

# Ermüdung von Hohlprofil- konstruktionen im Brückenbau

Herrn Prof. Dr. Manfred A. Hirt zur Vollendung seines 60. Lebensjahres gewidmet

Bei der Bemessung einer Brücke aus Stahlhohlprofilen stellt man fest, daß für die Profilabmessungen der Ermüdungsfestigkeitsnachweis maßgebend ist. Gerade für diesen Bauwerkstyp erlauben jedoch die aktuellen Berechnungsnormen keine optimale Ermüdungsbemessung. Um die vermehrte Realisierung von Brücken aus Hohlprofilen zu fördern, sind daher speziell auf diesen Bauwerkstyp zugeschnittene Bemessungsregeln notwendig. Solche zu entwickeln, ist das Ziel einer experimentellen und analytischen Forschungsarbeit, die z. Z. am Institut für Stahlbau (ICOM) der ETH Lausanne (EPFL) läuft. Untersucht werden dabei Fachwerkträger aus runden Hohlprofilen mit geschweißten, K-förmigen Rohrknotten. Im vorliegenden Aufsatz werden die Versuche präsentiert und ihre Ergebnisse diskutiert. Zudem werden theoretische Überlegungen zu den relevanten Bemessungsregeln sowie zum Einfluß der Steifigkeit der Knoten und der Profilabmessungen angestellt.

**Fatigue of hollow section structures in bridges.** *In the design of steel hollow section bridge trusses it has been found that member dimensions are dictated by the fatigue design of the welded hollow section joints. Current design specifications, however, do not allow an optimal fatigue design of these bridge joints. In order to promote tubular bridges, it is necessary to develop rules specific to these structures – this is the goal of the experimental and analytical work being carried out presently at ICOM, ETH Lausanne (EPFL). Tests have been performed on large-scale trusses with welded circular hollow section K-joints. Results from these tests are presented and discussed. Concepts with respect to the design of tubular bridge structures such as the rigidity of the joints and tubular dimensions are also presented.*

## 1 Einleitung

In der Schweiz, wie auch in anderen Ländern, werden zunehmend Konstruktionen aus Stahlhohlprofilen eingesetzt. Sie finden ihre Anwendung bei fast allen Tragwerkstypen wie Dachkonstruktionen, Schilderbrücken, Funkmasten, Fußgänger-, Straßen- und Eisenbahnbrücken. Unter den jüngst errichteten Bauwerken befinden sich die Dachkonstruktion des Düsseldorfer Flughafens (D), das Riesenrad „Golden Eye“ (GB) und die CargoLifter Werthalle (D) [1], um nur einige Beispiele zu nennen.

Aufgrund des einfachen und eleganten Erscheinungsbildes der direkt verschweißten Knoten in räumlich aufgelösten Fachwerkstrukturen aus Stahlhohlprofilen nimmt der Betrachter die eigentlich aufwendigen Bemessungs- und Herstellungsverfahren gar nicht zur Kenntnis. Dabei erfordern gerade die Hohlprofilfachwerke vom Ingenieur ein ausgeprägtes Verständnis sowohl des statischen Tragverhaltens als auch des Ermüdungsverhaltens der Knoten. Insbesondere sind diese Knoten aus folgenden Gründen anfällig für Ermüdungsprobleme:

- Der Spannungsfluß in den Schweißknoten ist sehr komplex, und es treten hohe Spannungskonzentrationen auf.

- Verglichen mit anderen Konstruktionen sind Hohlprofilfachwerke sehr leicht, das heißt, ihr Eigengewicht ist im Verhältnis zur Nutzlast sehr gering.

- Die Ausbildung der Rohrknotten, die im allgemeinen weder vollkommen steif noch gelenkig ist, führt zur Beanspruchung durch sekundäre Biegemomente und damit zu erhöhten Spannungen in den Fachwerkstäben und im eigentlichen Knoten sowie bei Ermüdungsbelastung zu erhöhten Spannungsschwingbreiten.

Damit ist Ermüdung ein maßgebendes Kriterium für die Bemessung von Verbundbrücken mit Hohlprofilfachwerken. Im Vergleich zu Tragwerken aus Hohlkasten- oder Vollwandträgern bieten räumlich aufgelöste Fachwerke ästhetische und architektonisch transparente Alternativen, insbesondere in städtebaulich empfindlichem Umfeld. Wenn die Wahl der Hohlprofilquerschnitte bei der Vordimensionierung solcher Brücken aufgrund statischer Anforderungen getroffen wird, kann der Ermüdungsnachweis oft nicht erfüllt werden, so daß der Entwurf überarbeitet werden muß. Letztendlich beschränkt sich die Problematik, daß die Ermüdungsfestigkeit der Verbindungen die Bemessung des gesamten Tragwerks bestimmt, nicht nur auf den Brückenbau.

Entsprechend wurde während der letzten Jahrzehnte von verschiedenen Industriezweigen intensive Forschung betrieben. Ein Großteil davon wurde von der Offshore Industrie und der Vereinigung der Hohlprofilhersteller (Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire, CIDECT) finanziert. Aus den Forschungsvorhaben gingen Richtlinien wie die AWS Spezifikationen [2], [3] und die CIDECT Empfehlungen hervor, deren letzte, die Nr. 8 [4], das Ermüdungsverhalten von geschweißten Hohlprofilknotten behandelt. Ähnliche Informationen finden sich in einem kürzlich erschienenen Dokument des International Institute for Welding (IIW) [5]. Eine Zusammenfassung beider Empfehlungen kann [6] entnommen werden.

Ein häufig in diesen Empfehlungen und Normen verwendetes Konzept ist das der Strukturspannungen (hot spot stress, HS), die definiert sind als diejenigen Spannungen im Grundmaterial, die an Schweißstößen unmittelbar vor der Schweißnahtkerbe auftreten. Die Strukturspannungen erlauben einen direkten Vergleich zwischen verschiedenen Bauteilgeometrien auf einheitlicher Basis, was bei dem von den Ingenieuren meistens bei Ermüdungsnachweisen angewandten Nennspannungskonzept nicht der Fall ist. Beim Strukturspannungskonzept werden die Ermüdungseinflüsse wie folgt berücksichtigt:

- Die makroskopischen Einflüsse sind in der Schwingbreite der Strukturspannung enthalten. Diese Spannungen können mittels empirischer Formeln oder FEM-Simulationen berechnet oder anhand von Laborversuchen bestimmt werden.

– Die mikroskopischen Einflüsse sind in der empirisch ermittelten  $S_{HS}$ -N-Kurve enthalten.

Für Rohrknotten ist der Ort der kritischen Strukturspannung (und damit des Risses) schwierig zu bestimmen, da er von mehreren Parametern wie der Knotengeometrie, den Querschnittsabmessungen und der Belastung abhängt.

Einige Einschränkungen der bestehenden Bemessungsregeln für Hohlprofilknotten bezüglich der Erzeugnisdicke und des Verhältnisses des Durchmessers zu letzterer sowie die Tatsache, daß die  $S_{HS}$ -N-Kurven für andere Industriezweige bestimmt wurden, beschränken die Anwendbarkeit im Brückenbau. Eine einfache Extrapolation der CIDECT-Regeln bis in den für den Brückenbau relevanten Parameterbereich ist unrealistisch und würde zu einer unwirtschaftlichen Bemessung führen, was der Förderung von Hohlprofilkonstruktionen im Verbundbrückenbau wenig dienlich ist.

Folgerichtig ist die Zielsetzung des derzeit am ICOM laufenden und in diesem Aufsatz vorgestellten Forschungsvorhabens [7], [8] die Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von geschweißten Hohlprofilknotten in Verbundbrücken, um speziell auf diesen Bauwerkstyp zugeschnittene Bemessungsregeln aufzustellen. Dabei wird angestrebt, diese kompatibel zu den für andere Industriezweige entwickelten und heute auch in der Bauwirtschaft verwendeten Konzepten zu gestalten.

## 2 Verbundbrücken mit Rohrfachwerken

### 2.1 Neuste Entwicklungen in der Schweiz

Die meisten modernen Stahlbrücken unterscheiden sich in ihrem äußeren, eher monotonen Erscheinungsbild nicht wesentlich von den Betonbrücken. Dabei hätten gerade Stahlbrücken mehr gestalterische Möglichkeiten zu bieten als nur zwei Stahlträger mit einer Betonfahrbahnplatte. Gerade der Einsatz von Hohlprofilen erlaubt es dem Ingenieur, verschiedene Brückentypen in Form von ebenen oder räumlichen Fachwerken, Bögen und Vierendeel-Trägern neu zu interpretieren. Eine Übersicht über die innovativen Trends im schweizerischen Brückenbau gibt *Dauner* in [9]. Im folgenden werden daraus zwei Beispiele von Brücken mit Rohrfachwerken kurz vorgestellt.

#### Viadukt von Lully [10]

Die Haupttragstruktur der 1 km langen Autobahnbrücke von 1997 besteht aus zwei Zwillings-Raumfachwerken, die je eine zweispurige Fahrbahnplatte tragen (Bild 1). Die mittlere Spannweite beträgt 43 m. Die 3 m hohen und maximal 4 m breiten, dreieckförmigen Fachwerkträger werden aus zwei Obergurten und einem Untergurt gebildet. Die Verbindungen zwischen Diagonalen und Ober- bzw. Untergurt sind als geschweißte, überschneidende K-Knoten oder als Doppel-K-Knoten ausgebildet. Die Fahrbahnplatte ist mittels äquidistant verteilten Kopfbolzendübeln direkt mit den Obergurten verbunden. Der Viadukt von Lully ist Teil eines neuen Abschnitts der Autobahn A 1, Lausanne–Bern, welcher durch schützenswerte Landschaft führt, so daß der ästhetischen, blickdurchlässigen Form des Rohrfachwerks der Vorzug gegenüber anderen Lösungen gegeben wurde. Das Konzept erwies sich als so erfolgreich, daß vier Jahre später in Dättwil [11] und Anzenwil zwei sehr ähnliche Brücken gebaut wurden.

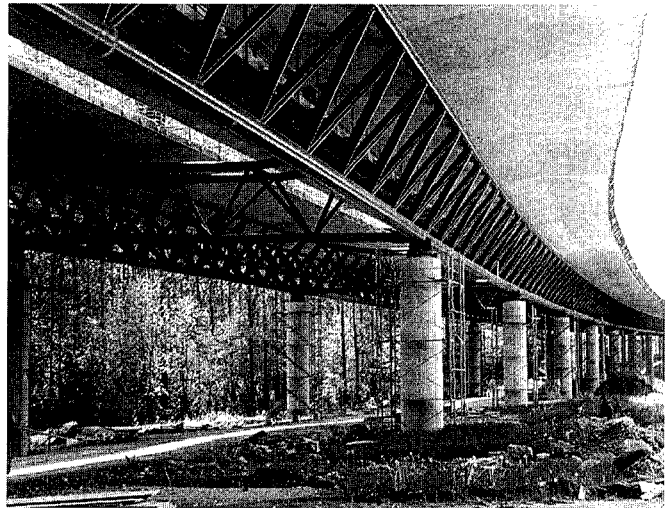


Bild 1. Viadukt von Lully

Fig. 1. Lully Viaduct



Bild 2. Brücke von Aarwangen im Bauzustand

Fig. 2. Aarwangen Bridge under construction

#### Brücke von Aarwangen

Im Jahre 1997 mußte eine Brücke, die im Zuge einer stark belasteten Kantonalstraße in Aarwangen liegt, ausgetauscht werden. Parallel zur Straßenbrücke verläuft eine Eisenbahnlinie über eine alte Fachwerkbrücke. Da die neue Brücke trotz modernen Erscheinungsbildes optisch mit der alten Fachwerkbrücke zusammenpassen mußte, wurde eine Rohrfachwerklösung aus zwei parallelen, ebenen Fachwerkträgern gewählt. Sie haben eine Höhe von 1,8 m und eine Spannweite von 48 m. Nach dem Abbruch der alten Straßenbrücke wurden die Fachwerkträger vom Flußufer aus eingeschwommen (Bild 2). Die vorgefertigten Fahrbahnplatten sind mit Verbunddübeln in Dübelnestern an die Träger angeschlossen.

#### 2.2 Entwurfskonzepte

Jedes Fachwerk aus Hohlprofilen erfordert einen großen ingenieurmäßigen Aufwand bei der Gestaltung und dem Entwurf der Knoten, die als Schraubverbindungen, Schweiß- oder Gußknoten ausgebildet werden können. Die Rohrknotten können teilweise oder vollständig mit Beton gefüllt werden. Für Brücken ist die Verbindung zwischen dem Tragwerk und der Fahrbahnplatte ein besonders heikles Detail und erfordert vertiefte Unter-

suchungen. Innovative Lösungen für Verbundmittel werden gegenwärtig am ICOM entwickelt [12].

Für Brücken können sowohl rechteckige als auch runde Hohlprofile verwendet werden. Bei rechteckigen Hohlprofilen mit geschweißten Anschlüssen ist besondere Sorgfalt bei der Festlegung der Winkel zwischen den Fachwerkstäben geboten. Beispielsweise ist es für den Herstellungsprozeß von Vorteil, wenn nur auf Seitenflächen der Profile geschweißt wird und nicht über Kanten, so daß die Möglichkeiten der Orientierung der angeschlossenen Stäbe wesentlich eingeschränkt sind. Rundhohlprofile hingegen ermöglichen einfache, geschweißte Verbindungen ohne Richtungseinschränkungen, weshalb sie aus ästhetischen Gründen oft gegenüber den rechteckigen bevorzugt werden.

Geometrie und Abmessungen eines Hohlprofilknotens werden durch den Winkel  $\theta$  zwischen Gurt und Diagonale und die geometrischen Parameter  $\beta$ ,  $\gamma$  und  $\tau$  beschrieben, wobei letztere wie folgt definiert werden:

$$\beta = d/D \quad \gamma = D/2T \quad \tau = t/T$$

mit dem Diagonalendurchmesser  $d$ , dem Gurtdurchmesser  $D$  und der Wanddicke  $t$  der Diagonalen und  $T$  des Gurts.

In der Fachwerkebene wird der Winkel  $\theta$  üblicherweise aus Gründen der Bemessung und Herstellung zwischen  $45^\circ$  und  $60^\circ$  festgelegt. Ein flacherer Winkel ist wegen der großen Schnittfläche der Diagonale, der schwierig auszuführenden Schweißnähte und der hohen Belastung der Diagonale nicht zu empfehlen. Bei Winkeln über  $60^\circ$  sind Überschneidungen im Knoten meist nicht zu vermeiden, außer es werden Exzentrizitäten akzeptiert. Sowohl bei zu flachen als auch bei zu steilen Winkeln fehlt es den Fachwerken an Transparenz.

Raumfachwerke können mit drei oder vier Gurten als Dreiecks- bzw. Vierecksquerschnitte ausgebildet werden. Der Dreiecksquerschnitt stellt eine besonders einfache und elegante Lösung dar, die zudem eine hohe Torsionssteifigkeit aufweist. Entsprechende Beispiele wurden bereits im vorhergehenden Abschnitt beschrieben.

### 2.3 Steifigkeit der Verbindungen

In Fachwerken sind Stäbe und Knoten infolge der nie vollständig gelenkigen Verbindungen stets durch Sekundärkräfte und -momente zusätzlich beansprucht. Für die Bemessung unter statischen Lasten vernachlässigt der Ingenieur oft diese Sekundärbeanspruchungen, da die Knotenverbindungen duktil sind und zusätzliche Belastungen aufnehmen können. Dies gilt jedoch nicht für ermüdungsbeanspruchte Bauteile, wo sekundäre Biegemomente die Ermüdungsfestigkeit einzelner Details oder gar der gesamten Struktur bedeutend beeinflussen können. Bei Rohrfachwerken ist insbesondere der Einfluß der Sekundärbeanspruchung auf den Spannungsfluß im Knoten und damit auf die Strukturspannungen von Bedeutung.

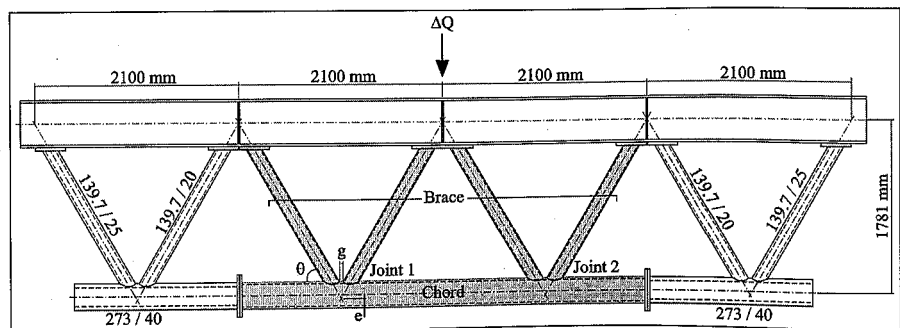
Exzentrizitäten in Knoten sind meist unabwendbar, wenn Überschneidungen zwischen zwei oder mehreren Diagonalen vermieden werden sollen, erzeugen jedoch sekun-

däre Biegemomente in den Fachwerkstäben. Generell wird von Überschneidungen der Diagonalen in einem Knoten abgeraten, da diese Verbindungen schwieriger herzustellen und zu kontrollieren sind sowie potenziell höhere Strukturspannungen (hot spot stress) zur Folge haben [5].

Aus dem bisher Gesagten könnte der Eindruck entstehen, daß die vernachlässigte Teileinspannung der Stäbe im Knoten grundsätzlich ungünstig ist. Dies ist jedoch nicht immer der Fall, da je nach Belastungsrichtung die sekundären Biegemomente die Spannungen an den kritischen Stellen auch abmindern können. Außerdem führt die Anschlußsteifigkeit zu einer vorteilhaften inneren Redundanz. Falls beispielsweise in einer Diagonalen ein Ermüdungsriß entsteht und wächst, verringert dies nach und nach die axiale Steifigkeit derselben, und ihre Belastung wird auf andere Diagonalen umgelagert. Ein Rohrfachwerk kann also bezüglich der inneren Redundanz durchaus mit dem gutmütigen Tragverhalten eines Vierendeel-Trägers verglichen werden. Selbst bei einem Riß im Unter- oder Obergurt erfolgt eine Lastumlagerung auf andere Fachwerkstäbe, bevor es zum Versagen der gesamten Konstruktion kommt. Voraussetzung hierzu ist allerdings eine globale Redundanz wie zum Beispiel die Möglichkeit der Lastverteilung in Querrichtung bei Brücken mit zwei oder mehr Hauptträgern respektive in Längsrichtung bei Durchlaufträgersystemen.

### 3 Experimentelle Untersuchungen

Zur Klärung der vielen offenen Fragen zum Ermüdungsverhalten von Hohlprofiltragwerken wurden am ICOM großmaßstäbliche Ermüdungsversuche durchgeführt. Untersucht wurde der in der Praxis häufig verwendete Fachwerkträgertypus aus runden Hohlprofilen mit geschweißten, K-förmigen Knoten. Die K-Knoten wurden als Bestandteil des Fachwerks getestet (Bild 3). Damit konnte eine weit realistischere Beanspruchungssituation erzielt werden, als dies bei deren isolierter Betrachtung möglich gewesen wäre. Der Obergurt aus einem I-Träger und die zwei außen liegenden K-Knoten bildeten den Versuchsrahmen, in den der Probekörper, in Bild 3 schattiert dargestellt, mit Hilfe von Kopfplatten geschraubt wurde und so jeweils nach Beendigung eines Versuchs ausgewechselt werden konnte. Durch die Wahl der Abmessungen und die Krafteinleitung in Feldmitte stellten unter dynamischer Beanspruchung die zwei innen liegenden Knoten (1 und 2) die maßgebenden Stellen dar.



**Bild 3.** Versuchskörper (schattiert) und Versuchsrahmen (nicht schattiert) für die Ermüdungsversuche

**Fig. 3.** Fatigue test specimen (shaded) and load frame (non-shaded)

**Tabelle 1.** Geometrie und dimensionslose Parameter für Versuchsserien und Brücken  
**Table 1.** Description of test series and bridges

Versuch/ Brücke	Profilmasse (Durchmesser/Wanddicke)		Schweißnähte		dimensionslose Parameter			
	Gurte [mm]	Diagonalen [mm]	Typ	Nachbeh.	$\beta$ (d/D)	$\gamma$ (D/2T)	$\tau$ (t/T)	$\theta$
S1.	139,7/12,5	273/20	FP, BR	–	0,51	6,83	0,63	60°
S2	139,7/12,5	273/20	FP	–	0,51	6,83	0,63	60°
S3	88,9/8	168/12,5	FP, BR	–	0,53	6,73	0,64	60°
S4	139,7/12,5	273/20	FP, BR	ja	0,51	6,83	0,63	60°
Lully	267/25	508/36	FP, BR	–	0,53	7,06	0,69	60°
Dättwil	267/25	508/50	FP, BR	–	0,53	5,08	0,50	60°
Aarwangen	194/28	406/36	FP	–	0,48	5,64	0,78	45°

FP: voll durchgeschweißte Stumpfnah (full penetration weld)  
 BR: Schweißbadsicherung (backing ring)

Die Fachwerkstäbe wurden aus einem Stahl der Sorte S 355 gemäß Norm EN 10210: 1994 gefertigt. Die K-Knoten wurden mit denselben Verfahren (Schweißnahtvorbereitung, Schweißprozeß, Schweißbadsicherung usw.) hergestellt, die üblicherweise bei Hohlprofilkonstruktionen im Brückenbau zum Einsatz kommen. Alle Schweißnähte wurden anschließend mit Ultraschall auf Ungenzen hin untersucht.

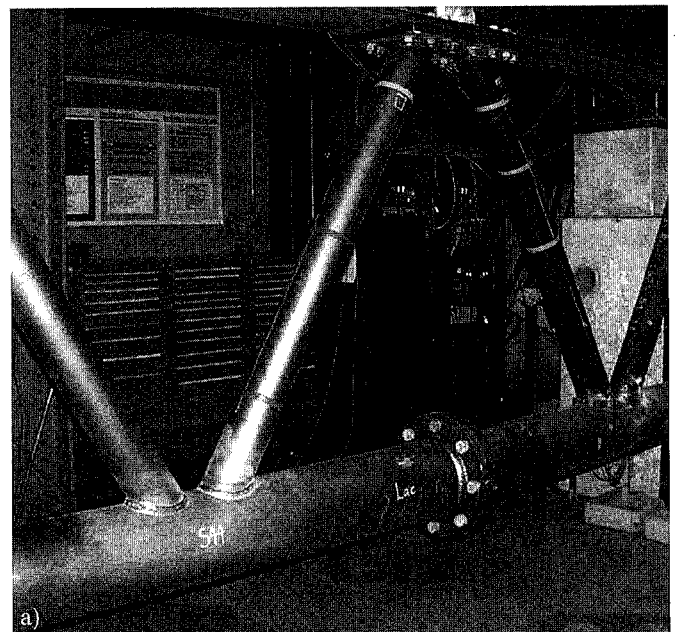
Insgesamt wurden vier Versuchsreihen mit jeweils zwei Fachwerkträgern à zwei K-Knoten durchgeführt (Tabelle 1). Nach einer ersten Referenzversuchsreihe wurden nacheinander die Einflüsse von Abmessungen, Herstellungsverfahren und Nachbehandlung der Schweißnähte untersucht. Die in den Versuchsreihen 1, 2 und 4 verwendeten Querschnittsabmessungen liegen zwischen der Hälfte und zwei Dritteln der üblichen Dimensionen in Fachwerkbrücken, wobei die geometrische Ähnlichkeit durch die geeignete Wahl der dimensionslosen Parameter  $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\tau$ , und  $\theta$  (Tabelle 1) erreicht wurde. Der Einfluß der (ringförmigen) Schweißbadsicherungen auf das Ermüdungsverhalten wurde in der Versuchsreihe 2 untersucht, indem hier im Gegensatz zu den Reihen 1, 3 und 4 die Schweißbadsicherung weggelassen wurde. In der Versuchsreihe 3 wurden die Querschnittsabmessungen reduziert, um den Einfluß des Maßstabeffekts zu ermitteln. Schließlich wurde bei der vierten Versuchsreihe die Wirkung der Nachbehandlung der Schweißnähte (Nageln) auf die Ermüdungsfestigkeit der Knoten untersucht.

Auf die Versuchskörper wurde eine zyklische Last mit konstanter Amplitude aufgebracht, um die Lastspielzahl bis zur Rißentstehung und zum Knotenversagen, definiert als Durchriß der gesamten Wanddicke des Untergurts, zu bestimmen. Zusätzlich wurden mit zahlreichen Dehnmeßstreifen die Dehnungen in den Diagonalen und dem Untergurt sowie die lokalen Dehnungen nahe der Schweißnähte gemessen. Die lokalen Dehnungen wurden verwendet, um die Strukturspannungen am Schweißnahtübergang abzuschätzen, wo sich die Ermüdungsrisse bilden.

#### 4 Versuchsergebnisse und Erläuterungen

Von den 16 getesteten Knoten wiesen 12 fast identische Rißentstehungsorte und -fortschrittsphasen auf. Hierbei

entstanden die Risse stets im Untergurt im Bereich des Schweißnahtübergangs der Zugdiagonale (Bild 4), was mit dem Ort der höchsten gemessenen lokalen Dehnun-

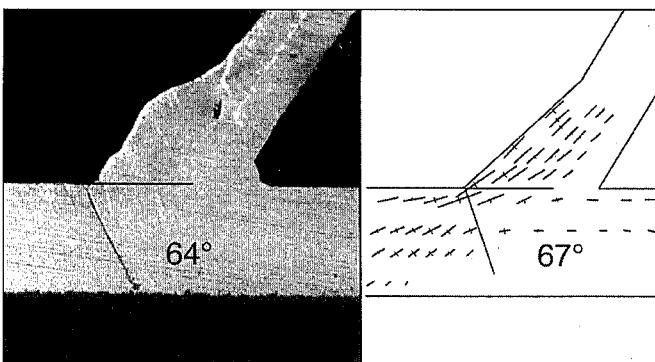


**Bild 4.** Ort der Rißinitiiierung in den Versuchsknoten  
**Fig. 4.** Location of cracks in test joints

gen und somit dem Bereich der maximalen Strukturspannung übereinstimmt. Der Riß breitete sich entlang des Schweißnahtüberganges wie auch durch die Wanddicke des Untergurtes aus. Bei 4 von 16 getesteten Knoten (alle aus Versuchsreihe 4) traten selbst nach der zwei- bis dreifachen Anzahl der in den übrigen Versuchen erreichten Lastwechsel keine Risse auf. Dies ist darauf zurückzuführen, daß hier die Schweißnähte mechanisch nachbehandelt wurden.

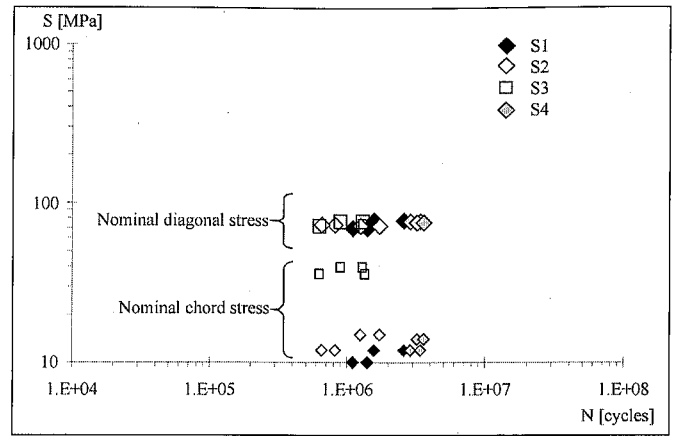
Während der Versuche trat nie plötzliches Versagen auf. Sogar bei Rißlängen bis zu 25 cm im Untergurt konnte weder eine wesentliche Zunahme der Durchbiegung in Feldmitte noch eine Kraftumlagerung festgestellt werden, die Tragfähigkeit des Fachwerks war mithin kaum beeinträchtigt. Es bleibt festzuhalten, daß dieses gutmütige Verhalten ausschließlich auf die innere Redundanz der Knoten zurückzuführen ist, da die untersuchten Fachwerke weder in Längs- noch in Querrichtung eine globale Redundanz aufweisen.

Nach Abschluß der Versuche wurden die getesteten Knoten in Längsrichtung, senkrecht zum Riß, aufgeschnitten, um die Stelle der Rißentstehung und den Rißverlauf zu untersuchen. Links in Bild 5 wird der Längsschnitt eines Knotens gezeigt. Zu erkennen sind die obere Wand des Untergurtes und die anschließende Diagonale. Rechts in Bild 5 werden im Vergleich dazu die mittels FEM-Simulation berechneten Hauptspannungen in der Umgebung des Risses dargestellt. Deutlich ist die gute Übereinstimmung zwischen der berechneten Hauptspannungsrichtung von 67° und der Rißrichtung im getesteten Knoten von 64°. Eine ähnlich gute Übereinstimmung zwischen Simulation und Versuchsergebnissen ergibt sich auch für die übrigen Knoten. Dies zeigt deutlich, daß die Hauptspannungen die ausschlaggebenden Spannungen für den Rißfortschritt sind. Die Hauptspannungen in der Rißumgebung sind a priori eine Kombination aus den Spannungen in Untergurt und Diagonale und enthalten bereits die Einflüsse der durch Exzentrizität und Anschlußsteifigkeit verursachten sekundären Biegemomente. Dasselbe gilt für die Strukturspannungen, nur daß sich daraus der Rißausbreitungswinkel nicht ableiten läßt; dafür lassen sie sich sowohl aus Messungen als auch aus FEM-Simulationen ableiten.



**Bild 5.** Rißverlauf und -winkel in einer aufgeschnittenen Schweißverbindung (links), FEM Hauptspannungen in demselben Bereich (rechts)

**Fig. 5.** Crack path and angle in cut joint (left), FEM principal stresses in same area as in cut joint (right)



**Bild 6.** Versuchsserien 1 bis 4: Nennspannungen S über Lastspielzahlen N aufgetragen

**Fig. 6.** Nominal S-N results for tests Series 1-4

#### 4.1 Ergebnisse bezüglich der Nennspannungen

Obwohl einem mit der Materie vertrauten Ingenieur oder Forscher die Anwendung des Nennspannungskonzepts auf Hohlprofile nicht mehr zeitgemäß erscheinen mag, bleibt sie die bis heute im Brückenbau vornehmlich angewendete Methode, so z. B. in ECCS [13] oder Eurocode 3, Teil 1-9 [14]. In Bild 6 ist die Nennspannungsschwingbreite S aus den vier Versuchsreihen über die Lastspielzahl beim Versagen N sowohl für den Untergurt als auch für die Fachwerkdigonalen aufgetragen. Die Nennspannungen wurden mit Hilfe der vom Knoten entfernt liegenden Dehnmeßstreifen ermittelt und beinhalten die sekundären Biegemomente.

Die bestehenden und auf dem Nennspannungskonzept basierenden Bemessungsregeln verlangen, daß die Nennspannungen sowohl im Gurt als auch in den Diagonalen überprüft werden müssen. Bild 6 zeigt jedoch große Unterschiede zwischen den ermittelten Ermüdungsfestigkeiten, je nachdem ob diesen die Nennspannungsschwingbreiten des Gurtes oder der Diagonalen zu Grunde gelegt werden. Daher müßten, wollte man sie entsprechend dem Nominalspannungskonzept mit den vorliegenden Versuchsergebnissen klassifizieren, die Knoten in eine unrealistisch niedrige Kerbklasse eingeteilt werden (kleine Punkte in Bild 6). Die getrennte Überprüfung für Untergurt und Diagonalen ist also auf den untersuchten Kerbfall offensichtlich nicht anwendbar, da Kraftumlagerungen und Wechselwirkungen zwischen den an einen Knoten angeschlossenen Stäben völlig vernachlässigt werden, obwohl wie bereits diskutiert gerade diese für das Ermüdungsverhalten hauptverantwortlich sind. Mit anderen für die Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit verwendeten Größen wie Strukturspannungen und Hauptspannungen hingegen können diese Effekte berücksichtigt werden.

#### 4.2 Ergebnisse bezüglich der Strukturspannungen

In Bild 7 werden für die Versuchsreihen 1 bis 4 die Schwingbreiten der Strukturspannung  $S_{HS}$  über die Lastspielzahl beim Versagen N aufgetragen. Die Strukturspannungen (hot spot stress, HS) wurden durch die Extrapolation der Dehnungsmessungen nahe der Rißbildungsstelle am Schweißnahtübergang (Stelle 1 in Bild 4) berechnet. Die gestrichelte Linie in Bild 7 entspricht den nach [4] be-

rechneten Strukturspannungen unter Versuchslast für jede der vier Versuchsreihen. Um Vergleiche zu ermöglichen, wurde die Tatsache ignoriert, daß der dimensionslose Parameter  $\gamma$  der Versuchskörper außerhalb des in den CIDECT-Bemessungsregeln festgelegten Gültigkeitsbereichs ( $\gamma_{\text{Versuch}} < 12$ ) liegt. Die auf die Versuchskörper umgerechneten, auf Strukturspannungen bezogenen, Ermüdungsfestigkeitskurven – Kurve für 12,5 mm und 20 mm Erzeugnisdicke, da die Risse im Gurt auftraten – sind in Bild 7 als durchgezogene Linien dargestellt.

Die anhand der Strukturspannungen aus den Versuchen bestimmten Ermüdungsfestigkeiten stimmen relativ gut mit denjenigen aus den nominellen Ermüdungsfestigkeitskurven überein. Hingegen zeigen sich bei der Ermüdungsfestigkeit der Versuchsknoten große Unterschiede, je nachdem, ob gemessene oder berechnete Strukturspannungen verwendet werden. Das führt bisweilen dazu, daß sich die berechnete Ermüdungsfestigkeit um den Faktor 10 von der gemessenen unterscheiden kann.

Bereits früher in Delft durchgeführte Ermüdungsversuche an Rohrfachwerken mit ähnlichen Abmessungen und  $\gamma$ -Werten aber Doppel-K-Knoten [15] sind ebenfalls in Bild 7 dargestellt. Die in diesem Forschungsvorhaben gemessenen Strukturspannungswerte entsprechen weitgehend den hier vorgestellten. Dies unterstreicht die Notwendigkeit der Entwicklung von spezifischen Bemessungsregeln für Brücken und damit die Relevanz des am ICOM laufenden Forschungsprojekts, da – wie bereits einleitend festgestellt – die Erweiterung der CIDECT-Formeln offensichtlich zu keinen befriedigenden Ergebnissen führt.

Der Vergleich der Meßwerte aus den Versuchsreihen 1 und 3 (Bilder 6 und 7) zeigt, daß die Ermüdungsfestigkeit der Knoten durch den Einsatz von Schweißbadsicherungen kaum verbessert werden kann. Dies liegt vor allem daran, daß alle Risse am Schweißnahtübergang und nicht in der Schweißnahtwurzel entstanden. In Bild 7 ist ein kleiner Unterschied zwischen der Versuchsreihe 3, bei der der Einfluß des Maßstabeffekts untersucht wurde, und den Meßwerten der Reihen 1 und 2 zu erkennen. Dies bestätigt die bekannte Tatsache, daß dickwandige Bauteile gegenüber dünnwandigen eine geringere Ermüdungsfestigkeit aufweisen. Auf diesen Aspekt wird im folgenden Kapitel näher eingegangen. Schlußendlich wird durch die Nachbearbei-

tung der Schweißnähte in der Versuchsreihe 4 eine wesentliche Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit erzielt. Dieses sehr positive Ergebnis hat dazu geführt, daß am ICOM weitere Forschungsprojekte auf dem Gebiet der Nachbearbeitung von Schweißnähten brückenbautypischer Ermüdungsdetails geplant sind.

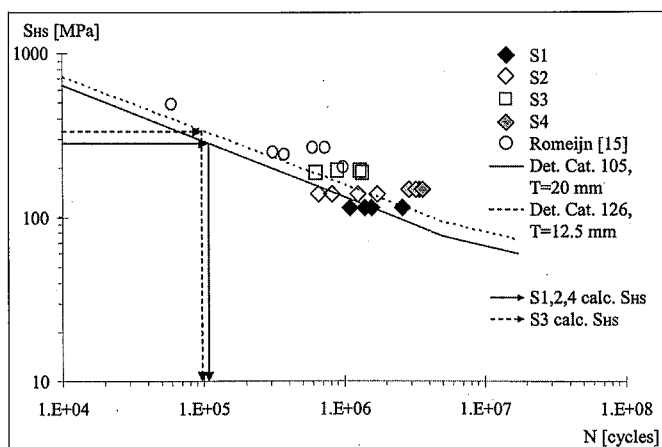
## 5 Überlegungen zum Maßstabeffekt

Der Einfluß der Bauteilabmessungen auf die Ermüdungsfestigkeit ist während Jahrzehnten und für die unterschiedlichsten Bauteile und Details untersucht worden, so zum Beispiel bei Schrauben, geschweißten Blechen und Rohrknöten. Sowohl theoretische, bruchmechanische Untersuchungen als auch Daten aus Ermüdungsversuchen bestätigen, daß die (proportionale oder nichtproportionale) Vergrößerung eines Profilquerschnitts zur Reduktion der Ermüdungsfestigkeit führen kann. Für die Beschreibung des Maßstabeffekts werden oft drei Einflußfaktoren verwendet [3]: metallurgischer, statistischer und geometrischer Einfluß. Der Einfluß der Metallurgie auf die Ermüdungsfestigkeit von geschweißten Bauteilen spielt im Bauwesen eine untergeordnete Rolle und wird daher generell vernachlässigt. Man geht dabei davon aus, daß die maßgebenden Parameter dieses Einflusses ihre ungünstigsten Werte bereits bei kleinen Schweißverbindungen erreicht haben und sich mit zunehmender Erzeugnisdicke nicht mehr verändern. Der statistische Einfluß bei ohne Nachbehandlung geschweißten Tragwerken – die mit zunehmendem Materialvolumen steigende Auftretenswahrscheinlichkeit einer großen Fehlstelle – wird irrelevant angesichts des sehr wahrscheinlichen Auftretens einer scharfen Kerbe am Schweißnahtübergang. Die Folge davon ist, daß die Ermüdungsfestigkeit geschweißter Tragwerke im wesentlichen eine Funktion der Rißfortschrittsgeschwindigkeit im Grundwerkstoff am Schweißnahtübergang ist, die direkt mit dem geometrischen Einfluß zusammenhängt.

Der geometrische Einfluß kann mit einer Analyse der Strukturspannungen in den ermüdungsgefährdeten Bereichen erfaßt werden. Die Erklärung des Phänomens führt jedoch über das Strukturspannungskonzept hinaus, da der Riß ausgehend von einer Fehlstelle an der Oberfläche ins Material hinein wächst und damit vom Spannungsprofil über die Dicke desselben beeinflusst wird. Beispielsweise können in einem Tragwerk aus Stahlhohlprofilen zwei unterschiedlich große Rohrknöten mit gleicher Geometrie, gleichen Strukturspannungen und identischen Nennspannungen deutlich unterschiedliche Ermüdungsfestigkeiten aufweisen.

Dieser Unterschied kann teilweise dadurch erklärt werden, daß die Größe des Tragwerks nicht notwendigerweise mitskaliert wird, wenn Querschnittsabmessungen vergrößert werden, so daß die Längen der Stäbe konstant bleiben. Mit der Veränderung der Querschnittsabmessungen ändert sich aber die Steifigkeit der Knoten und damit auch die sekundären Biegemomente und das Spannungsprofil über die Dicke der Profilwandungen.

Die Ermüdungsfestigkeit von Tragwerken aus Stahlhohlprofilen wird für gegebene Geometrie, Belastung und Profilabmessungen durch die Schwingbreite der Strukturspannung (makroskopische Effekte) und eine Serie von



**Bild 7.** Versuchsreihen 1 bis 4: Strukturspannungen  $S_{HS}$  über Lastspielzahlen  $N$  aufgetragen

**Fig. 7.** Hot-spot  $S_{HS}$ - $N$  results for tests Series 1–4

Ermüdungskurven (mikroskopische Effekte) charakterisiert. Das Spannungsprofil hingegen ist auch eine Funktion von Geometrie, Belastung und Profilabmessungen, wird aber mit diesem Berechnungsverfahren vernachlässigt. Um die Ermüdungsfestigkeit von Tragwerken aus Stahlhohlprofilen korrekt zu berechnen, müssen jedoch der Einfluß des Spannungsprofils und die auf dem Strukturspannungskonzept basierende Methode in ein einheitliches Konzept integriert werden. Der Maßstabeffekt wird weiterhin implizit berücksichtigt.

## 6 Schlußfolgerungen

Die bisher durchgeführten experimentellen und analytischen Untersuchungen zeigen:

- Die Ermüdungsfestigkeit von K-förmigen Knoten aus Rundhohlprofilen (CHS) muß mit dem Konzept der Schwingbreite der Strukturspannung und einer Serie von Ermüdungskurven ( $S_{HS} - N$ ) beschrieben werden.
- Es müssen brückenspezifische Bemessungsregeln entwickelt werden, weil die empirischen Formeln des CIDECT nicht einfach auf diesen Bauwerkstyp übertragen werden können.
- Die Richtung der Rißausbreitung entspricht weitgehend der Hauptspannungsrichtung im Grundmaterial im Bereich der maximalen Strukturspannung, die beispielsweise mit einer FEM-Simulation berechnet werden kann. Allgemeinere Überlegungen zum Ermüdungsverhalten von Brücken aus Hohlprofilen ermöglichen zudem die folgenden Feststellungen:
- Die Steifigkeit der Anschlüsse eines Hohlprofiltragwerks führt zu einer inneren Redundanz und diese zu einer Umlagerung der Kräfte, womit ein Versagen ohne vorherige Ankündigung vermieden und die Rißausbreitung verlangsamt wird.
- Der Maßstabeffekt sollte gemeinsam mit der Definition einer für die Ermüdungsfestigkeit von Hohlprofilknoten maßgebenden Schwingbreite in einem einheitlichen Konzept behandelt werden, was mit dem heutigen Strukturspannungskonzept nicht der Fall ist.

## 7 Danksagung

Das hier vorgestellte Forschungsprojekt wird vom Schweizerischen Bundesamt für Straßen (ASTRA) finanziert. Die für die in der Forschungshalle des Instituts für Tragwerke der Eidgenössischen Technischen Hochschule Lausanne (EPFL) durchgeführten Versuche verwendeten Rohre wurden von Vallourec & Mannesmann Tubes Deutschland zur Verfügung gestellt. Die Autoren möchten Herrn Professor M. A. Hirt, Direktor des Instituts für Stahlbau (ICOM), ihre Dankbarkeit für seine wertvolle Tätigkeit als Leiter und Berater des Forschungsprojekts ausdrücken. Weiterer Dank geht an die Herren S. Demierre, G. Pidoux und H.-J. Reist für ihre technische Unterstützung bei der Durchführung der Laborversuche. Unser abschließender

Dank gebührt Frau S. Sturm, Herrn M. Haldimann und Herrn B. Kühn für ihre wertvollen Beiträge zu diesem Artikel und die Übersetzung des Textes.

## Literatur

- [1] Stahlbau-Themenheft: Konstruieren mit Stahlhohlprofilen. Stahlbau 70 (2001), H. 3.
- [2] AWS, American welding society: Structural Welding Code – Steel, ANSI/AWS D1.1-98. Miami, 1998.
- [3] Marshall, P. W.: Design of welded tubular connections, Basis and use of AWS provisions. Amsterdam: Elsevier Science Publishers, 1992.
- [4] Zhao, X. L., Herion, S., Packer, J. A., Puthli, R. S., Sedlacek, G., Wardenier, J., Weynand, K., van Wingerde, A. M., Yeomans, N. F.: Design guide for circular and rectangular hollow section joints under fatigue loading. CIDECT, Comité International Pour le Développement et L'étude de la Construction Tubulaire, Serial No. 8, Köln: TÜV-Verlag Rheinland, 2001.
- [5] IIW, International institute of welding: Fatigue design procedure for welded hollow section joints. X.-L. Zhao & J. A. Packer (eds.), Doc. XIII-1804-99, XV-1035-99, Cambridge: Abington, 2000.
- [6] Herion, S., Weynand, K.: Ermüdungsgerechte Bemessung von Hohlprofilknoten nach dem CIDECT Fatigue Design Guide. Stahlbau 69 (2000), H. 4, S. 276–282.
- [7] Schumacher, A., Nussbaumer, A., Hirt, M. A.: Fatigue behaviour of welded circular hollow section (CHS) joints in bridges. R. Puthli & S. Herion (eds.), Proceedings of the IX International Symposium on Tubular Structures, Düsseldorf, 3–5 April 2001.
- [8] Schumacher, A.: Fatigue behaviour of welded circular hollow section joints in bridges. PhD thesis in preparation. Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne (EPFL), 2003.
- [9] Dauner, H.-G.: Stahlverbundbrücken im Aufwind. Schweizer Ingenieur und Architekt, SIA Zürich, Nr. 26, S. 10–16, 1997.
- [10] Dauner, H.-G., Decorges, G., Oribasi, A., Wéry, D.: The Lully Viaduct, a Composite Bridge with Steel Tube Truss. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 46, No. 1–3, Paper No. 55, 1998.
- [11] Baregg Info. 3186 t schwer, 249 Tage lang. Baudepartement des Kantons Aargau, Info 4 Spezial, Aarau, 2000.
- [12] Lebet, J.-P.: Viaduct de Vaux – Krafteinleitungsfragen beim Brückeneinschub. Stahlbau 72 (2002), H. 8, S. 558–563.
- [13] ECCS, European Convention for Constructional Steelwork: Recommendations for the Fatigue Design of Steel Structures. Technical Committee 6 – Fatigue, First Edition, 1985.
- [14] prEN1993-1-9, Eurocode 3, part 1–9: Fatigue strength of steel structures. European Prestandard, CEN, Brussels, Feb. 2002.
- [15] Romeijn, A.: Stress and strain concentration factors of welded multiplanar tubular joints. PhD thesis, Delft, The Netherlands, 1994.

## Autoren dieses Beitrages:

Dr.-Ing. Alain Nussbaumer, Oberingenieur, und Dipl.-Ing. Ann Schumacher, wissenschaftliche Mitarbeiterin und Doktorandin, ICOM – Institut für Stahlbau, Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne (EPFL), Schweiz