

Vortrag Symposium Dresden 2008

Dipl.-Ing. Hans-Joachim Casper, Dipl.-Ing. Markus Karpa

Weitgespannte Straßenbrücke über die BAB A 73 - Konstruktion und statische Berechnung des Rohrfachwerkes mit geschweißten Knoten

Inhaltsverzeichnis

1. Einführung
2. Entwurf und Konstruktion
 - 2.1 Überbau
 - 2.2 Unterbau und Gründung
 - 2.3 Montage
3. Konstruktion und Berechnung der Fachwerkknoten
 - 3.1 Konstruktion
 - 3.2 Statische Berechnung
4. Bauausführung und Qualitätssicherung
 - 4.1 Werkstoffe
 - 4.2 Fertigung und Qualitätssicherung
5. Zusammenfassung

1. Einführung

Die BAB A 73 Suhl – Lichtenfels ist mit der BAB A 71 Erfurt – Schweinfurt Teil des Verkehrsprojektes Deutsche Einheit Nr.16. Der 222 km lange vierstreifige Fernstraßenneubau zwischen den West-Ost-Autobahnen A4 und A70 soll den südthüringischen Raum erschließen und die thüringischen Wirtschaftszentren mit Franken und Bayern verbinden.

Die Realisierung dieses Bauvorhabens erfolgt durch die DEGES und die Straßenbaubehörden des Freistaates Bayern.

Das Brückenbauwerk 67-1 überspannt die BAB A73 Suhl – Lichtenfels in Bau-km 67+021 im Regierungsbezirk Oberfranken in Bayern. Überführt wird die Kreisstraße LIF 2 ohne Zwischenunterstützung über die beiden Richtungsfahrbahnen der Bundesautobahn.

Bauherr ist die Autobahndirektion Nordbayern.

Die exponierte Lage des Bauwerkes am Nordrand des Maintals in unmittelbarer Nachbarschaft zu Kloster Banz und der Wallfahrtskirche Vierzehnheiligen waren Verpflichtung, ein Bauwerk mit einer ansprechender Gestaltung zu schaffen.

Die Besonderheit verleiht dem Brückenbauwerk jedoch die natürliche Verbindung von architektonischem Anspruch und technischem Fortschritt.

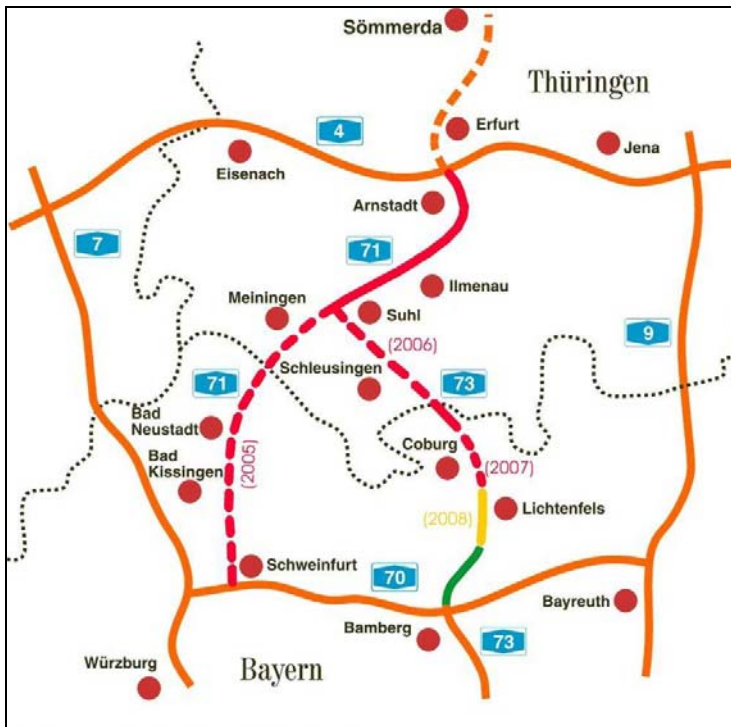


Bild 1.1: Verkehrsprojekt Deutsche Einheit Nr. 16

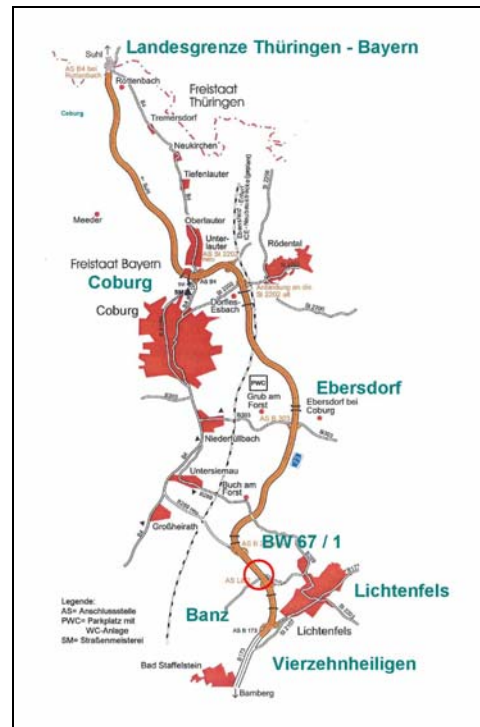


Bild 1.2: Lage des Bauwerkes

Zur Ausführung kommt über dem 20 m tiefen Einschnitt der Autobahn ein gevoutetes Rahmentragwerk mit verschweißten Hohlprofilknoten und aufliegender Stahlbetonverbundplatte.

Das weit gespannte schlanke Rohrfachwerk und die Vermeidung sichtbarer Widerlagerwände vermitteln Leichtigkeit und Transparenz.

Der Entfall von Lagern und Fugen sowie teureren Gussknoten minimieren die Herstellungs- und Unterhaltungsaufwendungen und stellen eine Innovation im deutschen Brückenbau dar.

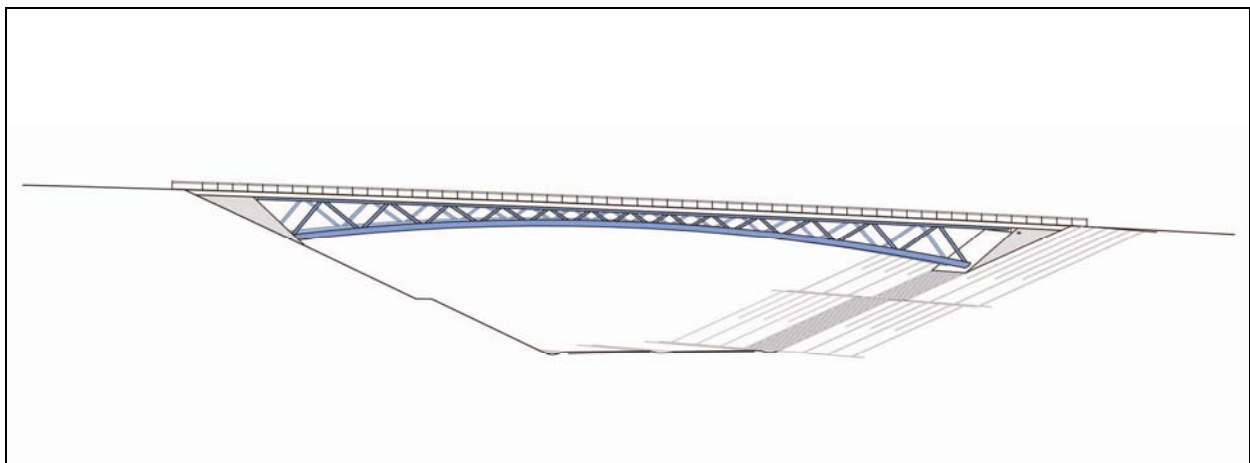


Bild 1.3: Ansicht

Die Entwurfs- und Tragwerksplanung wurde im Auftrag der Autobahndirektion Nordbayern von der Ingenieurgesellschaft Schmitt Stumpf und Frühauf durchgeführt. Das Bauwerk befindet sich zurzeit im Bau und wird im Jahre 2008 fertig gestellt.

2. Entwurf und Konstruktion

2.1 Überbau

Der Überbau mit einer Spannweite von 90,82 m zwischen den Widerlagerachsen wird als Stahlverbundtragwerk, bestehend aus zwei Stahlfachwerkträgern mit Ort betonfahrbahnplatte, ausgeführt. Die Hauptträger sind in die massiven Widerlager eingespannt.

Die Brückenschiefe im Grundriss von 75,7 gon entspricht dem Kreuzungswinkel der unterführten Bundesautobahn.

Das Bauwerk liegt in einer Kuppenausrundung, womit sich eine bogenförmige Form der Obergurte ergibt.

Durch die aus gestalterischen Gründen zu den Widerlagern hin angevouteten Hauptträger wird die Bogenform des monolithischen Tragwerkes zusätzlich statisch günstig verstärkt. Zwangsschnittkräfte und Horizontalverformungen werden auf aufnehmbare und zulässige Werte reduziert.

Die Konstruktionshöhen von OK Verbundplatte bis zur Achse des Untergurtrohres betragen in Feldmitte 2,34 m und an den Widerlagern 5,81 m.

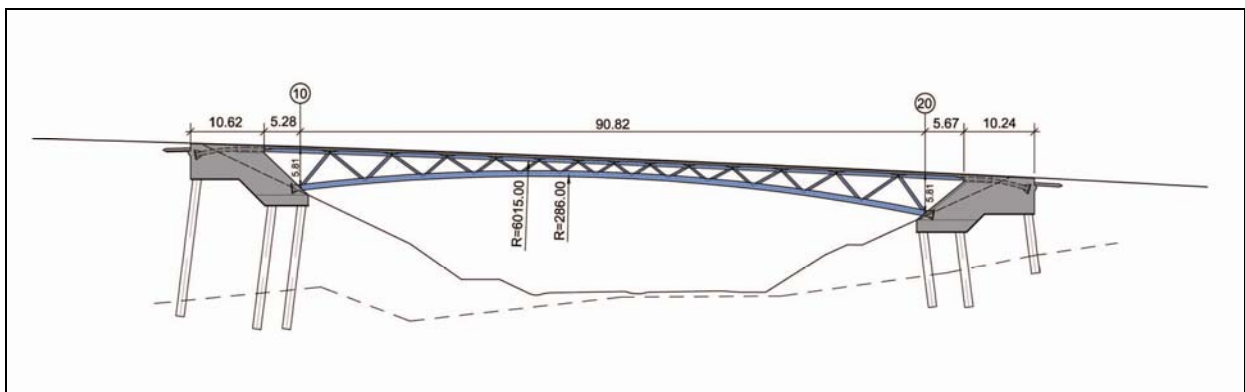


Bild 2.1: Längsschnitt

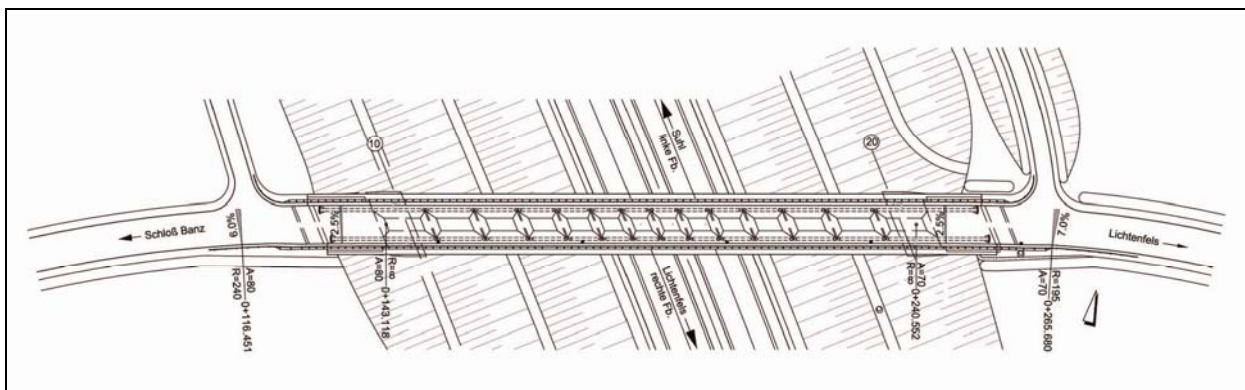


Bild 2.2: Grundriss

Die Brücke besitzt einen einteiligen Regelquerschnitt mit einer Breite von 10,5 m zwischen den Geländern. Die Fahrbahnbreite beträgt 7,0 m, die Gesimskappen sind jeweils 2,0 m breit.

Zur architektonischen Gestaltung sind die beiden Fachwerkebenen im Querschnitt zur Fahrbahn hin nach innen geneigt.

In der Obergurtebene sind die Knoten durch Querstreben miteinander verbunden. Diese dienen der Versteifung des Tragwerkes in Bau- und Endzustand. Die Untergurtebene bleibt frei von Verbänden.

Die Querschnitte des Stahltragwerkes bestehen aus Rohrprofilen mit Außendurchmessern von 813 mm in den Untergurten, 508 mm in den Obergurten und 244,5 mm in den Querstreben. Die Diagonalen weisen entsprechend der statischen Notwendigkeit Durchmesser zwischen 457 und 324 mm auf. Die Wandstärken der Rohre betragen bis zu 50 mm. Die Gesamttonnage des Stahls der Güte S 355 beträgt ca. 310 to.

Die schubfest aufbetonierte Fahrbahnplatte ist entlang der Obergurte des Fachwerkes und der Querstreben maximal 55 cm, in Feldmitte 30 cm und an den Kragarmaußenseiten 23 cm stark und wird schlaff bewehrt. Der Schubverbund zwischen den Hauptträgerobergurten und den Querstreben, die jeweils zur Hälfte in die Betonplatte einbinden, und der Ortbetonverbundplatte erfolgt in üblicher Weise über Kopfbolzendübel.

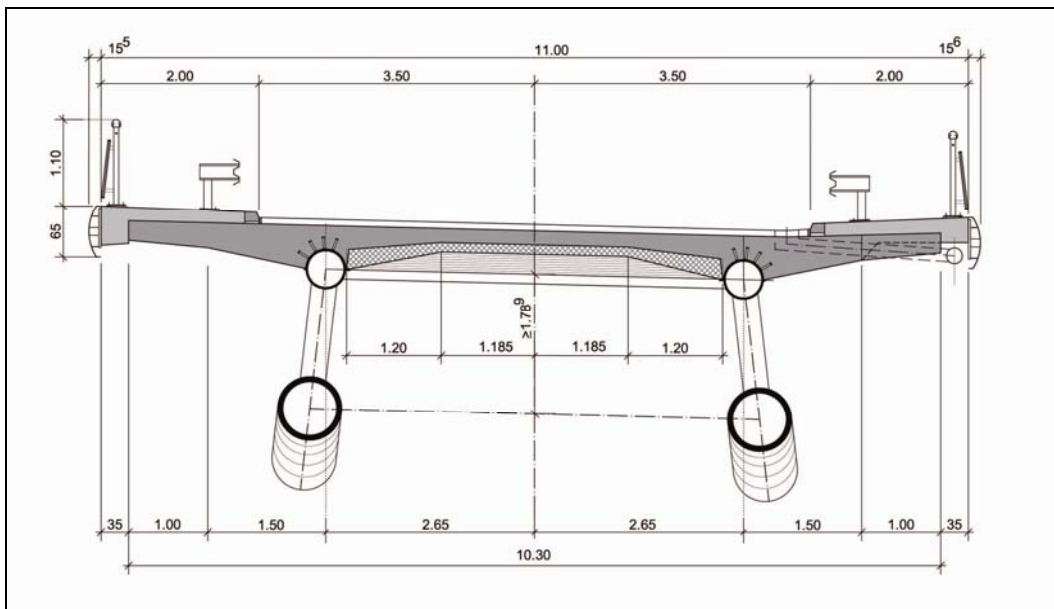


Bild 2.3: Regelquerschnitt

2.2 Unterbau und Gründung

Die Widerlager werden massiv ausgeführt und monolithisch mit dem Überbau verbunden. Am Übergang zum Erdkörper werden zur Aufnahme von Verschiebungen Schleppplatten und Fahrbahnübergänge aus Asphalt angeordnet.

Gegründet sind die Unterbauten über geneigte Großbohrpfähle mit Durchmessern von 1,20 m und Längen bis zu 18 m im Mergel- und Tonstein.

Die Größe der Widerlager wurde so gewählt, dass Zugkräfte in den hinteren Pfahlreihen aus den Rahmeneckmomenten das Eigengewicht der Pfähle nicht überschreiten und negative Mantelreibungen vermieden werden. Weiterhin sind die in den Böschungen liegenden Widerlager treppenförmig ausgebildet, sodass sich auch die Widerlagerkörper durch die vorhandene Bettung an der Lastabtragung des Bogenschubes beteiligen.

2.3 Montage

Im ersten Arbeitsschritt werden die Widerlager bis unterhalb der Obergurte des Stahlfachwerkes und mit Aussparungen im Bereich der Fachwerkuntergurte hergestellt. Die anschließende Kranmontage des Stahlbaus erfolgt in einer Teilung von 3 Schüssen auf 2 x 2 Hilfsstützen, die in den Drittelpunkten des Tragwerkes aufgestellt werden. Nach dem Verschweißen der Gesamtstruktur werden die Endpunkte der Fachwerkober- und -untergurte an einbetonierten Stahlhilfskonstruktionen verschweißt und die Untergurte sowie die Endbereiche der Obergurte in die Widerlager einbetoniert. Vor der Herstellung der Verbundplatte ist damit bereits ein Rahmensystem vorhanden.

Zur Minimierung der Risswahrscheinlichkeiten und aus Gründen der Wirtschaftlichkeit wird zunächst der Feldbereich der Verbundplatte auf dem noch temporär unterstützten Überbau hergestellt. Die Fahrbahnplatte in den Stützbereichen wird nach dem Absenken der Hilfsstützen aufgebracht, wobei diese Betonierabschnitte nicht am Widerlageranschnitt enden, sondern bis weit in die Widerlager reichen.

Mit dieser Vorgehensweise entlastet die durch die Eigengewichtslasten günstig überdrückte Verbundplatte das Stahltragwerk im Feldbereich. Im Stützbereich werden Zugkräfte aus dem Plattengewicht vermieden.

Mit dem abschnittswisen Einbetonieren der Fachwerkobergurt in die Widerlager wird eine weitestgehend kontinuierliche Lasteintragung der Normalkräfte erreicht und eine punktuelle Schubübertragung am Anschnitt zum Massivbeton so weit als möglich unterbunden.

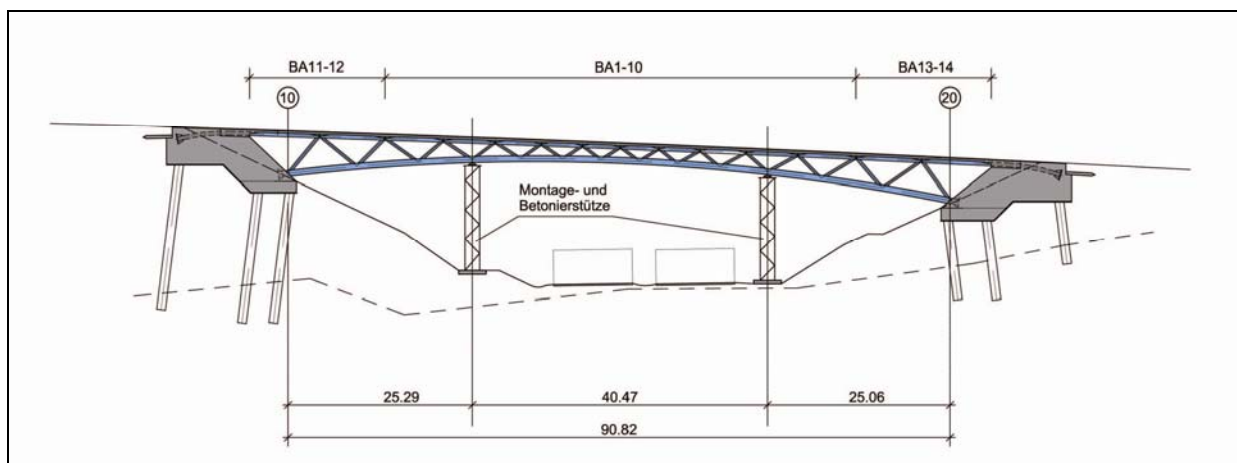


Bild 2.4: Längsschnitt im Bauzustand

Die Herstellung der Ort betonplatte erfolgt mit einem Schalwagen. Aufgrund der schwierigen Einschalung zwischen den in unregelmäßigen Abständen vorhandenen Stahlquerträgern kommen in diesem Bereich Fertigteileplatten zum Einsatz.

3. Konstruktion und Berechnung der Fachwerkknoten

3.1 Konstruktion

Als Neuerung im deutschen Brückenbau werden die Fachwerkknoten des Tragwerkes als geschweißte Rohrknoten ohne den Einsatz von Gussstücken ausgebildet.

Ziel war es dabei, eine Knotenform zu wählen, die im Grenzzustand der Ermüdung ein Rissbild im Bereich der für Herstellung und Prüfung gut zugänglichen vorderen Nahtbereiche in den stumpfen Winkeln erwarten ließ.

Zur Beurteilung wurde die Bruchkriterienmethode herangezogen, die an der Universität Karlsruhe für die Bemessung von ermüdungsbeanspruchten Fachwerkknoten aus Rundhohlprofilen entwickelt wurde. Damit ist es möglich, in Abhängigkeit der Knotenparameter die erwartete Bruchart und Bruchstelle zu ermitteln.

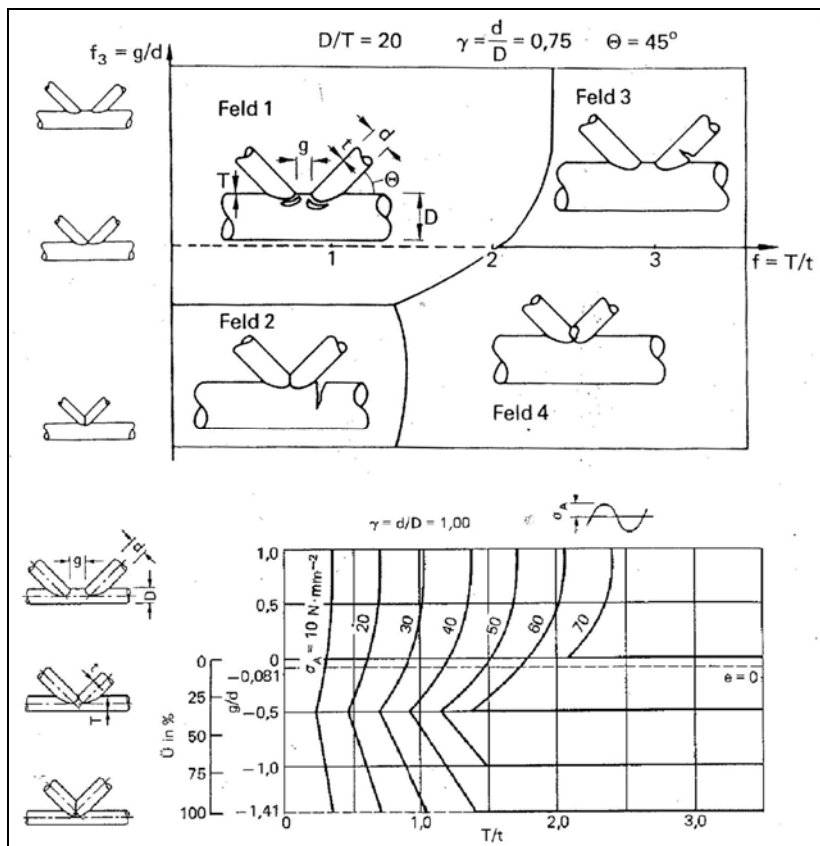


Bild 3.1.1: Brucharten bei Hohlprofilknoten unter Ermüdung

Zur Ausführung kommen ebene K-Knoten, deren Diagonalen sich zur Erleichterung der Fertigung und auch der statischen Beurteilung nicht überlappen.

Mit den gewählten Durchmesser- und Wanddickenverhältnissen und den festgelegten Spaltbreiten ist davon auszugehen, dass der Grenzzustand der Ermüdung bei diesen Knotenkonstruktionen im Grundwerkstoff in der Übergangszone zur vorderen HV-Nahtverbindung beginnt (Feld 1).

Mit den erwarteten Bruchbildern der gewählten Fachwerkknoten konnten Schweißnähte ausgeführt werden, die von HV-Nähten im stumpfen Winkel der Diagonalenanschlüsse in Kehlnähten in den spitzen Winkeln übergehen. Auf ein

schwieriges und teureres Durchschweißen des vollen Diagonalenquerschnittes wurde bei den vorliegenden Konstruktionsparametern ebenso verzichtet wie auf aufwendige Schweißbadsicherungen, die unter ermüdungstechnischen Aspekten auch keine Vorteile versprochen.

Die Nahtvorbereitungen erfordern kontinuierlich verlaufende räumliche Verschneidungskurven. Aus Gründen der Dauerhaftigkeit wurden keine Nahtsprünge zugelassen.

Ein Ausführungsproblem stellen diese Anschlüsse heute für die Stahlbaufirma nicht mehr dar, da die Rohre von einer auf CNC Profilbrennschneiden spezialisierten Firma mit fertigen Brennschnitten geliefert werden, deren passgenaue, nachbearbeitungsfreie Konturen die Schweißnahtvorbereitung bereits beinhalten.

Die Querträger im Bereich der Fahrbahnplatte wurden an die Fachwerkobergurte mit umlaufenden HV-Nähten angeschlossen.

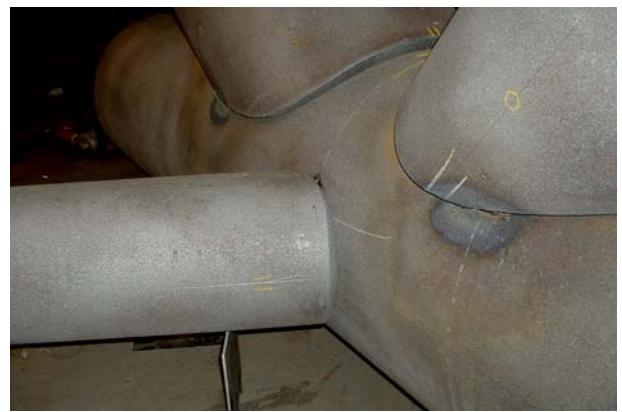


Bild 3.1.2 und 3.1.3: Nahtvorbereitung Versuchsknoten

3.2 Statische Berechnung

Neben den üblichen Tragsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweisen waren für die Rohrknöten Betriebsfestigkeitsnachweise zu führen.

Da der geltende DIN-Fachbericht hierfür keine katalogisierten Kerbfalltabellen bereitstellt, war eine gewohnt einfache Nachweisführung am Stabtragwerk mit vorgegebenen Nennspannungsschwingbreiten nicht möglich.

Die Nachweisführung erfolgte daher auf Grundlage von Strukturspannungen, was durch den DIN Fachbericht grundsätzlich zugelassen, jedoch mit einem deutlich höheren Rechenaufwand verbunden ist.

Strukturspannungen, auch „Hot Spot“ Spannungen genannt, berücksichtigen die örtliche geometrische Tragwerksstruktur des versteiften Rohrknöten. Die geometrische und strukturelle Kerbwirkung der Schweißnaht selbst ist in Strukturspannungswöhlerlinien erfasst, denen die errechneten Spannungsamplituden gegenübergestellt werden.

Für die vorliegenden großen Rohrknöten war der Strukturspannungsnachweis unumgänglich. Allgemein ist ein Strukturspannungsnachweis aber dort sinnvoll, wo großräumige Kerben aus der Bauteilgeometrie von den konstruktiven Kerben der Schweißverbindung nicht getrennt werden können.

Eine mögliche 3. Nachweismethode hätten weitergehende Berechnungen mit Kerbspannungsnachweisen dargestellt, die die Spannungen im Kerbgrund bei genauer Abbildung der Kerbformen betrachten, was deren genaue Kenntnis voraussetzt und diese Nachweise entsprechend schwierig macht.

Die Strukturspannungsmethode stammt vom Ende der 70er und aus den 80er Jahren. Diese Methode wurde im Rahmen der europäischen Offshore-Untersuchungen weiter entwickelt und an der TU Karlsruhe und TU Delft für Abmessungen des Bauwesens weiter bearbeitet.

Die neueste alles zusammenfassende Arbeit auf diesem Gebiet ist im CIDECT – Book Nr. 8 zu finden. Die dort gemachten Angaben und Formeln stellen für verschweißte dickwandige Rohrverbindungen den neuesten Stand der Technik dar.

Die Nachweisart mittels Strukturspannungen wurde auch in den EC 3 – Teil 1.9 aufgenommen, um der Entwicklung neuer Nachweismethoden nicht im Wege zu stehen.

Zur Nachweisführung wurde das gesamte Bauwerk als räumliches Tragwerk abgebildet. Das Rohrfachwerk wurde mit Stäben, die Widerlager und die Fahrbahnplatte mit Finiten Elementen beschrieben. Die Knotenpunkte wurden biegesteif angenommen und die Exzentrizitäten der Schwerachsen berücksichtigt.

Die Bettung der Pfahlgründung erfolgte entsprechend den Baugrundwerten aus dem Bodengutachten, wobei für das Rahmensystem zusätzliche Grenz betrachtungen durchgeführt wurden.

Für den Nachweis der Ermüdung wurde das Ermüdungslastmodell 3 entsprechend den Vorgaben des DIN-Fachberichtes 101 auf das System aufgebracht. Die Bestimmung der einzelnen λ -Faktoren (Anpassungsbeiwerte für Brücken) für die Ermüdungsnachweise erfolgte entsprechend den Vorgaben des DIN-Fachberichtes 103 bzw. den zugehörigen Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau des BMVBW.

Zur Berechnung der maximalen Strukturspannungen an den Schweißnahtfußpunkten wurden die Knotengeometrien als Finite-Element-Modelle mit Volumenelementen wirklichkeitsnah abgebildet.

Als maximale Elementgrößen wurden dabei die halben Blechdicken bzw. kleinere Werte gewählt, sodass Änderungen der Elementgrößen keinen nennenswerten Einfluss auf die Spannungsverteilungen hatten. In diesen Modellen war es auch möglich, die Schweißnahtformen zu berücksichtigen.

Die Beanspruchungen wurden aus dem Haupttragsystem frei geschnitten und auf diese Teilsysteme aufgebracht.

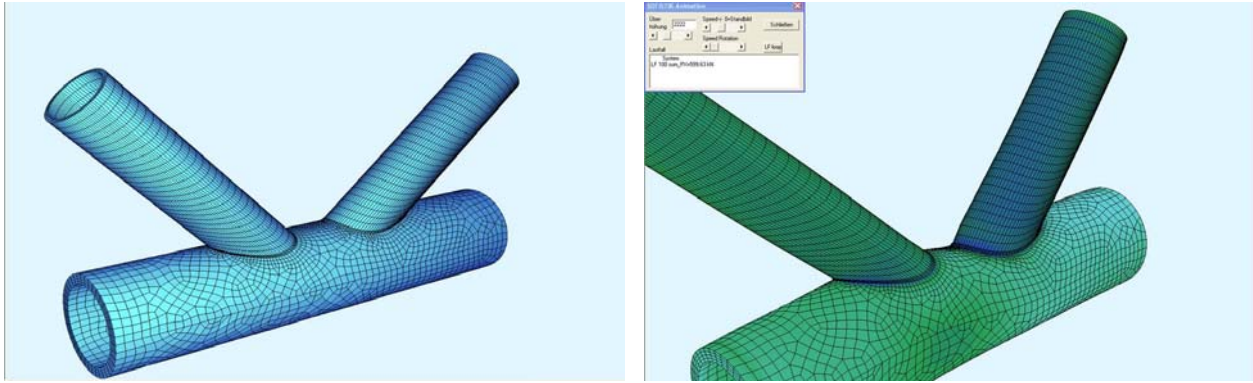


Bild 3.2.1 und 3.2.2: Statische Modellierung Fachwerkknoten

Zur Nachweisführung und Bewertung der errechneten Spannungsamplituden konnte das CIDECT- Book Nr. 8 (Comité International pour le Développement et l' Etude de la Construction Tubulaire) herangezogen werden, dessen Ermüdungsfestigkeitskurven für den Strukturspannungsnachweis von Kreishohlprofilanschlüssen auch den Wanddickeneinfluss berücksichtigen.

Der EC 3 – Teil 1.9 gibt zwar Kerbfälle für die Verwendung von Strukturspannungen an, macht jedoch keine Aussagen zu diesem "Maßstabseffekt", d. h. zur Abminderung der Knoten Tragfähigkeit in Abhängigkeit größerer Wandstärken und den damit einhergehenden höheren Eigenspannungszuständen in den Schweißnahtbereichen.

Nach CIDECT – Book Nr. 8 ergaben sich in Abhängigkeit der Wandstärken Ermüdungsfestigkeiten zwischen 76 und 100 N/mm². Als Teilsicherheitsbeiwert für den Ermüdungswiderstand wurde in Anlehnung an den DIN-Fachbericht 103 $\gamma_{MF} = 1,15$ angesetzt. Das nach DIN-Fachbericht geforderte Sicherheitsniveau für die Straßenbrücke wird damit erfüllt.

Zum Vergleich und zur Sicherheit wurden ergänzende Ermüdungsnachweise mit den Kerbfällen (Tabelle 8.7) nach Eurocode 3 (DIN EN 1993-1-9) geführt, auch wenn die dort angegebenen Anwendungskriterien wie Rohrdurchmesser und Wandstärken nicht bei allen Knoten erfüllt waren. Die Schwingbreiten der Nennspannungen wurden am Stabsystem ermittelt. Die Kerbfälle bestimmten sich aus dem Wanddickenverhältnissen t_0/t_i . Für Blechstärken von größer 25 mm wurde ein Korrekturfaktor von $(25/t_i)^{0,2}$ berücksichtigt.

Zusätzlich wurden die Strukturspannungsnachweise auch mit den im CIDECT – Book Nr. 8 angegebenen Spannungskonzentrationsfaktoren geführt. Diese Spannungskonzentrationsfaktoren geben das Verhältnis von lokaler Strukturspannung zur Nennspannung an. Bei diesem Nachweis erübrigen sich aufwendige räumliche Finite-Element-Berechnungen. Auch sind im CIDECT – Book Nr. 8 Vergrößerungsfaktoren zur Berücksichtigung sekundärer Momente angegeben, wenn zur Ermittlung der Nennspannungen ein Fachwerkmodell mit durchlaufenden Gurten und gelenkig angeschlossenen Diagonalstäben zugrunde gelegt wird. Alle Nachweise erfüllten die geforderten Sicherheiten.

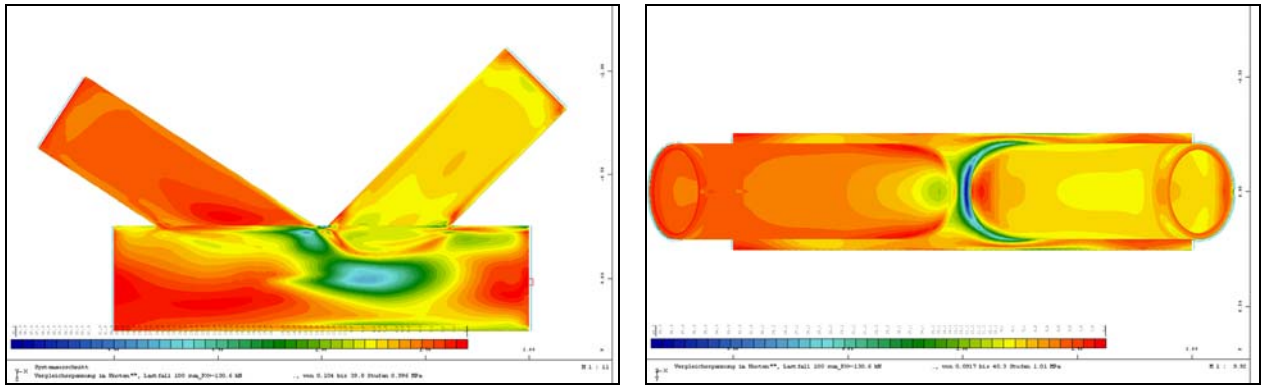


Bild 3.2.3 und 3.2.4: Nachweis der Fachwerkknoten, Schnitt und Draufsicht

Die Spannungsverteilungen in den Knotenpunkten aus den Berechnungen der Strukturspannungen bestätigten die Betrachtungen nach der Bruchkriterienmethode, nach denen eine potentielle Rissstelle an den vorderen Schweißnahtkronen bzw. im seitlichen Sattelbereich, jedoch nicht an der hinteren als Kehlnaht ausgeführten Schweißnahtferse zu erwarten ist.

Da geschweißte Fachwerkknoten aus Rohrprofilen in der gültigen Fassung des DIN Fachberichts 103 nicht explizit und in der aktuellen Fassung des Eurocode 3 für das vorliegende Bauvorhaben in Bezug auf Schweißnahtdetails und Wanddickenabhängigkeit nur unzureichend geregelt sind, wurde eine Zustimmung im Einzelfall beantragt und von der Obersten Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Inneren auch erteilt.

Hierfür wurden zur Untersuchung des Maßstabsfaktors sowie zur Verifizierung der FE-Berechnungen durch Univ.-Prof.Dr.-Ing. I. Mangerig Versuche an Knotenkonstruktionen für die hier vorherrschenden Bauteilabmessungen mit Durchmessern $\varnothing = 508$ mm und Blechstärken bis zu $t = 32$ mm durchgeführt.

Ergebnisse von analogen Versuchskörpern mit kleineren Abmessungen waren aus dem Labor von Prof. Dr.-Ing. Ö. Bucak vorhanden.

Die durchgeführten Versuche bestätigten die als Grundlage der Tragwerksplanung angenommenen Maßstabeffekte. Ebenso konnten mit den numerischen Simulationen die ertragenen Schwingbreiten sehr genau vorausgesagt werden.

4. Bauausführung und Qualitätssicherung

4.1 Werkstoffe

Die Obergurte und Diagonalen des Tragwerkes mit maximalen Durchmessern von 508 mm bestehen aus warm gefertigten Hohlprofilen, d. h. aus nahtlosen Rohren nach DIN EN 10210.

Die Untergurte mit Durchmessern von 813 mm waren als warm gefertigte Rohre nicht lieferbar und werden als kalt hergestellte, geschweißte und anschließend normalisierte Rohre nach DIN EN 10219 ausgeführt.

Aufgrund der inhomogeneren Härteverteilung und den höheren Eigenspannungen bei kalt gefertigten Rohren wurde besonderen Wert auf die Prüfzeugnisse und die Nachweise der Schweißeignung der gelegt.

Mit dem Abnahmezeugnis 3.2 nach DIN EN 10204 (bisher 3.1.c) war bei den kalt gefertigten Rohren das Ursprungszeugnis der Bleche und das Wärmebehandlungszeugnis der Rohre vorzulegen. Weiterhin waren der Nachweis der Kerbschlagzähigkeit des Rohrmaterials bei -30°C , ein Aufschweißbiegeversuch und der Nachweis der Z-Güte (Z25) nach DAST-Richtlinie 014 gefordert. Zugversuche in Blechdickenrichtung nach DIN EN 10164 sollten mindestens eine Zugfestigkeit in Blechdickenrichtung von 80% des Mindestnormwertes gemäß DIN EN 10210 erbringen.

Stahllieferanten und Brennschnitt-Methode wurden mit den ausführenden Firmen bereits vor der Auftragvergabe besprochen und festgeschrieben.

4.2 Fertigung und Qualitätssicherung

Neben dem Besitz eines gültigen Prüfzertifikates wurde zur Herstellung der Rohrknotten von den 5 vorgesehenen Schweißern eine Zusatzprüfung nach DIN 18808 abgelegt. Für die Schweißung aller Wurzellagen wurden nur zwei namentlich benannte, besonders qualifizierte Schweißer aus diesem Kreis zugelassen.

Aufgrund der hohen schweißtechnischen Qualitätsanforderungen wurde zur Anerkennung des Herstellungs- und Prüfungsverfahrens der Rohrknotten vor der Werkstattfertigung eine Verfahrensprüfung, d. h. eine zerstörende Werkstoffprüfung durchgeführt. Hierzu wurde von den vorgesehenen Schweißern ein Prüfknoten unter wirklichkeitsnahen Bedingungen mit den Abmessungen der Fachwerkobergurtnoten geschweißt.

Nach der Offenlegung des Prüfknotens wurden Nahtgeometrie, Schliffbild und Härteverteilung in Hinblick auf die Dauerfestigkeit der Stahlkonstruktion beurteilt. Besonderes Augenmerk wurde auf die Erfassung der Wurzellage, die Vermeidung von Kerben und evtl. hieraus sich als notwendig erweisende Korrekturen der Schweißnahtvorbereitung gelegt.



Bild 4.2.1: Prüfknoten für Verfahrensprüfung



Bild 4.2.2: Prüfung der Proben bei der LGA, Nürnberg

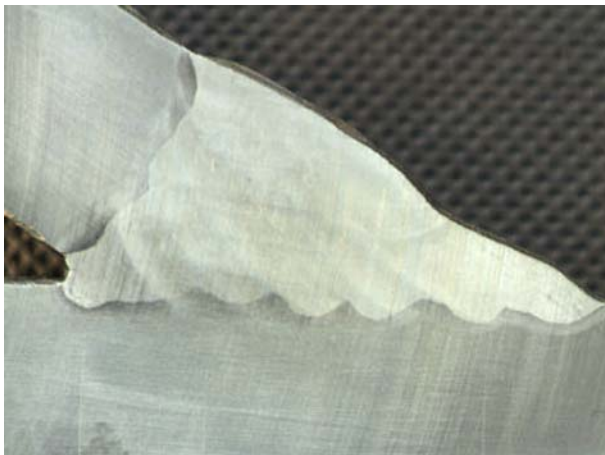


Bild 4.2.3: Makroschliffe

Im Zuge der Verfahrensprüfung wurden die Schweißnähte auch soweit möglich mit Ultraschall geprüft und mit der Öffnung des Knotens nachgewiesen, dass Fehlstellen, insbesondere Wurzelfehler in den maßgeblichen Anschlussbereichen erkannt wurden.

Die Schweißnahtprüfung am Bauwerk sah die Überprüfung von 50% der Knotenschweißungen von Diagonalen und Querträgern im Bereich der HV-Nähte vor. Die Kehlnähte wurden nur stichprobenartig einer Oberflächenrissprüfung unterzogen. Während Rissbildung und Risswachstum bei den geschweißten Fachwerknuten erkennbar sind und diese Bauteile als schadenstolerant eingestuft werden können, sind die allgemein üblichen Stumpfstoße in den Zuggurten als deutlich kritischer einzustufen. Eine mögliche Rissbildung ist von der nicht sichtbaren Wurzellage aus zu erwarten und ein Bruch dieser Verbindungen wäre gleichbedeutend mit einem Versagen des Bauwerkes. Zu der notwendigen 100%igen Prüfung aller Stumpfstoße durch die verantwortliche Schweißaufsicht wurde daher vom Bauherrn in Absprache mit Prüflingenieur und Tragwerksplaner ergänzend ein mit Rohrschweißungen erfahrenes Institut beauftragt, das 50 % der Stumpfstoße in einer Nachbewertung im Sinne des 4-Augen-Prinzips zusätzlich prüfte.

Mit den gewählten Rohrquerschnitten wurden die zulässigen Beanspruchungen rechnerisch erreicht.

Zur konstruktiven Erhöhung der Dauerhaftigkeit wurden jeweils die ersten 4 Zugdiagonalen UIT (Ultrasonic Impact Treatment) behandelt. Dieses relativ neue und in

Europa bisher fast unbekanntes Verfahren der Schweißnahtnachbehandlung stammt aus der russischen U-Boot-Technik und hat nach der Öffnung der Grenzen seit etwa einem Jahr langsam auch im deutschen Automobil- und Kranbau Einzug gefunden. Beim Schweißen entstehen im Werkstoff Eigenspannungen, in der Regel Zugspannungen bis zur Höhe der Streckgrenze. Durch ein mechanisches Hämmern mit gleichzeitigem Einbringen von Ultraschallenergie wird beim UIT-Verfahren eine Kaltverfestigung der Schweißnahtoberfläche, eine Verbesserung der Geometrie und eine Einleitung von Druckspannungen in die Schweißnaht erreicht. Eine Lebensdauererweiterung ist damit möglich.



Bild 4.2.4 und 4.2.5: Werksfertigung

5. Zusammenfassung

Hohlprofile, insbesondere in runder Form, werden seit Jahrzehnten an hochoberbeanspruchten Konstruktionen eingesetzt. Hierzu zählen Mobilkräne großer Tragfähigkeit, Offshore-Konstruktionen und Förderanlagen. Im deutschen Brückenbau sind Rundhohlprofile eine der seltenen Konstruktionselemente, was wesentlich auf die hohen Kosten von Material und den bisher mit Gussknoten ausgeführten Anschlüssen zurückzuführen ist.

Die Anwendung von geschweißten Rohrknöten bei dem vorliegenden Brückentragwerk stellt im Straßenbrückenbau in Deutschland ein Novum dar. Es kann aber gezeigt werden, dass mit dem heutigen Stand der Technik sichere und dauerhafte Brücken mit geschweißten Rohrknöten gebaut werden können, wenn eine Grundkonstruktion mit einem erkennbaren Tragverhalten und mit Verständnis für den rechnerischen Bruchzustand gewählt wird.

Die Sinnhaftigkeit von Entwicklungen hängt maßgeblich von deren Wirtschaftlichkeit ab.

Die gewählte Bauweise mit Rundhohlprofilen verbindet eine kostengünstige Fertigung ohne Formstücke mit einer erhöhten Dauerhaftigkeit durch die Minimierung von Stumpfstoßen und den architektonischen Vorzügen der Rohrquerschnitte.

Literatur:

Stellungnahmen von Prof. Dr.-Ing. Ö. Bucak und Univ.-Prof. Dr.-Ing. I. Mangerig
Cidect-Book Nr. 8
Stahlbauhandbuch

Beteiligte:

Bauherr: Freistaat Bayern, Autobahndirektion Nordbayern
Beratung: Prof. Dr.-Ing. Ö. Bucak
Auftragnehmer: Fa. Raab Baugesellschaft mbH&CoKG, Ebensfeld
Stahlbau: STS Stahltechnik, Regensburg
Brennschnitte: Fa. Roprotec
Tragwerksplanung: SSF Ingenieure GmbH, München
Prüfung: Univ.-Prof. Dr.-Ing. I. Mangerig