruchung und der Bauwerksantwort unter böigem Wind wurden mittels des Gesamtrechnenmodelles die Eigenfrequenzen und zugehörigen -schwingungsformen für die beiden Grenzfälle (a) gerissene und (b) ungerissene Stahlbetonquerschnitte ermittelt.

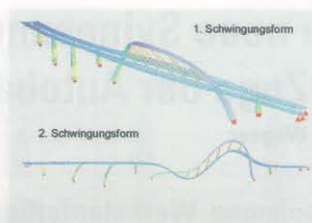


Geländemodell mit Brückenanimation [2]



Querschnittsmodell des Windkanaltests [2]

Eigenform	(a)	(b)
	f [Hz]	f [Hz]
1	0,27	0,39
2	0,33	0,46
3	0,68	0,90
4	0,71	0,97
5	0,77	1,01
6	0,81	1,04
7	0,89	1,10
8	1,01	1,17



Eigenfrequenzen für den (a) gerissenen und (b) ungerissenen Querschnitt; erste (seitlich) und zweite Eigenschwingungsform (antimetrisch, in Bogenebene) des Brückentragwerkes

Aus dieser Stabilitätsanalyse bzw. der ersten Eigenschwingungsform ist die Gesamttragwirkung des Bauwerkes in Querrichtung gut erkennbar. Bei einsetzender Querbiegung stützt sich der schlanke Bogen über die Scheibentragwirkung des Überbaus horizontal ab und leitet die Lasten bis zu den bogennahen kurzen Pfeilern der Achsen 5 und 8. Somit ist leicht erklärbar, warum diese Pfeiler die breitesten Fundamentplatten besitzen. Im Unterschied zu den Bogenkämpfern fehlt hier zur Überdrückung der großen Querbiegemomente eine entsprechende Normalkraftkomponente. Die erforderliche Fundamentbreite der Kämpfergründungen ist daher geringer als die der benachbarten Pfeiler.

Die Gründungen der Unterbauten einschließlich der Kämpfer mussten aus zeitlichen Gründen zunächst mit geschätzten Werten vordimensioniert werden, so dass auf der Baustelle die Sprengarbeiten insbesondere für die beiden Kämpferfundamente des Bogens beginnen konnten. Erst nach Begutachtung des freigelegten Felsens knapp oberhalb des späteren Gründungshorizontes können genauere Aussagen zu Klüften und Spalten getroffen werden. Erst dann ist die Beurteilung der tatsächlichen Tragfähigkeit möglich und es können ggfs. erforderliche Maßnahmen zur Ertüchtigung der Gründung konzipiert werden.

Vor allem auf der nördlichen, norwegischen Seite war diese Vorgehensweise aufgrund der dort anstehenden, teilweise starken Klüftung angezeigt.



Baugrube des nördlichen Kämpfers [3]

5. Literatur

- [1] Vägverket, Region Väst: Väg E6 vid Svinesund, Ny Svinesundsbro, Förfragningsunderlag (Ausschreibungsunterlagen).
- [2] Prof. Sedlacek & Partner: New Svinesund Bridge, Wind Tunnel Tests, Interim report 2, 15.01.2003.
- [3] Berg Bygg Konsult AG: The new Svinesund Bridge Abutment 7, Foundation: Rock Stabilization Measures. 18.12.2002.
- [4] Vägverket, BRO 94, Allmän teknisk beskrivning för broar (vergleichbar mit ZTV-K).
- [5] Boverkets handbok om Betongkonstruktioner BBK 94, Boverket September 2000 (Stahlbetonbau).
- [6] Boverkets handbok om Stalkonstruktioner BSK 99, Boverket December 2001 (Stahlbau).
- [7] Svedisch Board of Housing, Building and Planning, Design Regulations BKR, Boverket 2000.

Die neue Svinesundbrücke im Zuge der Autobahn E6 von Göteborg nach Oslo

Peter Wagner

Berechnung, Werkstattfertigung und Montage des Stahlüberbaus

1. Vergleichende Betrachtung der Berechnung des Stahlüberbaus

Die Berechnung einer Stahlbrücke nach ausländischen Vorschriften bietet immer die interessante Möglichkeit einer vergleichenden Betrachtung der wesentlichen Bemessungskriterien. Wenn man als Basis die derzeit gültigen deutschen Vorschriften ohne Berücksichtigung der DIN-Fachberichte ansetzt, führen die aktuellen schwedischen Vorschriften zu unterschiedlichen Ansätzen in den folgenden Bereichen:

a) Verkehrslasten

Während die DIN 1072 ein einziges Lastmodell und zwei unterschiedliche Flächenlasten kennt, sind nach der schwedischen Vorschrift BRO 94 insgesamt fünf Lastmodelle und drei unterschiedliche Flächenlasten anzusetzen. Zusätzlich muss ein eigenes Lastmodell für den Betriebsfestigkeitsnachweis berücksichtigt werden.

Da die Einzellasten entsprechend den schwedischen Vorschriften höher sind (z.B. statt 600 kN für den SLV 60 sind 750 kN anzusetzen), während die Flächenlasten niedriger liegen (max. 4 kN/m²), hängt es von der Stützweite ab, welche Belastungsvorschrift in Summe höher ist. Beim vorliegenden 75-m-Standardfeld führen die schwedischen Verkehrslasten in Summe zu etwas geringeren Schnittgrößen. Durch die Erfassung von umfangreicheren Lastmodellen gestaltet sich die Berechnung jedoch deutlich aufwendiger.

b) Windbelastungen

Der grundsätzliche Unterschied besteht hierbei darin, dass die Windlasten über wirklichkeitsnahe Windkanalversuche zu bestimmen sind. Im vorliegenden Fall ergaben sich hieraus erstaunlich hohe vertikal nach oben wirkende Windlasten, die sich sehr negativ auf die Bemessung der Lager ausgewirkt haben, da relativ hohen horizontalen Kräften nur geringe vertikale Auflasten gegenüberstanden.

c) Sicherheitskonzept

Das schwedische Sicherheitskonzept unterscheidet sich wesentlich von den zurzeit gültigen deutschen Vorschriften. Während in Deutschland global ein Sicherheitsbeiwert von 1,5 bzw. 1,71 berücksichtigt werden muss, basiert das schwedische Konzept auf Teilsicherheitsbeiwerten, kombiniert mit einem globalen Sicherheitsbeiwert von 1,2. Als Teilsicherheitsbeiwerte sind beispielsweise anzusetzen:

Eigengewicht Stahl:	1,05
Ausbaulasten:	1,20
Verkehrslasten:	1,50

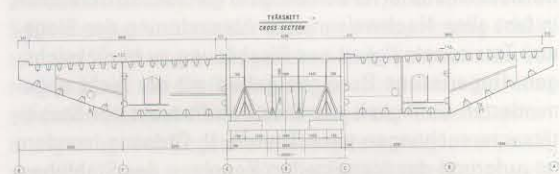
Dieses moderne schwedische Sicherheitskonzept führt in Summe zu einer etwas günstigeren Dimensionierung.

d) Nachweiskonzept

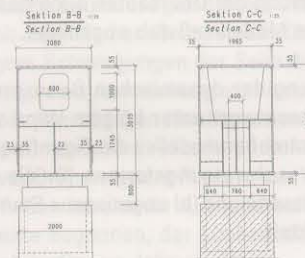
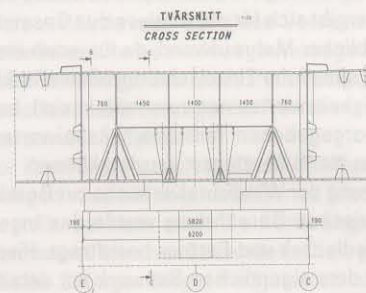
Die schwedischen Vorschriften unterscheiden zwischen dem Tragsicherheitsnachweis ULS und dem Gebrauchstauglichkeitsnachweis SLS.



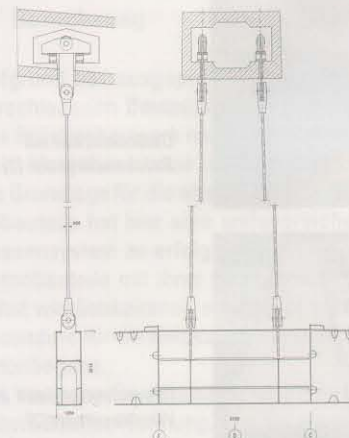
Regelquerschnitt im Feld



Querschnitt an den Pfeilern



Auflager-Querträger



Abhängung des Überbaus im Bogenfeld

Beim ULS-Nachweis werden die »Leiteinwirkungen« (Eigengewicht, Verkehr) mit den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten und die »Nebeneinwirkungen« (Wind, Temperaturen etc.) mit einem reduzierten Sicherheitsbeiwert von 0,8 angesetzt.

Beim SLS-Nachweis wird generell mit dem Sicherheitsbeiwert 1,0 gerechnet. Für die Bemessung des Stahlüberbaus wurde somit in praktisch allen Fällen der ULS-Nachweis maßgebend.

e) Orthotrope Fahrbahnplatte

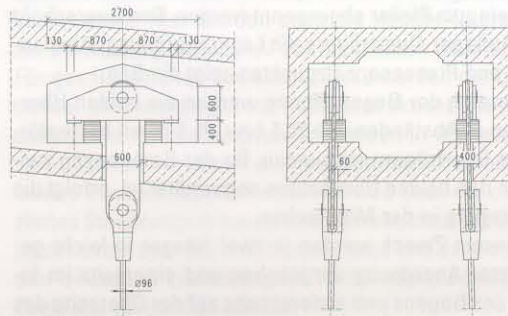
Für die Berechnung und Konstruktion von orthotropen Fahrbahnplatten werden in Schweden schon seit einiger Zeit moderne Vorschriften verwendet, die sich stark an den Vorgaben der jüngsten Fassung von Sedlacek/Paschen orientieren. Damit wird eine hohe Gebrauchssicherheit und Lebensdauer von orthotropen Platten garantiert.

f) Gesamtbeurteilung

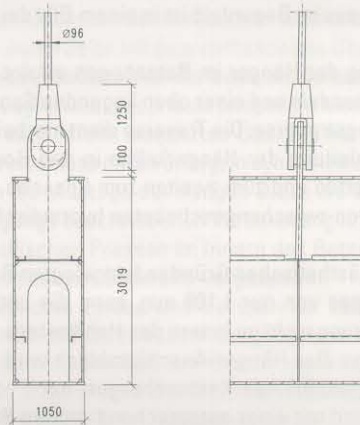
Die entscheidenden Unterschiede zum deutschen Normenwerk bestehen darin, dass in Schweden zum einen ein moderneres und zielführenderes Sicherheitskonzept angewendet und zum zweiten deutlich mehr Wert auf eine höhere Lebensdauer des Gesamtbaues gelegt wird.

Statt von einer Lebensdauer von 70 Jahren auszugehen, müssen in Schweden alle Einzelmaßnahmen so ausgelegt werden, dass eine Lebensdauer von 120 Jahren mit großer Sicherheit erreicht wird.

Auffallend ist auch, dass neuere wissenschaftliche Erkenntnisse relativ schnell ihren Niederschlag in den gültigen Normen finden und dass allgemeine Zulassungen für höherwertige Stähle wie z.B. STE 460 frühzeitig gewährt werden.



Hängerverankerung im Betonbogen



Hängerverankerung am Querträger

2. Konstruktionsbeschreibung

Der Bauwerksentwurf zeichnet sich durch eine hohe Transparenz und eine gestalterische Leichtigkeit aus. Dies wird im Wesentlichen dadurch erreicht, dass die beiden Überbauten durchgehend in einem lichten Abstand von 6,2 m voneinander getrennt angeordnet sind. Zwischen den beiden Überbauten besteht mit Ausnahme an den Pfeilern und den Hängereinleitungen keinerlei Verbindung, so dass optisch der Eindruck eines durchgehenden »Lichtbandes« entsteht.

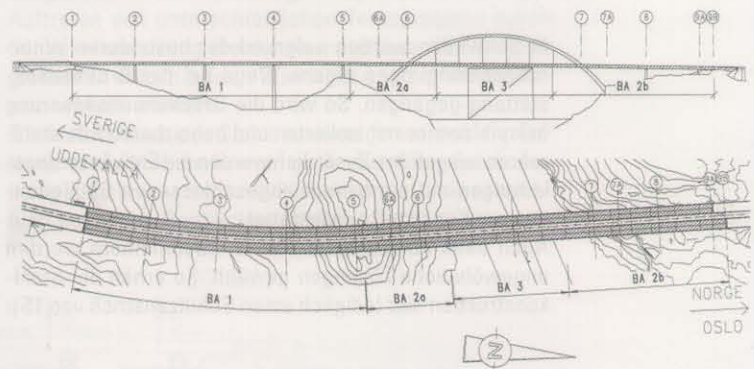
Regelquerschnitt im Feld: Jeder Überbau besteht aus einem zweizelligen Hohlkasten mit einer Gesamtbreite von 11 m, wobei der innere Kasten eine konstante Höhe von 3 m aufweist, während sich die äußere Kastenzelle in der Höhe von 3 m auf ca. 1 m linear verringert.

Die orthotrope Fahrbahnplatte wird von Trapezsteifen im Achsabstand von 600 mm längs ausgesteift. Auch für die Längsaussteifung der Steg- und Bodenbleche werden Trapezsteifen vorgesehen.

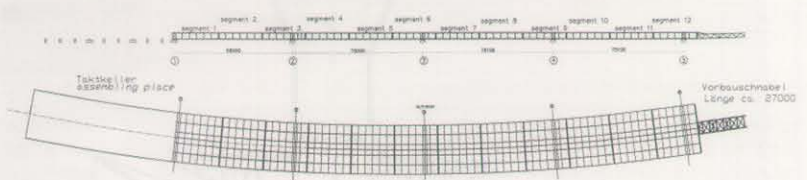
Im Abstand von ca. 4 m sind vollwandige Querschotte ausgebildet. Diese Querschotte enthalten entsprechende Durchbrüche für die Begehung sowie für die Entwässerungs- und sonstigen Versorgungsleitungen.

Brückenquerschnitt über den Pfeilern: Die beiden getrennten Überbauten werden hier durch einen Auflagerquerträger miteinander verbunden. Dieser Querträger weist ebenfalls einen hohlkastenförmigen Querschnitt mit einer Breite von 2 m auf.

Dadurch, dass die Pfeiler nur 6,20 m breit sind, ergibt sich eine denkbar geringe Lagerspreizung von lediglich 4,30 m. Zur Aufnahme der abhebenden Lagerkräfte muss



Montageabschnitte



Montageabschnitt 1; Taktstieben

der Auflager-Querträger durch eine Vielzahl von Litzenbündeln zum Pfeiler abgespannt werden. Den Querschnitt des Auflager-Querträgers mit Lageranordnung, Abspannung und Pressenansatzpunkten zeigt ein Bild.

Im Bereich der Bogenöffnung werden die beiden Überbauten in Abständen von 30,5 bzw. 25,5 m mit kastenförmigen Querträgern verbunden. Da der Betonbogen zwischen den beiden Überbauten angeordnet ist, erfolgt die Abhängung in der Mittelachse.

Zu diesem Zweck werden je zwei Hänger in leicht gespreizter Anordnung vorgesehen und einerseits im Innern des Bogens und andererseits auf der Oberseite des Querträgers verankert. Für die Hänger werden hierbei voll verschlossene Spiralseile mit dem Durchmesser von 95 mm gewählt, welche als Seilendverbindungen oben und unten Gabelköpfe enthalten. Das Prinzip der Abhängung des Überbaus im Bogenfeld ist in einem Bild dargestellt.

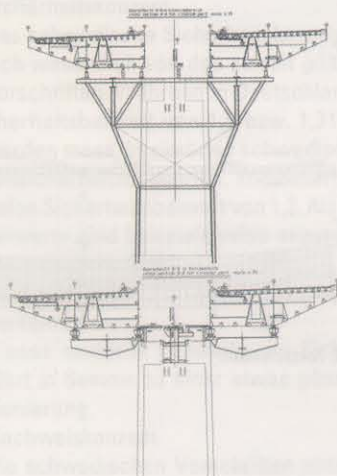
Die Verankerung der Hänger im Betonbogen erfolgt mit Hilfe eines Zugpendels und einer oben liegenden Spann- und Verankerungstraverse. Die Traverse dient hierbei einerseits zur Einleitung der Hängerkräfte in den Bogen mittels Druckplatten und zum zweiten zum Spannen der Seile mit Hilfe von zwischengeschalteten hydraulischen Pressen.

Wegen der aus ästhetischen Gründen festgelegten Breite des Querträgers von nur 1.100 mm, kann die untere Hängerverankerung nicht im Innern des Hohlkastens angeordnet werden. Das Hänger-Anschlussblech wird somit durch den geschlitzten Kastenobergurt nach oben herausgeführt und mit einer entsprechend großen Bohrung zur Aufnahme des Anschlussbolzens versehen. Bild 6 zeigt diesen unteren Hängeranschluss.

3. Brückenausstattung

In Schweden werden aufgrund der besonderen Witterungsbedingungen eigene Wege bei der Brückenausstattung gegangen. So wird die Brückenentwässerung beispielsweise mit isolierten und beheizbaren Edelstahlrohren ausgeführt. Zusätzlich werden die Entwässerungsleitungen mit permanent angeschlossenen Spüleleitungen aus Kunststoff ausgestattet.

Auch beim Korrosionsschutz im Kasteninnern werden ungewöhnliche Lösungen gewählt. So erhält die Stahlkonstruktion hier lediglich einen Schutzanstrich von 15 µ



Verschubkonstruktion an den Pfeilern

Trockenfilmdicke. Zur Verhinderung von Korrosionserscheinungen wird statt eines aufwendigen Korrosionsschutzsystems eine Luftentfeuchtungsanlage installiert, die der Luft so viel Wasser entzieht, dass keinerlei Korrosion entstehen kann.

Um die gefürchtete Glatteisbildung zu vermeiden, wird ein beheizbarer Fahrbahnbelag eingebaut. Über entsprechende Regelungssysteme mit Sensortechnik werden sowohl die Heizsysteme als auch die Luftentfeuchtungsanlagen gesteuert. Zur sonstigen Ausstattung des Stahlüberbaues zählen Bedienungsstege in allen vier Kastenzellen mit Zugangsmöglichkeiten zu den Auflager- und Hänger-Querträgern im Bodenbereich.

In den innen liegenden Hohlkastenzellen werden Fahr-schienen angeordnet, die über die komplette Brückenlänge durchlaufen und mit einer Laufkatze versehen sind, die Lasten bis zu einem Maximalgewicht von 1 t befördern können.

4. Fertigungskonzeption

Die beiden Stahlüberbauten werden in Längsrichtung in insgesamt je 28 Schüsse von 25–28 m Länge unterteilt. In Querrichtung wird jeder Überbau in zwei Querschnittssektionen unterteilt, wobei die innere Sektion aus einem rechteckigen geschlossenen Hohlkasten besteht, während die äußere Sektion ein nach innen offenes Profil aufweist.

Die Fertigung der kompletten Stahlkonstruktion mit einem Gesamtgewicht von ca. 7.500 t wird im Werk Plauen der Brückenbau Plauen GmbH vorgenommen. Hierbei werden in einer ersten Vorfertigungsphase die einzelnen orthotropen Platten der Fahrbahn, des Untergurtes und der Hauptträgerstege in ihrer vollen Breite bzw. Höhe auf einer teilmechanisierten Schweiß- und Brenn-Portalanlage mit bis zu 8 Schweißköpfen zusammengebaut, verschweißt und nach erfolgtem Schweißprozess maßgenau besäumt.

Der Zusammenbau dieser vorgefertigten orthotropen Plattenelemente erfolgt sodann gemeinschaftlich für den Gesamtquerschnitt eines Überbaus. Hierbei werden am Längsstoß zwischen den beiden Kastensektionen temporäre Montagelaschen eingebaut, welche bei der Montage vor Ort wiederverwendet werden, um eine höchste Passgenauigkeit zu garantieren.

Nach dem Abschweißen der einzelnen Kastensektionen werden diese geometrisch und schweißtechnisch endgeprüft und für den werkseitigen Korrosionsschutz freigegeben.

Nach der Abnahme der Werksbeschichtungen und nach erfolgter Versandfreigabe durch den Abnahmebeamten des Bauherrn werden die 5,5 m breiten und bis zu 85 t schweren Kastensektionen in nächtlichen Sondertransporten auf der Straße an einen Ostseehafen transportiert und dort auf ein Großponton verladen. Das Großponton kann insgesamt 12 derartige Kastensektionen aufnehmen. Vom Ostseehafen wird das Großponton auf dem Wasserwege bis direkt zur Einbaustelle geschleppt.

5. Montagebeschreibung

Der insgesamt ca. 694 m lange Brückenzug wird in insgesamt drei unterschiedliche Montageabschnitt unterteilt. Der Montageabschnitt 1 erstreckt sich auf den Bereich vom Widerlager auf der schwedischen Seite bis über

Pfeiler 5 hinreichend. Für diesen Abschnitt wird das klassische Taktschiebverfahren ohne Hilfsstützen eingesetzt.

Der Montageabschnitt 2 beinhaltet den Brückenbereich vom norwegischen Widerlager bis zum Bogenbeginn. Da hier eine bessere Zugänglichkeit des Geländes unterhalb der Brücke gegeben ist, wird der Stahlüberbau unter Verwendung von Hilfsstützen mit einem schweren Mobilkran von unten montiert. Mit dem gleichen Großkran werden die noch bis zum Bogenanfang fehlenden Schüsse auf der schwedischen Seite montiert.

Nach Abschluss dieser beiden Montageabschnitte sind die Stahlüberbauten von beiden Seiten bis zum jeweils ersten Hänger montiert. Im Montageabschnitt 3 wird sodann das fehlende Mittelstück im Bogenbereich auf einem Großponton direkt unter die Einbaustelle gefahren und von dort mit einer Serie von Litzenhebern hochgezogen.

Im ersten Montageabschnitt erfolgt die Vormontage von insgesamt drei Schüssen im Takteller hinter dem schwedischen Widerlager. Nach dem vollständigen Abschweißen eines derartigen ca. 75 m langen Brückenabschnittes wird der erste Vershubtakt mit Hilfe von Zuglitzen durchgeführt. Da bedingt durch die gewählte Brückengestaltung mit extrem schlanken Pfeilern unterhalb der Hauptträgerstege keine Pfeiler als Auflagerpunkte für die Vershublager vorhanden sind, muss an jedem Pfeiler eine recht aufwendige Hilfskonstruktion zur Aufnahme der Vershublager vorgesehen werden. Auf diese Weise werden insgesamt vier Vershubtakte realisiert, wobei bedingt durch die Klotheide im vorderen Bereich dieses Abschnittes auch Querbewegungen an einzelnen Pfeilern aufgenommen werden müssen.

Beim Montageabschnitt 2 wird eine klassische Hubmontage von unten vorgenommen. Durch den Einsatz eines Großkranes wird hierbei erreicht, dass dieser Abschnitt aus wenigen Kranpositionen komplett montiert werden kann.

Der Höhepunkt der Montage wird im Montageabschnitt 3 erreicht, wo das fehlende Mittelstück in einer Gesamtlänge von ca. 127 m, einer Gesamtbreite von ca. 28 m und mit einem Gewicht von ca. 1.300 t mit Hilfe von Litzenhebern in einem Hub montiert wird. Das Mittelstück wird zunächst auf einem Pontonverband an einer geeigneten

Stelle in Baustellennähe komplett zusammengebaut und verschweißt. Hier werden auch die Hänger-Querträger zur Verbindung der beiden Überbauhälften endmontiert. Für das Hochziehen des Mittelstücks werden die Litzenbündel am Betonbogen mit Hilfskonstruktionen fest verankert. Die Hohlkolbenpressen werden in Abweichung zum üblichen Verfahren auf dem Mittelstück selbst verankert. Für den Hubprozess selbst wird über ein kompliziertes Steuerungssystem sichergestellt, dass der Bogen immer exakt symmetrisch belastet wird und dass auch in den einzelnen Litzenbündeln immer die planmäßigen Zugkräfte eingestellt werden.

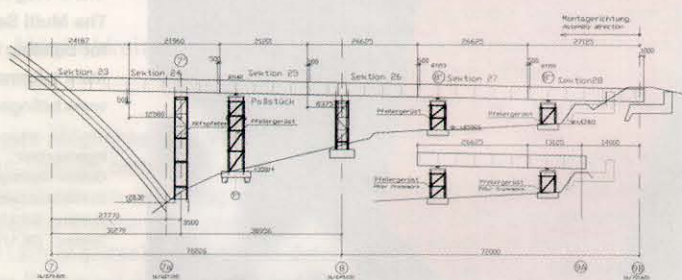
Die Sicherstellung der symmetrischen Belastung für den extrem schlanken Betonbogen ist hierbei von entscheidender Bedeutung, da derartige statische Systeme extrem empfindlich auf unsymmetrische Lasten reagieren. Nach Erreichen der Endposition wird das Mittelstück auf der einen Seite mit dem vorhandenen Überbau längs und quer verbunden. Auf der anderen Seite wird eine längsbewegliche und querfeste temporäre Montageverbindung mit dem bereits montierten Überbau hergestellt.

Im Anschluss daran erfolgt in symmetrischen Einbauphasen die Montage der Hänger. Diese werden mit Hilfe der eingangs beschriebenen Verankerungstraversen und hydraulischen Pressen im Innern des Betonbogens auf die planmäßigen Sollkräfte vorgespannt.

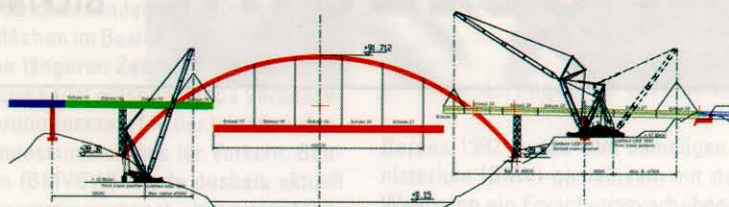
Nach dem Einbau und Vorspannen sämtlicher Hänger werden die Litzenbündel ausgebaut, so dass das Mittelstück nur noch von den Hängern getragen wird. In diesem Zustand wird die Gradiente exakt vermessen und – falls erforderlich – Höhenkorrekturen durch Nachspannen einzelner Hänger vorgenommen.

Erst anschließend werden die Querstöße an beiden Enden des Mittelstücks endgültig verschweißt. Hierbei wird in einem nächtlichen Großeinsatz bei ausgeglichener Temperatur so viel Schweißgut eingebracht, dass beim Auftreten von unterschiedlichen Temperaturen durch Sonneneinstrahlung die daraus resultierenden Schnittgrößen an diesen beiden Querstößen sicher aufgenommen werden können.

Nach Abschluss der Stahlbaumontage werden die Geländer und Fahrbahnübergänge montiert, der Fahrbahnbelag aufgebracht und schließlich die dritte Deckbeschichtung auf den Außenflächen appliziert.



Montageabschnitt 2; Hubmontage



Montageabschnitt 3; Litzenhebereinsatz für Mittelstück

6. Schlussbemerkung

Wenn am 7.6.2005, also exakt 100 Jahre nach der Unionsauflösung zwischen Schweden und Norwegen, diese neue Grenzbrücke dem Verkehr übergeben wird, erhalten diese beiden Länder ein neues Brückenbauwerk, das in vielerlei Hinsicht bemerkenswert ist. Unabhängig von der extrem transparenten, leichten und kühn gespannten Tragkonstruktion ist dann ein Bauwerk entstanden, das auch hinsichtlich Ausstattung und erwarteter Lebensdauer herausragend ist.

Für uns deutsche Stahlbrückenbauer ist es eine technisch äußerst anspruchsvolle und in vieler Hinsicht lehrreiche Aufgabe, diese Stahlkonstruktion zu berechnen, zu fertigen und zu montieren. Wir erkennen hierbei, dass in Schweden bereits sehr viel fortschrittlichere Berechnungs- und Bemessungskonzepte angewendet werden, als dies in Deutschland der Fall ist.

Wir erkennen insbesondere, dass zur Sicherung einer hohen Lebensdauer dieser Brückenkonstruktion viele neue Wege beschritten werden. Beheizbare Fahrbahnbeläge, isolierte und beheizbare Entwässerungsleitungen und Luftentfeuchtungsanlagen im Brückeninneren sind alles

Maßnahmen, die dieser Zielsetzung in einer volkswirtschaftlich vorteilhaften Weise gerecht werden.

Dass mit dieser Maßnahme auch die in Deutschland nahezu verpönte orthotrope Stahlfahrbahn sogar in Einsatzgebieten mit sehr winterlichen Klimaeinflüssen zu Ehren kommt, ist für den Stahlbrückenbau besonders erfreulich und sollte auch anderswo Schule machen.

Nicht minder bedeutsam ist, dass aufgrund der besonderen geologischen Gegebenheiten bei dieser Brückenbaustelle auch jene Montageverfahren eingesetzt werden können, die von Brückenbau Plauen in den letzten Jahren in Deutschland im besonderen Maße vorangetrieben wurden. Mit der werkstattmäßigen Vorfertigung von möglichst großen Brückensektionen ergeben sich hierbei sowohl für das Taktschieben als auch für die Hubmontage mit Großkranen und schließlich auch für die Litzenheber-Montage des großen Mittelstückes im Bogenbereich äußerst günstige Einsatzmöglichkeiten.