

KRIEGSBRÜCKE VILLACH

DER BRUCHVERSUCH AM ORIGINALMODELL
TEIL 2, 1995



KOMMENTIERT VON



DIPL. ING. ALOIS AICHHOLZER

STAATLICH BEFUGTER UND BEEIDETER ZIVILINGENIEUR FÜR BAUWESEN

9500 VILLACH

RINGMAUERGASSE 10

TEL: 04242-28409

1 Vorbemerkung

Für die Sanierung und Verstärkung der Villacher Kriegsbrücke wurde vom Amt der Kärntner Landesregierung, Abt. 17 B Brückenbau, im Jahre 1993 eine öffentliche Ausschreibung vorgenommen.

Der Auftrag wurde an den Billigstbieter des Amtsprojektes vergeben.

Ein Wahlvorschlag, welcher die Sanierung und Verstärkung ohne Ersatzbrücke vorgesehen hatte, in welchem u. a. nicht nur die Erdbebensicherheit einkalkuliert, sondern auch eine Restlebensdauer von über 100 Jahren vorgesehen gewesen war, wurde abgelehnt.

Die optimale, auf einem Höchstmaß an Sicherheit basierende Sanierung der Kriegsbrücke wurde somit verhindert.

Nachstehend werden Auszüge aus einer Dokumentation über die vorgenommenen Sanierungsmaßnahmen vorgestellt.

2 Die Ständer

2.1 Allgemein

Die Ständer übertragen vorwiegend die Lasten aus dem Fahrbahnbereich zu den Bogenbindern. Gleichzeitig sollen sie mit den übrigen Traggliedern ein biegesteifes räumliches Rahmentragwerk bilden.

Die Ständer werden in der Originalstatik vom Jahre 1937 als gelenkig gelagerte Stäbe auf Druck mit Knickung berechnet.

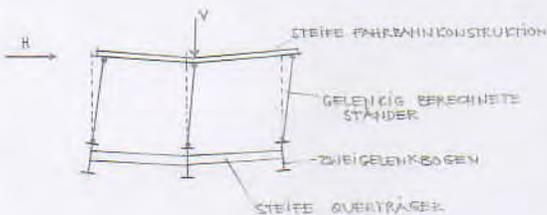
Im Amtsprojekt wird dieses statische System übernommen und eine Berechnung für die Vertikallasten ($g + p$) für die künftige Brückenklasse I vorgenommen.

Eine Verstärkung der Ständer wird lediglich in der 1. Querachse mit der größten Knicklänge als notwendig erachtet.

Die aus L-Profilen und Stegblech bestehenden Ständer erhalten je 2 aufgeschweißte Stahllamellen.

An den Fußpunkten der Ständer werden Niete zum Teil durch Schrauben ersetzt und gleichzeitig Schweißungen vorgesehen.

Statisches System:



2.2 Statische Nachberechnung



FUSSPUNKT
HORIZONTALSCHNITT



	A_L Lochleibung	A_S Abscherung
*)	$2,1 \times 0,7 \times 4 = 5,88 \text{ cm}^2$	$3,14 \times 2 \times 2 = 12,56 \text{ cm}^2$
*)	$2,1 \times 0,7 \times 4 = 5,88 \text{ cm}^2$	$3,14 \times 2 \times 2 = 12,56 \text{ cm}^2$
*)	$2,3 \times 0,7 \times 2 = 3,22 \text{ cm}^2$	$3,80 \times 2 = 7,60 \text{ cm}^2$
*)	$2,1 \times 0,7 \times 2 = 2,94 \text{ cm}^2$	$3,14 \times 2 = 6,28 \text{ cm}^2$
	$\leq 17,92 \text{ cm}^2$	$\leq 39,00 \text{ cm}^2$

*) wegen Rost und Abschürfung 1 mm Abzug

1. Annahme: $F_{max} = 801 \text{ kN}$

Alle Anschlüsse anteilig wirksam
(Momente nicht berücksichtigt)

$$\sigma_L = \frac{F}{A_c} = \frac{801}{17,92} = 44,7 \text{ kN/cm}^2 > 33,5 \text{ (ST. 44)}$$

$$\tau = \frac{F}{A_s} = \frac{801}{37} = 21,5 \text{ kN/cm}^2 > 15,5$$

2. Annahme:

Die 2 vorbelasteten Niete (3) übertragen die gesamte Last.
Die neuen Schrauben (1, 2, 4) haben 1 bis 3 mm Spielraum und übertragen zunächst keinen Anteil. (Momente nicht berücksichtigt)

$$\sigma_L = \frac{801}{322} = 2,48 \text{ kN/cm}^2 > 33,5$$

$$\tau = \frac{801}{7,66} = 105 \text{ kN/cm}^2 > 15,5$$

3. Annahme:

Nach teilweisem Versagen der 2 Niete (3) erfolgt zusätzliche Lastaufnahme der 2 Bolzen (1) mit 1 mm Spielraum. Die 2 Bolzen (4) werden zunächst nicht berücksichtigt, da der Spielraum 3 mm beträgt. (Momente nicht berücksichtigt)

$$\sigma_L = \frac{801}{322 + 5,38} = 2,48 \text{ kN/cm}^2 > 33,5$$

$$\tau = \frac{801}{7,66 + 12,36} = 39,7 \text{ kN/cm}^2 > 15,5$$

4. Annahme:

Die 2 vorbelasteten Niete (3) übertragen gemeinsam mit GV-Schrauben (1, 2, 4) die Last nach ÖNORM B 4600 Teil 11 Pkt. 5.3:

Ein Zusammenwirken einer GV-Verbindung mit einer Nietverbindung darf nur bei Ausbesserungen von genieteten Tragwerken in Rechnung gestellt werden, vorausgesetzt, daß die ständigen Lasten durch die verbleibende Nietverbindung getragen werden.

Ständige Last 204 kN

$$\sigma_L = \frac{204}{322} = 63,3 \text{ kN/cm}^2 > 33,5$$

$$\tau = \frac{204}{7,66} = 26,8 \text{ kN/cm}^2 > 15,5$$

Die Voraussetzungen für GV-Verbindungen sind allerdings nicht gegeben.

5. Annahme:

Bedingt durch das Nachgeben der überbeanspruchten Verbindungen wird ein Teil durch Kontakt eingeleitet. Der Stab wird dadurch ausmittig beansprucht



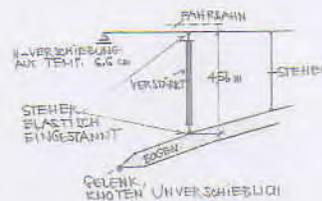
Annahme einer Ausmitte von $e = 5 \text{ cm}$

$F = 801 \text{ kN}$ $M_y = 801 \cdot 0,05 = 40 \text{ kNm}$
 $A = 75,6 \text{ cm}^2$
 $W_y = 147 \text{ cm}^3$

$$\sigma = \frac{801}{75,6} + 0,1 \cdot \frac{4000}{147} = 8,4 + 24,5 = 32,9 \text{ kN/cm}^2 > 17,5$$

6. Annahme:

Untersuchung der Randsteher



EDV-Vergleichsrechnung aus dem Wahlprojekt

Stab 179 aus B3
Knoten 151 oben
11,5 unten

Belastungsfall:

Eigenlast
Nutzlast
Erdbeben
Temperatur

STAB OBEN: $\sigma = \frac{353}{95,6} + 0,9 \cdot \frac{11320}{147} = 78 \text{ kN/cm}^2 > 17,5$

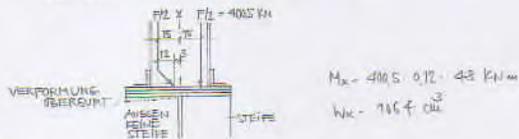
STAB UNTEN: $\sigma = \frac{326}{95,6} + 0,9 \cdot \frac{8310}{147} = 56,4 \text{ kN/cm}^2 > 17,5$

Knicknachweis: $\sigma = \frac{M}{W} + 0,9 \cdot \frac{N}{A}$ VERSTÄRKUNG AUFRECHWERKET

$W_y = 275,5 \text{ cm}^3$
 $i_y = 4,13 \text{ cm}$ $A = 121,5 \text{ cm}^2$
 KNICKLÄNGE (GESCH) $\sim 0,75 \cdot 450 = 342 \text{ cm}$
 $\lambda = \frac{342}{4,13} = 83$ $\sigma_{kzul} = 19,2 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma = \frac{353 \cdot 17,5}{121,5 \cdot 17,2} + 0,9 \cdot \frac{99,31}{121,5} = 46,0 + 15,5 = 61,5 \text{ kN/cm}^2 > 17,5$$

7. Annahme: Unter dem Steher ist lediglich an der Innenseite eine Steife, außenseitig jedoch nicht. Durch die Verformung des Bogenobergurtes erfolgt eine Lastumleitung der Ständerlast mit Erzeugung eines Momentes in der X-Achse.

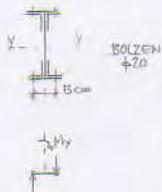


Stab unten:
Aus 5. Annahme:

$$S = \frac{350}{95,6} \cdot 0,7 + \frac{8671}{144} + 0,7 \cdot \frac{4800}{1054} = 37 + 60,7 + 4,1 = 101,8 \text{ kN/cm}^2 > 17,5$$

8. Annahme:

Aufnehmbares Einspannmoment infolge Anschlag:



$$F = G \cdot A_c = 35,5 \cdot 197 \cdot 2 = 14050 \text{ kN}$$

$$F = T \cdot A_s = 15,5 \cdot 374 \cdot 2 = 11546 \text{ kN}$$

$$M_{\text{AUFN}} = F \cdot e = 11546 \cdot 0,13 = 1501 \text{ kNm}$$

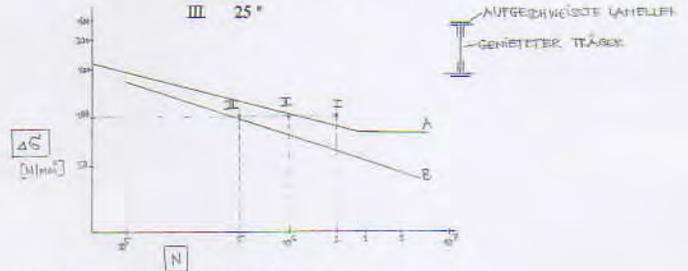
Der Fußanschluß ist demnach allein aus Temperatur voll ausgenützt bzw. sogar 43 % überbeansprucht.



2.3 Abschätzung der Restlebensdauer, Nutzlast alleine

Bisherige Lebensdauer 55 Jahre

- I 100 Lastspiele/Tag
- II 50 "
- III 25 "



Linie A: Wöhlerlinie für genietete Blechträger
(Max Herzog, ÖtAZ, 133 Jg. Heft 2/1988)

Linie B: Versuche von lamellenverstärkten Trägern
(M. A. Hirt, Bauing. 52 (1977) 255 - 262)

2.4 Regeln und Vorschriften

Im Amtsprojekt werden die Steher lediglich für die größte Normalkraft bemessen, Anschlüsse werden dabei gelenkig angenommen.

Diese Methode ist unzulässig.

Dazu schreibt beispielsweise Schleicher u.a.:

Bei oftmals wechselnder Belastung, wie z.B. bei älteren Brücken, sind elastische Einspannungen oftmals Ausgangspunkte für Dauerbrüche. Die Anschlüsse wären daher bei größeren Kräften und veränderlicher Belastung für die Einspannmomente zu bemessen.

Auch die ÖNORM B 4600, Teil 2 verweist auf strengste Anforderungen hinsichtlich Berechnung und Konstruktion. (Pkt. 4.3, 4.2)

Weiters wird unter Pkt. 4.1 der ÖNORM gefordert:

- (3) Bei der Bemessung der Stöße und Anschlüsse von Knickstäben sind die an diesen Stellen der Berechnung zugrundegelegten Voraussetzungen über die Biegesteifigkeit und die Lagerung zu berücksichtigen.

Bei den meisten Ständerfußpunkten der Bogenträger werden vorhandene Nieten unter großer Hitzeinwirkung ausgebaut und durch Schrauben ersetzt, gleichzeitig wird ein Teil der Niete belassen. Ein Zusammenwirken dieser Verbindungen ist nicht zulässig. Die ÖNORM B 4600 Teil 11 Pkt. 7.1 wird nicht eingehalten. Außerdem nach ÖNORM B 4600 Teil 2 Pkt. 4.1:

- (8) Es ist unzulässig, eine gemeinsame Kraftübertragung verschiedener Verbindungsmittel in der Anschlußstelle in Rechnung zu stellen, wenn nicht (z.B. in Abschnitt 4.2.1.2) Ausnahmen besonders zugelassen werden.

Pkt. 4.2.1.2. Mit einem anteiligen Zusammenwirken von Nieten und Schrauben darf nur bei Verwendung von Paßschrauben gerechnet werden.

Nachdem weder Paßschrauben eingebaut werden noch die Voraussetzungen für GV- bzw. GVP-Verbindungen gegeben sind, ist der Knotenanschluß in Kombination Schrauben-Niete unzulässig.

An manchen Knoten bestehen die Verbindungen aus einer Kombination von Altnieten, neuen Schrauben und Verschweißungen, dies noch bei ermüdetem und versprödetem Altstahl. Diese Verbindungen dürften weltweit ein Novum darstellen.

2.5 Zusammenfassung

Die Ständer einschließlich ihrer Anschlüsse sind bei ungünstiger Lasteinwirkung weit über die zulässigen Grenzen hinaus beansprucht.

Obwohl die künftigen Nutzlasten gegenüber dem bisherigen Zustand erhöht werden sollen, wird durch die Sanierung die Tragfähigkeit zum Großteil reduziert.

Durch das unzulässige Auswechseln von Nieten und Ersetzen durch Bolzen sowie die erfolgten Hitzeinwirkungen und Schweißungen vermindert sich die Beanspruchbarkeit der Ständer beträchtlich. Die über die Fließgrenze reichenden Spannungen im Fußpunkt lassen durch den Wärmeeintrag Sprödbrüche erwarten.

Die Berechnung der Ständer mit gelenkiger Lagerung ist grundsätzlich falsch und nicht tolerierbar.

Nietabplatzungen und Verformungen im Anschlußbereich der Ständer weisen bereits jetzt auf Überbeanspruchungen hin.

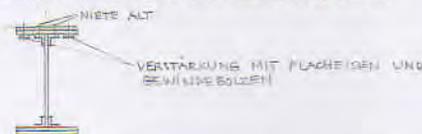
Einen Ermüdungsnachweis gibt es ebensowenig wie die Berechnung der Restlebensdauer.

Die besondere Problematik liegt darin, daß bei Versagen eines der 30 Ständer die benachbarten Ständer keine besonderen Tragreserven aufweisen und es so zu einer Kettenreaktion und schließlich zum Einsturz eines größeren Bereiches kommen kann.

3 Bogenbinder

3.1 Allgemein

Die beiden äußeren Bogenbinder sind lt. Amtsprojekt statisch nicht ausreichend und werden durch je zwei Stahllaschen 110/24 mm an der Unterseite des Obergurtes verstärkt.



Die Verbindung der neuen Stahllaschen an den Bestand soll durch Gleitverbindungen hergestellt werden.

Entlang der Obergurte befinden sich 4 Nietreihen nebeneinander.

Bei den 2 äußeren Reihen werden die Niete unter großer Hitze einwirkung herausgeschürft (Rillen bis 6 mm Tiefe). Nach Anbringung der 2 Bleche 110/24 mm werden diese mit Schrauben befestigt. Lt. Statik werden an Stelle von Nieten $\varnothing 23$ mm Schrauben M 20 mit GV-Anschluß und einem Reibungswert $\mu = 0,5$ gewählt.

3.2 Ausführung

Die Befestigung der zusätzlichen Stahllaschen an die bestehenden Gurtbleche entspricht weder dem Stand der Technik noch den geltenden Vorschriften.

Die Tragfähigkeit von Verbindungen mit hochfesten vorgespannten Schrauben beruht auf der Reibung zwischen den zu verbindenden Teilen. Eine möglichst gute Passung und eine entsprechende Vorbehandlung der Berührungsflächen sind daher mit der verlangten Pressung in diesen Flächen die Voraussetzungen für die geforderte Tragfähigkeit einer solchen Verbindung. (ÖNORM B 4600, Teil 2, Pkt. 4.3)

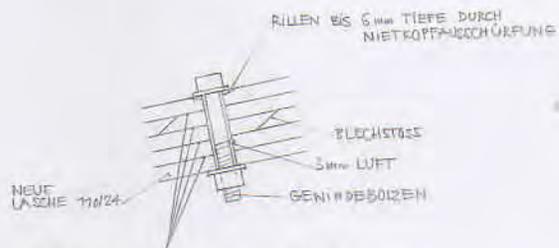
Die vorhin zitierten Forderungen können nicht erfüllt werden.

Die zu verbindenden Bleche sind 3- bis 7-lagig und sind bis zu 1000 mm dick. Eine Vorbehandlung wie Strahlen der Berührungsfläche etc. der mittleren Bleche ist technisch nicht durchführbar. Mit der glatten unbehandelten Berührungsfläche können die geforderten Reibungskräfte nicht übertragen werden. Der angenommene Reibungswert von $\mu = 0,5$ kann nicht eingehalten werden.

Nach ÖNORM B 4600 Teil 11, Tabelle 7 beträgt der Reibwert $\mu = 0,2$ bei nicht behandelter Stahlfläche. Weiters sind die Stahllamellen durch die Hitze einwirkung bei der Entfernung der Nieten verformt und liegen nicht vollflächig übereinander. Besonders kraus sind die Bereiche der Ständeranschlüsse, wo die oberen zu verbindenden Winkel stark deformiert sind und zum Teil überhaupt keine Gleitfläche bringen.

Durch die Ausschrüfungen beim Entfernen der Niete durch Hitze einwirkungen bis zu einer Tiefe von bis zu 6 mm sitzen manche Unterlagsscheiben nicht vollflächig auf. Die Punkte 8.1 und 8.3.1 der ÖNORM B 4600 Teil 11 werden dabei nicht erfüllt. Nach ÖNORM B 4600 Teil 11 Pkt. 5 ist bei Beurteilung des Zusammenwirkens verschiedenartiger Verbindungen deren unterschiedliche Nachgiebigkeit entsprechend den in Bild 1 gezeigten Arbeitslinien zu berücksichtigen. Ein Zusammenwirken wäre nur mit SLP-Verbindungen möglich. Nach Pkt. 7.1 dürfte allerdings das Durchgangsloch nicht größer als 0,3 mm sein. Tatsächlich beträgt dieses Maß jedoch 3 mm, ist also 10 mal größer als zulässig. Demnach ist ein Zusammenwirken SLP-Verbindung und Nietverbindung auszuschließen.

Nach Pkt. 5.3 darf ein Zusammenwirken einer GV-Verbindung mit einer Nietverbindung nur bei Ausbesserungen von genieteten Tragwerken in Rechnung gestellt werden, vorausgesetzt, daß die ständigen Lasten durch die verbleibende Nietverbindung getragen werden. Auch dieser Punkt kann nicht erfüllt werden. Es handelt sich hier nicht um Ausbesserungen, sondern um die Verstärkung von Nietkonstruktionen.



Gleitflächen glatt, uneben, verformt, nicht vorbehandelt.
Reibungswert μ kleiner als 0,2.

3.3 Reduzierung der Restlebensdauer bei nicht vorbehandelter Gleitfläche

Die nicht vorbehandelten Gleitflächen der HV-Verbindungen sind nicht nur nicht zulässig, sondern setzen auch die Restlebensdauer gegenüber sandgestrahlten Flächen um 50 % herab.
Dies wurde durch Versuche der TU München festgestellt. (Der Stahlbau 5/1983, S. 140)

3.4 Zusammenfassung

Die Verstärkung der Randbinder durch den Einbau von zusätzlichen Stahllamellen ist in der vorgesehenen Art nicht möglich.

Es sind die für GV-Verbindungen notwendigen Voraussetzungen nicht gegeben.

Weiters ist durch den unter Wärmeeinwirkung erfolgten Ausbau von etwa 50 % der vorbelasteten Niete eine gravierende Änderung des Kräfteverlaufes im Bogen eingetreten.

Es erhalten beispielsweise die beiden mittleren Nietreihen eine beträchtliche Zusatzbeanspruchung, während die beiden Randreihen nur mehr einen geringen Teil der Beanspruchung erfahren.

Die beabsichtigte Verstärkung kann nicht erzielt werden, im Gegenteil, es wird eine Verschlechterung gegenüber dem Urzustand hergestellt.

4 Querträger

4.1 Allgemein

Zwischen den drei Hauptbögen sind in Abständen von 4,49 m Querträger eingebaut und mittels Vernietung angeschlossen.

Da die vorhandenen Nietanschlüsse für die auftretenden Schnittkräfte nicht ausreichend sind, sollen diese lt. Amtsprojekt durch zusätzlich angeschweißte Laschen verstärkt werden.

4.2 Berechnung und Ausführung

Bei den Querträgern 5,6 und 7 wird eine Querkraft von 38 kN und ein Biegemoment von 158 kNm errechnet.

Für die vorhandenen Nieten wird im Anschluß ein aufnehmbares Moment von 100 kNm ermittelt.

Das Differenzmoment von $158 - 100 = 58$ kNm soll durch aufgeschweißte Laschen in den Gurtbereichen aufgenommen werden.

In den Ausführungsplänen werden geschweißte Verstärkungen bei den Querträgern 1, 2, 3, 4, 5, 6 angegeben, die Verstärkungen werden jedoch nicht überall ausgeführt.

4.3 Vorschriften

Eine gemeinsame Lasteinleitung durch Nietung und Schweißung ist grundsätzlich nicht statthaft. Lt. ÖNORM B 4600 Teil 2 Pkt. 4.1:

- (8) Es ist unzulässig, eine gemeinsame Kraftübertragung verschiedener Verbindungsarten in der Anschlußstelle in Rechnung zu stellen.

Nach ÖNORM B 4600 Teil 1 Pkt. 5.2:

Ein Zusammenwirken einer SL-Verbindung mit einer andersartigen Verbindung darf rechnerisch nicht berücksichtigt werden.

Aus der Arbeitslinie der ÖNORM B 4600 Teil 11 Bild 1 ist ersichtlich, wie unterschiedlich sich die Verschiebung bei Kehlnaht und Niet auswirkt.

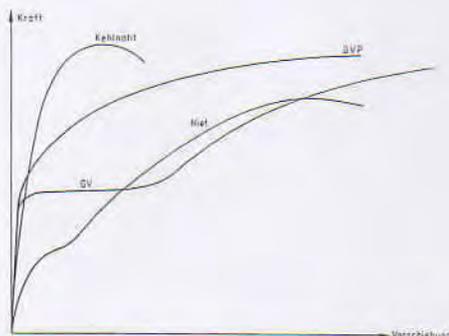
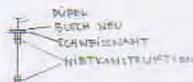


Bild 1: Arbeitslinien verschiedener Verbindungsarten

In der einschlägigen Literatur wird auf dieses Problem eingegangen. Nach H. Hänsch "Schweißspannungen und Formänderungen an stabartigen Bauteilen" wird u. a. angeführt: Die Auswirkungen von Schweißspannungen und -verformungen dürfen vom Konstrukteur niemals außer acht gelassen werden. Im Verlauf der Geschichte der Schweißtechnik ließen durch diese Probleme verursachten Schäden die Wogen des wissenschaftlichen Meinungsstreites zeitweise besonders hochschlagen, z.B. die Schäden an Brücken in den Jahren 1936 bis 1946, als die Fachwelt vor dem Phänomen "Spröbruch an Schweißkonstruktionen" stand oder die Serie von Brückeneinstürzen vor 10 bis 15 Jahren infolge Instabilität der durch Schweißen "imperfekten" Gurte von Trägern. Wenn man den beiden großen Einflüßbereichen der Schweißimperfektionen auf Spröbruch und Stabilitätsverlust noch den dritten Einfluß der Ermüdung hinzufügt, so wird deutlich, daß unzulässige Risse und Deformationen die vom Konstrukteur gefürchteten Folgeerscheinungen von Zug- bzw. Druckeigenstressungen darstellen.

4.4 Eigenspannungszustand

Die Querträger bestehen aus Gurten mit je 2 Winkelprofilen und dem ange Nieteten Stegblech. Im Obergurtbereich der Träger 7, 8, 9 werden Bleche mit vorher aufgeschweißten Kopfbolzendübeln aufgeschweißt.



Durch das Aufschweißen von Laschen im Auflagerbereich des Querträgers sowohl an der Unterseite als auch an der Oberseite sowie Aufschweißung der durchgehenden Bleche am Obergurt entsteht in der Querträgerkonstruktion und in den Anschlußbereichen ein Eigenspannungszustand zufolge Schweißung. Dieser Zustand wird bei der Ermittlung der Gesamtbeanspruchung im Knotenanschluß beim Amtprojekt nicht berücksichtigt.



4.5 Zusammenfassung

Die angewendete Verstärkung der Querträgeranschlüsse durch Nietung und Schweißung entspricht weder dem Stand der Technik und den geltenden Vorschriften noch ist sie technisch vertretbar.

Risse an Konstruktionsteilen sind bei der vorgesehenen künftigen Nutzung voraussehbar.

Jene Knoten, bei denen Verstärkungen zwar vorgesehen, nicht jedoch ausgeführt werden, sind beträchtlich überbeansprucht.

5 Erdbebenbeanspruchung

5.1 Allgemein

Bei der Sanierung der Brücke handelt es sich nicht um Ausbesserungs- und Wartungsarbeiten, sondern um eine Verbreiterung des Tagwerkes bei gleichzeitiger Erhöhung der Verkehrslasten. Es ist demnach die Konstruktion für die normgemäß geforderten Lastfälle zu berechnen.

Nach ÖNORM B 4015 Teil 1 Pkt. 3 wird Villach im Bereich eines extremen Starkbebenherdes liegend angeführt.

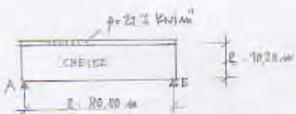
Nach Pkt. 1 ist die ÖNORM B 4015 Teil 1 sinngemäß für Brückenbauwerke anzuwenden.

Nachdem es sich um ein schwingungsanfälliges Bauwerk handelt, ist eine dynamische Berechnung mit den in der ÖNORM für den Raum Villach angegebenen Intensitäten durchzuführen.

Zu berücksichtigen ist bei der Bemessung, daß die Benützungsfähigkeit nach einem Katastrophenfall voll erhalten bleibt, da die Brücke u. a. in unmittelbarer Nähe des Krankenhauses liegt und eine wichtige Zubringerfunktion zu erfüllen hat.

5.2 Überslagsberechnung für Erdbebenlast senkrecht zur Fahrbahn

Annahme Ersatzlasten nach ÖNORM B 4015, Teil 1
Fahrbahnplatte als Scheibe von Widerlager zu Widerlager.



$$M = \frac{21,3 \cdot 80,80^2}{8} = 17.270 \text{ kNm}$$

$$A = B = \frac{21,3 \cdot 80}{2} + 21,3 = 860 \text{ kN}$$

$$\text{SCHEIBE: } \begin{aligned} s &= 10,20 \text{ m} \\ d_m &= 20 \text{ cm} \\ z &\sim 8,60 \text{ m} \end{aligned}$$

$$D = \frac{17.270}{8,6} = 2000 \text{ kN}$$

$$A_s \sim 57 \text{ cm}^2 \rightarrow 18 \cdot \phi 20$$

Die in beiden Randbereichen erforderliche Zugbewehrung von 57 cm^2 ist im Amtsprojekt nicht vorgesehen.

Die Lager werden in Brückenquerrichtung mit etwa 860 kN horizontal beansprucht.

Lt. Ausschreibung sind diese jedoch lediglich für eine maximale Belastung von 250 kN angegeben.

Bei der dynamischen Beanspruchung wirken in einer der Schwingungsphasen die Kräfte in Bogenebene und Fahrbahnplatte in entgegengesetzter Richtung, bei den übrigen Phasen jeweils in einer Richtung.



ELASTISCHE KNOTENANSCHLÜSSE
NICHT AUSREICHEND

5.3 Zusammenfassung

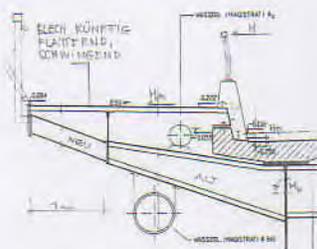
Das Tragwerk ist nicht in der Lage die normgemäßen Erdbebenkräfte abzuleiten. Es ist weder die Fahrbahnplatte noch die Querrahmenkonstruktion dafür bemessen.

Die verwendeten Lager reichen nicht aus, um die auftretenden Horizontallasten sowohl in Längs- als auch in Querrichtung mit der erforderlichen Sicherheit aufzunehmen.

6 Die Auskragung der Rad- und Gehwegkonstruktion

6.1 Allgemeines

Gegenüber dem Urzustand wird die Auskragung im Bereich des Geh- und Radweges etwa um 1 m vergrößert. Nachdem dieser Bereich für einen abgeirrten LKW nicht ausreichend ist, wird eine Fahrzeuganprallkonstruktion vorgesehen.



6.2 Abgeirrter LKW

Die Geh- und Radweg-Konstruktion ist für einen abgeirrten LKW auch dann zu bemessen, wenn Leitschienen angeordnet werden. Dies wird beim Ausführungsprojekt nicht berücksichtigt. Die Konstruktion ist nicht in der Lage die aus der Belastung eines abgeirrten LKW auftretenden Radlasten aufzunehmen.

In der ÖNORM B 4002 wird unter Pkt. 2.2.3.3 angeführt:

Unbeschadet dessen, ob Leitschienen angeordnet werden oder nicht, sind Gehsteige, Schutzstreifen, Radwege und Mittelstreifen für einen abgeirrten 25 t- (16 t-) LKW in ungünstiger Stellung mit einem dynamischen Beiwert $\gamma = 1,4$ zu berechnen, falls nicht Teile des Tragwerkes (z.B. Hauptträger bei Fahrbahn unten) das Abirren eines LKW auf diese Verkehrsflächen verhindern. Weitere Verkehrslasten sind für diesen Lastfall nicht in Rechnung zu stellen.

6.3 Fahrzeuganprall

Als Begrenzung zwischen Geh-Radweg und der Fahrbahn ist eine Fahrzeuganprallkonstruktion in Stahlbeton vorgesehen. Die aus dem Anprall auftretende Horizontallast wird in die für diesen Belastungsfall nicht konstruierte Konstruktion des Geh-Radweges eingeleitet.

Die für Fahrzeuganprall angenommene Horizontallast von 50 kN ist zu gering, ebenso die Angriffshöhe von 70 cm.

Nachdem es sich bei dem Geh-Radweg um einen stark frequentierten Verkehrsweg handelt, zudem die Wasserversorgung der Stadt Villach an der Kragkonstruktion hängt und ein Anprallen von Straßenfahrzeugen möglich ist, muß die ÖNORM B 4002 Pkt. 2.7.1 angewendet werden. Demnach ist die Ersatzlast in 1,20 m Höhe und in der Größenordnung von 500 kN senkrecht zur Fahrbahn anzunehmen.

Zu beachten ist in diesem Zusammenhang die ÖNORM B 4002 Pkt. 4.2.1 und Pkt. 4.2.2.

6.4 Zusammenfassung

Die vorgesehene Anprallkonstruktion ist nicht in der Lage die für einen Fahrzeuganprall normenmäßig geforderten Lasten aufzunehmen.

Die für die Abstützung der Prellwand vorgesehene Konstruktion des Geh-Radweges kann wiederum Anpralllasten bzw. in der Folge Radlasten eines abgeirrten LKW nicht standhalten.

7 Ermüdung, Restlebensdauer, Schweißung

7.1 Allgemeines

Nach neuem Stand der Technik ist bei Nutzungsänderungen alter schwingungsbeanspruchter Stahlkonstruktionen der Nachweis der Ermüdung und Restlebensdauer unerlässlich. Durch die in den letzten Jahrzehnten eingetretenen Schadensfälle ist es international üblich, entsprechende Untersuchungen anzustellen. Im Amtsprojekt wird Ermüdung, Hitzeeinwirkung, Sprödbruch und Restlebensdauer nicht untersucht. Es sollen nachstehend Erfahrungen und Vorschriften auf diesem Spezialgebiet angeführt werden.

7.2 Vorschriften und Erfahrungen

Hirt, Bauingenieur 52, S. 255 - 262

Das Bauwerk darf seine Funktionstüchtigkeit während der geplanten Lebensdauer nicht durch den Einfluß von Ermüdungsrissen einbüßen. Diese Risse können sogar zum Verlust der Tragfähigkeit führen, wenn sie Sprödbruch in einem Hauptelement verursachen. Sprödbruch und Ermüdung sind daher nicht zwei voneinander unabhängige Erscheinungen, wie auch zwei Brückeneinstürze in der jüngsten Zeit gezeigt haben.

ÖNORM B 4600 Teil 2 Pkt. 3.2.1

Erforderliche Nachweise:

- (2) den Wöhlerfestigkeitsnachweis zum Nachweis der Sicherheit gegen Ermüdungsbruch (Dauerbruch) bei häufig wiederholter Beanspruchung.

Es wären demnach die

Richtlinie zur Berechnung ermüdungsbeanspruchter Konstruktionen aus Stahl (entspricht dem Entwurf zur ÖNORM B 4300, Teil 5) einzuhalten.

In dieser Richtlinie wird allerdings die durch das Schweißen und Ausschürfen von Nietköpfen verursachten Hitzeeinwirkungen nicht erfasst.

ÖNORM B 4600 Teil 2 Pkt. 1.1.4

Im Ermüdungsfestigkeitsnachweis dieser Richtlinie werden folgende Einflüsse, die die Lebensdauer von Konstruktionen in bestimmten Fällen herabsetzen können, nicht erfasst:
- Temperaturen über 150°C

ÖNORM B 4600 Teil 2 Pkt. 5.2.20

u. a.
Zündstellen und mechanische Beschädigungen sind im Bereich höher ermüdungsbeanspruchter Zonen zu vermeiden.

7.3 Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne

Prof. Dr. Manfred A. Hirt
Schreiben vom 08.02.1995

Auszug:

Wie Ihnen schon von verschiedener Seite bestätigt wurde, muß im allgemeinen davon abgeraten werden, ermüdungsbeanspruchte Stahlelemente durch Schweißungen zu verstärken.

Die unter Ziffer 12.8 in Ihrer Mappe aufgeführten "Verstärkungen" sind äußerst ungünstig und bedeuten eine sehr große Abminderung der Ermüdungsfestigkeit gegenüber der heutigen, gemieteten Konstruktion.

Im weiteren ist es beinahe unglaublich, daß offenbar kein Nachweis der Ermüdungsfestigkeit durchgeführt wurde, weder für den heutigen Zustand, noch bezüglich der Restnutzungsdauer.

Allerdings muß für den hier angesprochenen Fall nochmals darauf hingewiesen werden, daß die mögliche Veränderung des Grundmaterials wesentlich geringere Auswirkungen haben dürfte als die vorgeschlagenen Lamellen, die wegen der Kombination von Spannungskonzentration, Kerbwirkung und Schweißspannungen eine wesentliche Abminderung der Ermüdungsfestigkeit erwirken.

7.4 École polytechnique fédérale de Lausanne

Erik Peeler
Bertrand Voutaz
Peter Kunz

Seit den vierziger Jahren sind auf zahlreichen Eisenbahnbrücken der Schweizerischen Bundesbahnen die Schwellen mit Hilfe von aufgeschweißten Winkelstählen an die Fahrbahnträger befestigt worden.

In diesen Trägern traten Ermüdungsrisse am Fuße der Winkelstähle auf

In der Veröffentlichung ICOM 293 werden u. a. Ermüdungsfestigkeitskurven bestimmt u. zw. in Funktion des vor dem Entfernen der Winkelstähle erfahrenen Schadens.

7.5 Ingenieurbüro für Brücken, Forschung CH-Solothurn

Dipl.-Ing. Dr. Max A. M. Herzog
Schreiben vom 30.11.1994

Auszug:
Würde allfällige Verstärkungen an der genieteten Bogenbrücke mit Schweißungen nicht durchführen.

7.6 Beitrag zur Sanierung alter Bauwerke aus Stahl

Dr. Ing. Gerd Kuscher
Schweißtechnische Lehr- und Versuchsanstalt, Hannover

Prof. Dipl.-Ing. Tokarz, TU. Stuttgart

Schreiben vom 03.02.1995
Auszug:

Es wird u. a. die notwendige Überprüfung der Schweißfähigkeit des Altstahls angeführt wobei darauf verwiesen wird, daß die Überprüfung eines Einzelteiles nicht übertragbar ist auf einen anderen Bauteil.

7.7 Zusammenfassung

Einige für die Standsicherheit der Brücke nicht entbehrliche Konstruktionselemente befinden sich im Grenzbereich der Tragfähigkeit.

Durch die an der genieteten Konstruktion vorgenommenen Schweißarbeiten und sonstigen Wärmeeinwirkungen befindet sich die Brücke in einem statisch nicht mehr beurteilbarem Zustand. Eine Restlebensdauer läßt sich nicht mehr abschätzen. Ein plötzliches Versagen infolge Materialermüdung ist nicht auszuschließen.

8 Fahrzeugbelastungen

8.1 Annahmen für die Ausführung

Für die Berechnung der Tragkonstruktionen werden die Lastannahmen gemäß ÖNORM B 4002 für Brückenklasse 1 vorgenommen. Demnach ist auf 2 benachbarten Belastungsstreifen je ein 25 to schwerer LKW, auf den restlichen Flächen eine Nutzlast von 500 kg/m² anzusetzen, wobei für die Hauptträger eine Reduzierung möglich ist.

Außerdem ist ein 60 t schweres Raupenfahrzeug im Alleingang auf der Fahrbahn anzunehmen.

Aufgrund dieser Annahme und ohne Berücksichtigung des dynamischen Beiwertes ergibt sich für einen der Fahrstreifen eine gesamte Nutzlast von etwa 110 to.

8.2 Vergleichsannahmen

Zum Vergleich werden die größtmöglichen LKW-Gesamtwichte sowohl nach dem österreichischen Kraftfahrzeuggesetz als auch nach den EU-Vorschriften gegenübergestellt:

8.2.1 Österreichisches Kraftfahrzeuggesetz

P. H. B. Erhebungsamt Wien, Verlagspostamt 1030 Wien

3261

BUNDESGESETZBLATT

FÜR DIE REPUBLIK ÖSTERREICH

Jahrgang 1995 Ausgegeben am 7. März 1995 53. Stück

162. Bundesgesetz: 18. Kraftfahrzeuggesetz-Novelle
(NR: GP XIX IA 122/A und IA 116/A AB 93 S. 21. BR: AB 4989 S. 596.)

162. Bundesgesetz, mit dem das Kraftfahrzeuggesetz 1967 geändert wird (18. KFG-Novelle)

Der Nationalrat hat beschlossen:

Das Kraftfahrzeuggesetz 1967, BGBl. Nr. 267, zuletzt geändert durch das Bundesgesetz BGBl. Nr. 745/1994, wird wie folgt geändert:

1. § 4 Abs. 7a lautet:

„(7a) Bei Kraftwagen mit Anhängern darf die Summe der Gesamtwichte sowie die Summe der Achslasten 38 000 kg, im Vorlauf- und Nachlaufverkehr mit kranbaren Sattelanhängern 39 000 kg und mit Containern und Wechsellaufbauten 42 000 kg nicht überschreiten. Die größte Länge von Kraftwagen mit Anhängern darf 18,35 m, von Sattelkraftfahrzeugen jedoch 16,5 m nicht überschreiten.“

8.2.2 Europäische Gemeinschaft

Verkehrslasten für die Bemessung von Straßenbrücken

Bauingenieur 66 (1991) 363-373 © Springer-Verlag 1991

Tabelle 3. Zulässige Achslasten und Gesamtwichte in den EG-Staaten

Land	1985		1988	
	Gesamtwicht [t]	Achslast [t]	Gesamtwicht [t]	Achslast [t]
Belgien	44	13	44	12
Bundesrepublik Deutschland	38	10	40	11
Dänemark	48	10	44	10
Frankreich	38	13	40	13
Griechenland	38	13	38	13
Großbritannien	38	10,5	32,5	10,2
Irland	32,5	10,5	32,5	10,2
Italien	44	12	44	12
Luxemburg	40	13	44	13
Niederlande	50	10	44	11
Portugal	38	10	40	12
Spanien	38	13	40	13
Mittelwert	40,5	11,5	40,3	11,7
Standardabweichung	4,8	1,4	4,0	1,1

8.3 Gegenüberstellung

Aus 8.2.1 und 8.2.2 ist ersichtlich, daß die zulässigen Gesamtwichte der Fahrzeuge etwa bei 40 to liegen.

Stellt man die ungünstigste wirkende Lastkombination zusammen, so ergibt dies bei 4 Lasteinheiten eine Gesamtlast von 160 to.

Berücksichtigt man zudem noch den tatsächlich auftretenden Schwingbeiwert, so ergibt es eine weitere ungünstige Konstellation.

In der Statik wird ein dynamischer Beiwert von 1,02 bis 1,05 angesetzt.

Aus bisher gewonnenen Erfahrungen entspricht dieser Wert nicht den tatsächlichen Gegebenheiten und ist in der Regel zum Teil beträchtlich ungünstiger.

8.4 Zusammenfassung

Der Vergleich zwischen den tatsächlich möglichen Gesamtlasten und den Berechnungsannahmen für einen Fahrbahnstreifen zeigt, daß eine Überbelastung von 50 to (45 %) auftreten kann.

Eine Gewichtsbeschränkung für die künftige Nutzung der Brücke erscheint allein aus den angeführten Gründen unerlässlich.

9 Fotos, Auszüge aus einer Dokumentation



Fahrbahnplatte vor Abtrag



Fahrbahnplatte nach Abtrag



Nach Abtrag der Betonplatte, im Hintergrund die Ersatzbrücke





Ansicht des Randbogens

Bogenobergurt im Auflagerbereich, Ausschüfung und Ausbau der vorhandenen Bolzen unter Hitzeeinwirkung





Ansicht der 3 Bogen mit Stehern, Längsträgern, Querträgern



Genietetes Bogenobergurt "verstärkt" durch angeschraubte Laschen, genietetes Steher "verstärkt" durch aufgeschweißte Laschen



Auflagerbereich Bogen, Ausbau der Bolzen und Niete



Randbogen, Entfernung der Bolzen und Nieten



Fußpunkt der Steher



Steher Fußpunkt, Verformung des L - Profils durch Hitzeinwirkung





Bogenobergurt mit Fußpunkt der Steher,
Ausbau der vorhandenen Niste unter
Hitzeeinwirkung und starken Einschlägen,
späterer Einbau der "Verstärkungslaschen"





Steher im Bereich Bogenobergurt
Vorbereitung für Einbau der "Verstärkungslaschen"



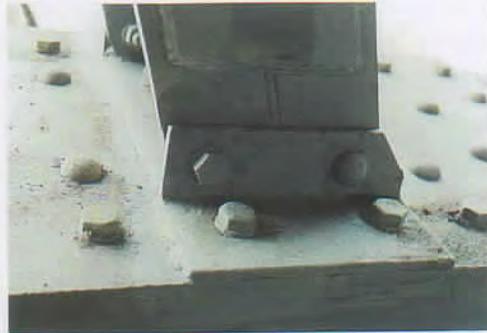


Steher im Bereich Bogenobergut
Anschlitzung für den Einbau der
"Verstärkungsblechen"



Geschraubte "Verstärkungsbleche" bei genietetem
Querträger durchgesteckt und voll verschweißt





Fußpunkt der Steher, Verbindung mit Altnieten, neuen Schrauben, Schweißung





Fußpunkt Steher, neben Unterlagscheibe Ausschrüfung durch Nietentfernung



Fußpunkt Steher, Nietkopfverformung

Oberfläche des Bogengurtes, große Fläche auf ca. 6 mm Tiefe mit Hitzeinwirkung ausgeschürft





Hogenobergurt, Einbau der "Verstärkungsblechen" anstelle der ursprünglichen Niete werden Bolzen mit großem Spielraum eingebaut, Sandstrahlung bei den Altblechen wird nicht vorgenommen, Berechnung erfolgt für Gleitverbindung mit $\mu = 0,5$





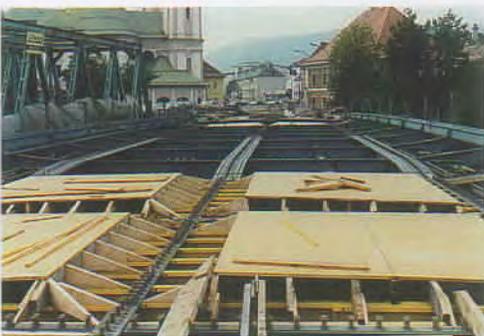
Querträger, angeschweißte "Verstärkungen"



Verzogene Flacheisen mit aufgeschweißten Kopfbolzendübeln vor der Verschweißung mit dem Querträgerobergurt



Aufgeschweißte Kopfbolzendübel auf Längsträger und Bogenobergurt, aufgeschweißte Flacheisen am Querträger mit Kragarm



Kopfbolzendübel auf Bogenobergurt, Längsträger, Querträger

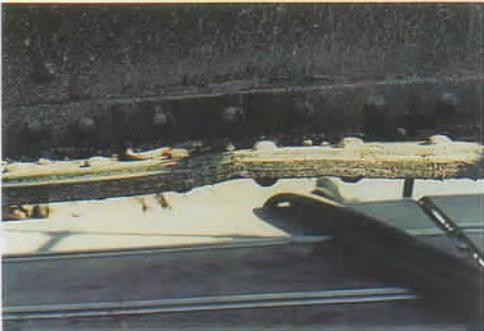




Einschnitte aus Bogenobergurt



Anschluß Längsträger an Querträger,
abgeplattete Nietköpfe



Deformierter Bogenuntergurt, äußere Einwirkung



Schwächung des Stehens



Angebaut L. - Profile der Ständerfüße



Ausgebauter Verbindungsstücke



10 Belastung des Randbogens

Es wird ein Vergleich der durch den Verkehr auf einen Randbogen wirkenden Last angestellt. (Die Gehwegbelastungen werden dabei nicht berücksichtigt.)

10.1 Urstatik

In der Berechnung des Jahres 1937 wird eine Verkehrslast von 895 kN je Bogen ermittelt.

10.2 Amtsprojekt

Die Nutzlast wird gemäß ÖNORM für Brückenklasse I errechnet. Die Belastung im Bereich der Leitschienerkonstruktion, gem. ÖNORM B 4002, Pkt. 2.2.3.1, wird fälschlich nicht berücksichtigt. Bei Einhaltung der ÖNORM allerdings, beträgt die Verkehrslast 1206 kN. Dies sind um 35 % mehr als nach der Urstatik.

10.3 SIA - Vorschrift

Für einen Fahrzeugstau ist eine Fahrzeuglast von 7 kN/m^2 anzunehmen (Herzog, Bauingenieur 51). Demnach ergibt dies eine Bogenbelastung von 1390 kN oder um 55 % mehr gegenüber 10.1.

10.4 Europäische Normen

Eine mit großer Wahrscheinlichkeit auftretende gesamte Verkehrslast auf den Bogen kann 1673 kN betragen. Dies ist um 87 % mehr als seinerzeit in der Urstatik angesetzt.

10.5 Wahlvorschlag

In einem 1993 eingereichten Wahlvorschlag werden die bestehenden 3 Bögen durch Anhebung entlastet und zusätzlich 2 neue Bögen eingebaut. Dem alten Randbogen wird dabei eine Verkehrslast von 805 kN zugeordnet. Dies sind um 10 % weniger als nach Urstatik.

10.6 Vergleichsübersicht

Projekt	Fahrstreifen Anzahl	Fahrbahnbreite m	Gehsteigbreite m	Lastannahmen	Verkehrslast kN	Verhältnis %
1 Ausführungsstatik 1937	2	8,0	2,50	ÖNORM B 6202	895	100
2 Amtsentwurf 1991 Ausführung 1994 - 1995	3	9,30	2,50	ÖNORM B 4002	1206	135
3 — " —	3	9,30	2,50	SIA-Norm 160	1390	155
4 — " —	3	9,30	2,50	ÖNORM, DIN, SIA, EU-Länder	1673	187
5 Wahlvorschlag Aichholzer 1993	3	9,50	2,90	ÖNORM, DIN, SIA, EU-Länder	805	90

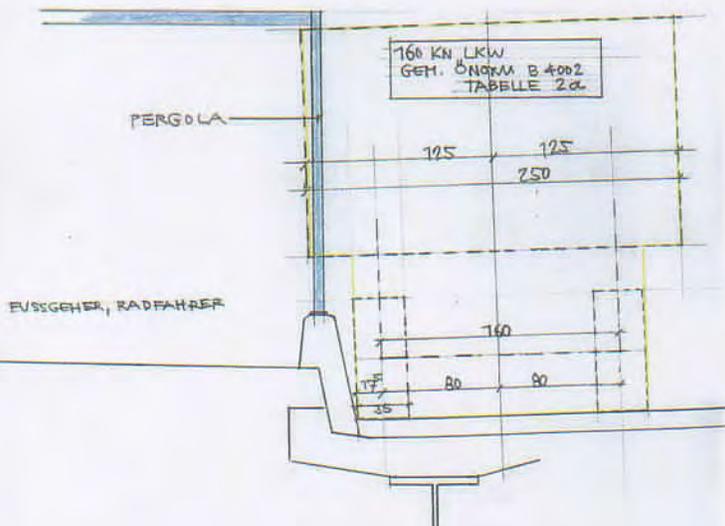
10.7 Zusammenfassung

Gegenüber der Urstatik gibt es durch den zu erwartenden Verkehr eine beträchtliche Laststeigerung. Durch die vorgenommenen Baumaßnahmen wird keine wirksame Verstärkung, sondern eine Reduzierung der Bogentragfähigkeit erreicht. Die erforderliche Tragsicherheit der Randbögen ist nicht gewährleistet.

11 Brückenbehübschung durch Pergolakonstruktion

Im Bereich des Fuß- und Radweges befindet sich eine an der Betonbrüstung befestigte Stahlkonstruktion. Diese wurde von der Stadt Villach zur Behübschung der Brücke konzipiert.

Durch den Anprall eines Fahrzeuges kann die Konstruktion Fußgeher- und Radfahrer lebensgefährlich gefährden.



Mögliche Verkehrssituationen



Der 13 Tonnen schwere Bus erschüttert die Leitwand gewaltig



BEFESTIGUNG ROHRLEITUNG DER STADT VILLACH DN 200

In Bezug auf die bestehende Brücke weist das Institut für Stahlbau, Technische Universität Wien, darauf hin, daß an der bestehenden Konstruktion nicht geschweißt werden darf, auch nicht für die Befestigungen von untergeordneten Hilfsmaßnahmen.

AUSCHREIBUNG STADT VILLACH

8) Herstellen, Liefern und Montieren eines Rohrsattels auf den Kragträgern gemäß Beiblatt 3, St380C. Die Pos. beinhaltet alle Teile, die für die ordnungsgemäße Befestigung und Lagerung des Rohres erforderlich sind, sämtliche Vorarbeiten als auch Bohr-, Schweiß- und Lackierungsarbeiten. Es ist lediglich ein Grundanstrich aufzubringen.

A
S
EP

17 Stk

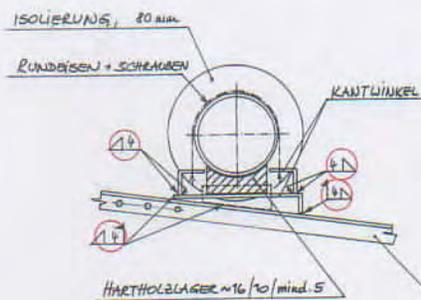
9) Herstellen, Liefern und Montieren eines Rohrsattels auf bestehender Konsole gemäß Beiblatt 4, St380C. Die Pos. beinhaltet alle Teile, die für die ordnungsgemäße Befestigung und Lagerung des Rohres erforderlich sind, sämtliche Vorarbeiten als auch Bohr-, Schweiß- und Lackierungsarbeiten. Es ist lediglich ein Grundanstrich aufzubringen.

A
S
EP

2 Stk

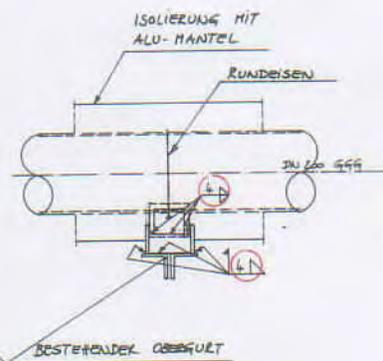
QUERSCHNITT

M 1:10



ANSICHT

M 1:10



Für den "Ernstfall" wurde geprobt.
Mittlungsblatt der Stadt Villach, 21/1994



Unsere Feuerwehr hievt das versenkte Auto aus der Drau. Foto: Schwaid

„Draufischen“ einmal anders

Großes Aufsehen kürzlich auf der Stadtbrücke: Taucher befestigten Seile an einem versankenen Pkw, ein schwerer Autokran hievt das Gefährt aus dem Wasser. Was sehr realistisch aussah, war eine Übung der Villacher

Feuerwehr. Zwei Nächte zuvor wurde der Pkw in die Drau versenkt, allerdings entstanden demnach beim Wiederauffinden Probleme, weil das Fahrzeug durch Hochwasser abgerieben worden war.

12 Schlußbetrachtung

In dem vorliegenden Bericht werden einige Untersuchungen sowie Fotos über die Sanierungsmethoden vorgestellt.

Im Projekt des Amtes der Kärntner Landesregierung werden weder einschlägige ÖNORMEN noch Regeln nach Stand der Technik eingehalten.

Es fehlt der Nachweis der Materialermüdung und der Restlebensdauer.

Hinzu kommen rechnerisch nachweisbare Überbeanspruchungen und nicht mehr durchschaubare Einflüsse infolge der durchgeführten Schweißarbeiten.

Die ursprünglich für 12 to-LKW zugelassene Bogenbrücke wird nicht nur beidseitig verbreitert, sondern soll künftig für Brückenklasse I (25 to LKW bzw. 60 to Raupe) genutzt werden.

Dies, obwohl durch die Sanierungsmethoden die Tragfähigkeit vermindert wird.

Sowohl im 1. als auch im 2. Teil der Mappen "Der Bruchversuch am Originalmodell" werden die Bedenken über die aufgezeigten Mängel bei der Sanierung der Villacher Kriegsbrücke durch Beiträge von zahlreichen international anerkannten Experten bestätigt.

Der Verfasser bedankt sich bei den Kollegen für das rege Interesse und
Stellungnahmen, der Herren

Prof. Dr. Manfred A. Hirt
Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne

Dipl.-Ing. Dr. Max Herzog
Ingenieurbüro u. a. für Brücken, Forschung, Sanierung, CH-Solothurn

Prof. Dipl.-Ing. B. Tokarz
Technische Universität Stuttgart

Dr. Ing. Gerd Kuscher
Schweißtechnische Lehr- und Versuchsanstalt Hannover

Villach, im Juni 1995



TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN

INSTITUT FÜR STAHLBAU
KARLSPLATZ 13/13A
A-1040 WIEN
TEL. 0222/788 011

Herrn
Dipl.-Ing. Alois Aichholzer
Zivilingenieur für Bauwesen
Ringmauergasse 10
9500 Villach

DATUM 7.9.1993
UNTERSCHRIFT R/US
SACHBEARBEITER 3396
HERRENSTELLE

Betreff: Stahlgüte

Sehr geehrter Herr Dipl.-Ing. Aichholzer!

Zu Ihrer Anfrage vom 3.9.1993 kann ich Ihnen folgende Antworten geben:

Eine ÖNORM B 6301, 3. Auflage konnte ich nicht ausfindig machen. Vor 50 Jahren (1943) wurden im damals nicht bestehenden Österreich die DIN-Normen angewendet. Nach dem Krieg wurden für den Stahlbau die ÖNORMen der Reihe B 43.. und ab 1964 der Reihe B 46.. geschaffen.

Die Bezeichnung St 44,12 weist auf die frühere DIN 1612 für Baustähle hin, die jedoch diesen Stahl nicht kennt. Die ÖNORM B 4603, Ausgabe 1964, gibt für Einbahnbrücken folgende zulässigen Spannungen an:

St 44 S, St 44 T, St 44 TE:

Grundwerkstoff:

Hauptlasten:

$$\text{zul } \sigma = 1920 \text{ kg/cm}^2 \approx 19,2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{zul } \tau = 1110 \text{ kg/cm}^2 \approx 11,1 \text{ kN/cm}^2$$

Haupt- und Zusatzlasten:

$$\text{zul } \sigma = 2160 \text{ kg/cm}^2 \approx 21,6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{zul } \tau = 1250 \text{ kg/cm}^2 \approx 12,5 \text{ kN/cm}^2$$

Nach dieser Norm scheinen vor allem die von Ihnen genannten zulässigen Schubspannungen sehr hoch sein, da nach der Vergleichsspannungshypothese

$$\text{zul } \tau = \frac{1}{\sqrt{3}} \text{zul } \sigma = 0,58 \text{zul } \sigma \text{ betragen müsste.}$$

Die Stahlgüte der alten Konstruktion könnte man, wenn die Voraussetzungen beim Bau der Brücke nach ÖNORM B 4600, 2-Teil, für den Erhöhungsfall nachweislich eingehalten wurden, ohne Bedenken als St 44 Erhöhungsfall einordnen; sind die Voraussetzungen nicht erfüllt nur nach dem Regelfall.

Falls die bestehende Konstruktion genietet ist, weise ich besonders darauf hin, daß an der bestehenden Konstruktion nicht geschweißt werden darf, auch nicht für die Befestigungen von untergeordneten Hilfsmaßnahmen.

Mit freundlichen Grüßen

o. Univ.-Prof. Dr. G. Ramberger

ZAMG Postfach 342 A-1191 Wien

Postfach 342
 Hohe Warte 38
 A-1191 Wien
 Austria

Telefon: (0222) 36 44 53*
 Telex: 131837a metw o
 Telefax: (0222) 369 12 53

Bankverbindung:
 Creditanstalt Bankverein
 Kto. Nr. 0944-42506/00

Herrn
 Dipl.-Ing. Alois AICHHOLZER
 Ringmauergasse 10
 9500 Villach

Ihr Zeichen: Ihre Nachricht vom: Unser Zeichen: Sachbearbeiter: Nebenrufer/Ext/DW: Datum:
 1993 09 06 21.4395/93 Dr. Flegewell 2504 1993 09 09

Betreff: Erdbebenlasten

Sehr geehrter Herr Dipl.-Ing. Aichholzer!

Bezugnehmend auf Ihr Schreiben vom 6.9.93 möchte ich Ihnen mitteilen, daß meiner Ansicht nach im gegenständlichen Fall zwar die ÖNORM B 4015, Teil 1 maßgeblich ist, wo es unter Pkt. 9.1 heißt, daß Erdbebenkräfte und Windkräfte im allgemeinen nicht zu überlagern sind, jedoch auch unter Pkt. 1, letzter Satz, auf die Einhaltung der ÖNORM B 4002 hingewiesen wird. Da sich die besagte Brücke Ihren Angaben zufolge in einer eher windgeschützten Lage, jedoch in der Erdbebenzone Villach befindet, bin ich der Meinung, daß hier die Erdbebenkräfte bei weitem überwiegen und die Windlast eigentlich kein Problem sein sollte; im Zweifelsfall über die Windverhältnisse würde ich Ihnen jedoch empfehlen, für den betreffenden Standort ein Gutachten der Klima-Abteilung der Z.A.M.G. einzuholen.

Mit vorzüglicher Hochachtung
 ZENTRALANSTALT FÜR METEOROLOGIE UND GEODYNAMIK
 Abteilung Geophysik

Co. Flegewell



O. UNIV. PROF. DIPL. ING. DR. TECHN. FERDINAND TSCHIMMERNEGG

STAATL. BEFUGTER UND BESEIDETER ZIVILINGENIEUR FÜR DAS BAUWESEN
 ORDINARIUS FÜR STAHLBAU UND HOLZBAU
 AN DER FAKULTÄT FÜR BAUINGENIEURWESEN
 UND ARCHITEKTUR DER UNIVERSITÄT INNSBRUCK

Herrn
 Dipl.-Ing. Alois AICHHOLZER
 Staatl. befugter und besiedeter
 Zivilingenieur für Bauwesen

Ringmauergasse 10
 9500 V I L L A C H

BÜRO U. PRIVAT:
 A-6091 GÖTZENS BEI INNSBRUCK
 GÖTZNER BERGWEG 11
 TEL. (0 52 34) 75 49

BANKVERBINDUNG:
 SPARKASSE INNSBRUCK-HALL
 KTO. NR. 57000 1089

IHR ZEICHEN:

UNSER ZEICHEN:
 TSCH/cg

INNSBRUCK, AM
 1993-09-22

BETRIFFT: Genietete Stahlkonstruktion
 einer Straßenbrücke

Sehr geehrter Herr Dipl.-Ing. Aichholzer!

Vielen Dank für Ihr Schreiben vom 14.09.1993.

Zu Ihrer Frage ob an eine 55-jährige genietete Stahlbogenbrücke Leschen angeschweißt werden können, möchte ich mitteilen, daß davon dringend abzuraten ist. Die alten Nietstähle sind nicht oder nur bedingt schweißbar. Es geht nicht nur um die Zusatzspannungen, die durch das Anschweißen entstehen, sondern auch um die starke Herabsetzung der Ermüdungsfestigkeit. Manche Nietstähle sind zwar bedingt schweißbar, jedoch ist dies nach eingehender Untersuchung einer entsprechenden Materialprüfstalt zu empfehlen (Elektroden, Vorwärmen etc.).

In der Anlage übersende ich eine Veröffentlichung über Sanierung von Stahlbrücken. Aus dem Literaturverzeichnis können Sie Aufschluß über alte Stähle erhalten (Veröffentlichung MANG).

Ich hoffe, Ihnen damit gedient zu haben und verbleibe

mit freundlichen Grüßen


 Univ.-Prof. Dr. techn. Ferdinand Tschimmerneegg
 priv. Dozent, techn. F. TSCHIMMERNEGG

Sanierung von Stahlbrücken

ÉIDGENÖSSISCHE TECHNISCHE HOCHSCHULE LAUSANNE
POLITECNICO FEDERALE DI LOSANNA
SWISS FEDERAL INSTITUTE OF TECHNOLOGY LAUSANNE
ICOM - CONSTRUCTION MÉTALLIQUE
CH - 1015 LAUSANNE
TELEPHONE: +41 - 21 - 693 24 25 TELEFAX: +41 - 21 - 693 28 68



Herrn
Dipl. Ing. Alois Aichholzer
Ringmauer gasse 10
A - 9500 Villach

Your ref. Our ref. MAH/AK/evä Lausanne, 8. Februar 1995

Villacher Draubücke

Sehr geehrter Herr Aichholzer,

Für die Zustellung der Mappe über die Villacher Draubücke möchte ich mich bestens bedanken. Ich kam wegen Arbeitsüberlastung erst kürzlich dazu, Ihre sorgfältig begründeten Bedenken zur "Sanierung und Verstärkung" der obengenannten Brücke zu studieren. Ich bitte Sie, diese Verzögerung zu entschuldigen und möchte anfügen, dass ich Ihre Bedenken vollauf verstehe und diese als völlig begründet erachte.

Wie Ihnen schon von verschiedener Seite bestätigt wurde, muss im allgemeinen davon abgeraten werden, ermüdungsbeanspruchte Stahlelemente durch Schweissungen zu verstärken. Die unter Ziffer 12.8. in Ihrer Mappe aufgeführten "Verstärkungen" sind äusserst ungünstig und bedeuten eine sehr grosse Abminderung der Ermüdungsfestigkeit gegenüber der heutigen, genieteten Konstruktion. Dabei erscheinen die aufgeschweissten Bolzendübel als geradezu harmlos.

Im weiteren ist es beinahe unglaublich, dass offenbar kein Nachweis der Ermüdungssicherheit durchgeführt wurde, weder für den heutigen Zustand, noch bezüglich der Restnutzungsdauer. Ein systematisches Vorgehen dazu ist im beigelegten Kurzvortrag in englischer Sprache zusammengestellt.

Auf Ihre konkrete Frage, wie sich ein ermüdungsbeanspruchter Altstahl nach Hitzeeinwirkung bei weiterer Schwingbelastung verhält, können wir Ihnen mit Ausnahme der beigelegten Veröffentlichung ICOM 293 leider keinen Hinweis angeben. Allerdings muss für den hier angesprochenen Fall nochmals darauf hingewiesen werden, dass die mögliche Veränderung des Grundmaterials wesentlich geringere Auswirkungen haben dürfte als die vorgeschlagenen Lamellen, die wegen der Kombination von Spannungskonzentration, Kerbwirkung und Schweisseigenstressungen eine wesentliche Abminderung der Ermüdungsfestigkeit erwirken.

Zu Ihrer Information lege ich Ihnen noch die Publikationsliste des Instituts für Stahlbau bei. Falls Sie an einer unserer Veröffentlichungen interessiert sind, stellen wir sie Ihnen gerne zu.

ICOM - CONSTRUCTION MÉTALLIQUE

-2-

EPF - Lausanne

Ich hoffe, Ihnen damit gedient zu haben und verbleibe, in der Hoffnung dass der Brücke die unzumutbaren "Verstärkungen" erspart bleiben.

mit freundlichen Grüßen

Prof. Dr. Manfred A. Hirt

Beilagen : erwähnt

DR. MAX HERZOG
Bauingenieur
CH-4500 SOLOTHURN

Brücken, Fundationen, Hoch- und Industriebau, Kraftwerke, Stahlwasserbau, Talsperren und Tunnel
Forschung, Planung, Projektierung, Bauleitung, Sanierung und Expertisen

Büro: CH-4500 Solothurn
St. Niklausstrasse 70
Telefon: 065 / 22 86 92
064 / 24 14 22 (Büro Aarau)
Telefax: 064 / 24 44 78

Herrn Dipl.-Ing. Alois Aichinger
Zivilingenieur für Bauwesen
Ringmauer gasse 10
A - 9500 Villach

30. November 1994

Ihr Brief vom 22.d.M.

Sehr geehrter Herr Kollege,

Auch ich weiss von keinen Versuchen, welche den Wärmeeinfluss auf die Ermüdungsfestigkeit von Stahl untersuchen. Ich persönlich würde allfällige Verstärkungen der von Ihnen genannten Stehbogenbrücke nicht mit Schweissungen sondern mit HV-Verzugsübungen ausführen.

Mit freundlichem Gruss


(Dr. Max Herzog)

Ingenieurgruppe
Tokarz Frerichs Leipold
Beratende Ingenieure für Bauwesen

Ingenieurgruppe
Tokarz Frerichs Leipold · Siegesstrasse 3 · 30175 Hannover

Telefon (0511) 851811
Telefax (0511) 858846

Herrn
Dipl.-Ing. Alois Aichholzer
Staatlich befugter und beeideter
Zivilingenieur für Bauwesen
Ringmauer gasse 10

A-9500 Villach

03.02.1995

Sanierung Brücke Villach

Sehr geehrter Herr Aichholzer,

auf der Suche nach Literatur zu Untersuchungen, wie weit die Festigkeit eines alten Stahles durch Schweißung herabgesetzt wird, habe ich mich auch an die Schweißtechnische Lehr- und Versuchsanstalt (SLV) Hannover gewendet.

Herr Dr.-Ing. Gerd Kuscher hat mir einen Aufsatz geschickt, den ich Ihnen in Kopie beilege. Die handschriftliche Bemerkung am Ende ist in der Kopie schwer lesbar, sie lautet: "Die Veröffentlichung ist schon etwas älter, der Inhalt ist aber immer noch richtig. In der Zwischenzeit sind ca. 100 Untersuchungen an alten Stählen hinzugekommen."

Im Übrigen rät er, an nicht gefährdenden Stellen der Brücke Proben durch Kernbohrung zu entnehmen, der Durchmesser eines Kernstückes (etwa 23 mm) würde genügen, und der Schweißtechnischen Lehr- und Versuchsanstalt zur Untersuchung zu schicken. Sie könne dann Aussagen über die Schweißbarkeit machen. Wichtig sei, diese Untersuchungen für jedes der verwendeten Profile zu machen, da man nicht von einem auf die anderen schließen könne, die Schweißseignung der Profile innerhalb des gleichen Bauwerks könne durchaus verschieden sein. Die Adresse der Schweißtechnischen Lehr- und Versuchsanstalt liegt bei.

Zum Schreiben vom 03.02.1995

Seite 2

Ich hoffe, das ist eine kleine Hilfe bei Ihrer schwierigen Arbeit.

Ich würde mit Freude, vom Fortgang der Angelegenheit zu hören.

Mit freundlichen Grüßen



B. Tokarz

Schweißtechnische Lehr- und
Versuchsanstalt (SLV) Hannover
im Deutschen Verband für Schweißtechnik e.V.
30453 Hannover, Am Lindener Hafen 1
Telefon (05 11) 2 19 62-0/31 - Telefax 05 11 2 19 62-22



Dr.-Ing. Gerd Kuscher
Schweißtechniker (EWK)
Fachbereichsleiter NIM
Metenschnelles Institut für Mikroverbindungstechnik

Anlage

SLV Hannover

das Virens zur Förderung der SLV Hannover e.V.
im Deutschen Verband für Schweißtechnik e.V.
Staatlich anerkannt als Ausbildungs- und Prüfstelle für Schweißtechnik
Anerkannte Stelle für den Nachweis der Eignung zum Schweißen



Schweiß-
technische
Lehr- und
Versuchs-
anstalt
Hannover

D
V
S

3000 Hannover 51 - Am Lindener Hafen 1 - Telefon (05 11) 2 19 62-0/31 - Telefax 9 23 782

Beitrag zur Sanierung alter Bauwerke aus Stahl

Prof. Tokarz

1. Einleitung

Das Bedürfnis, alte Bauwerke unserer Väter und Vorväter der Nachwelt zu erhalten, hat sich in den letzten Jahren immer stärker durchgesetzt.

Bund, Länder und Gemeinden geben für die Erhaltung dieser Denkmäler der Industrie- und Technikgeschichte heute viel Geld aus, wenn die Erhaltenswürdigkeit nach Überprüfung, z.B. durch einen Landeskonservator, wünschenswert ist.

Bei Bauwerken aus Stahl oder mit Stahltraggliedern, an denen der Zahn der Zeit erhebliche Korrosionsschäden hinterlassen hat oder die auf Grund von Umbaumaßnahmen eine Nutzungsänderung erfahren, stellen sich immer wieder die gleichen Fragen:

- können die heute üblichen Lichtbogenschweißverfahren zur Verbindungsschweißung von altem und neuem Stahl eingesetzt werden, und
- welche Belastung kann dieser Verbindung zugemutet werden.

Die Schweißtechnische Lehr- und Versuchsanstalt (SLV) Hannover hat bereits bei vielen Sanierungsmaßnahmen alter Stahlbauwerke mitgewirkt (ältestes Bauwerk ist die Waterloo Säule in Hannover, Baujahr 1832) und hat dazu ein Konzept erarbeitet.

Hinweis:

Die Korrosionsanfälligkeit heutiger Stahlkonstruktionen ist gut beherrschbar. Sie stellt keine größeren Probleme dar und ist mit denen der Beton- und Stahlbetonwerke vergleichbar. Wichtig für die Bewertung alter Stahlkonstruktionen ist das Baujahr. So kann der Werkstoff von seiner Herstellung her grob eingeschätzt werden (Abb. 0 aus /1/. Weiterhin müssen genaue Kenntnisse der Belastungsrichtung in Bezug auf die Faserrichtung der geschmiedeten oder gewalzten Stähle vorhanden sein. Hier ist zugleich zu überlegen, wie eine evtl. Schweißnaht hinsichtlich der Faserrichtung liegen könnte. Hieran schließt sich die eigentliche Werkstoffuntersuchung des Stahles an. Schwierigkeiten bereitet dabei immer wieder die Entnahme geeigneter Werkstoffproben, ohne die jedoch eine Aussage über Schweißbarkeit und Tragfähigkeit kaum möglich ist. Die Bestimmung der chemischen Zusammensetzung allein bringt vor allem bei geschmiedeten Stählen (Puddelstahl) auf Grund hoher Schlackenteile und großer Zelligkeit keine ausreichende Aussage. Weitere Untersuchungen, z.B. Zugversuch, Mikroschliff, Baumannabdruck, sind meistens notwendig, um das Sanierungskonzept festzulegen. Aus diesem muß eindeutig hervorgehen:

- Alter Werkstoff schweißgeeignet ohne besondere Maßnahmen, bedingt schweißgeeignet oder nicht schweißgeeignet.
- Bei bedingter Schweißseignung wird eine Schweißempfehlung gegeben hinsichtlich
 - Verfahren
 - Schweißzusätze
 - Wärmebehandlung
- Ist der Werkstoff nicht schweißgeeignet, wird eine andere Verbindungsmöglichkeit durch Nieten oder Schrauben vorgeschlagen
- Konstruktive Maßnahme
- Angabe über die Tragfähigkeit der Verbindung

Nachfolgend werden die Werkstoffuntersuchungen und die Ergebnisse hinsichtlich der Schweißseignung von Bauwerken wiedergegeben, die durch die SLV Hannover untersucht wurden.

2. Alte Stahlherstellungsverfahren

Bevor über Werkstoffuntersuchungen berichtet wird, soll zu deren besseren Verständnis kurz etwas über die damaligen Stahlherstellungsverfahren gesagt werden:

Vorrangig zum Einsatz gelangte im vorigen Jahrhundert das Puddelverfahren. Durch eine sauerstoffhaltige, d.h. oxidierende Atmosphäre, kam es zur Verbrennung des Kohlenstoffs im geschmolzenen zu Anfang hochkohlenstoffhaltigen Roheisen. Die ständige Verringerung des C-Gehaltes bewirkte jedoch ein Ansteigen der Schmelztemperatur (ist aus dem Eisen-Kohlenstoff-Diagramm gut erkennbar), d.h. das Metall wurde immer teigiger und war mit vielen Schlacken durchsetzt, die nur z.T. durch die anschließende Bearbeitung (Schmieden, Zerschlagen etc.) entfernt werden konnten und aus heutiger Sicht die Schweißbarkeit dieser Werkstoffe stark eingegrenzt.

Erst in der 2. Hälfte des vorigen Jahrhunderts kamen neue Stahlherstellungsverfahren (Bessemerstahl ab ca. 1860, Siemens-Martin-Stahl ab ca. 1864 und Thomasstahl ab ca. 1880) zum Einsatz, die den sogenannten Flußstahl mit höherer Reinheit garantierten.

3. Untersuchung auf Schweißbarkeit

Der technische Einsatz der heutigen Schweißverfahren ist erst nach der Jahrhundertwende anzusetzen. Deshalb war vor 100 Jahren der Gedanke an einen "schweißseigneten" Stahl aus unserer heutigen Sicht nicht notwendig und erforderlich.

Die bisher an der SLV Hannover durchgeführten Untersuchungen zur Festlegung einer Schweißseignung widerspiegeln die damaligen Stahlherstellungsverfahren und ihre Anteile an der Gesamtproduktion. Die nachfolgenden Ausführungen sind Ergebnisse aus Bauwerken des vorigen Jahrhunderts und der Jahrhundertwende.

Die mit den o.g. Puddelverfahren hergestellten Werkstoffe weisen immer Schlacken im Querschnitt auf. Die Bilder 1 - 3 zeigen charakteristische Zustände. Das Grundgefüge ist fast rein ferritisch, durchsetzt mit umfangreichen, großvolumigen, komplexen (heterogenen) Schlacken. Um diese Schlacken herum existiert oft ein

verformtes Gefüge (Abb. 1). Die Schlacken selbst sind Mischschlacken (enthalten Sulfide, Oxide, Silikate). In Abb. 3 ist innerhalb der Schlacken ein Eisenoxid in dendritischer Ausbildung (Tannenbaumform), das sogenannte Wüstit zu sehen. Die Anzahl der Schlacken kann unterschiedlich sein (auch damals war das Können der Stahlhersteller nicht gleich), ob wenig oder viel Schlacken, sie sind vorhanden.

Die chemischen Analysen (sie sind auf Grund der Größe der Schlacken manchmal besonders spektralanalytisch schwierig zu erstellen) ergeben sehr niedrige Analysenwerte. Sie lagen bei den untersuchten Stählen im C-Gehalt von 0,018 bis 0,06%, Si = 0,067 - 0,14%; Mn = 0,05 - 0,15%; P = 0,033 - 0,41%; S = 0,022 - 0,053%.

Im mechanischen Verhalten der Puddelstähle widerspiegeln sich die Anzahl und Größe der Schlacken. Im Zugversuch (längs und quer zur Walzrichtung) ergaben sich z.T. nicht auswertbare Ergebnisse. Die Materialien brachen extrem spröde (siehe Spannungs-Dehnungs-Diagramm, Abb. 4) mit niedrigen Bruchdehnungswerten ($A \leq 10\%$) bis hin zu nicht bestimmbaren Werten ($A \sim 0\%$).

Das Schweißen dieser Stähle erwies sich z.T. selbst für einen geübten Schweißer als schwierig. Je mehr Schlacken im Stahl waren, desto unruhiger brannte der Lichtbogen und es kam zu einem Spritzen, wenn (so kann vermutet werden) wieder Schlacke angeschnitten wurde. Auch erzeugte stumpfschweißnähte brachen spröde. Eine Beanspruchung in Dickenrichtung (d.h. auch Kehlnahtschweißungen) ist ebenfalls abzulehnen (Aufreißen der Schlacken mit Rissen ähnlich dem Terrassenbruch).

Anders verhalten sich dagegen die Flußstähle, die z.T. den heutigen unberuhigt vergossenen Stählen sehr nahe kommen. Sie weisen neben z.T. höheren C-Gehalten vor allem höhere Mn-Gehalte (von 0,39 bis 0,61%) auf und haben die typische reine Handschicht (Abb. 5) mit einem gleichmäßig ferritischen Gefüge (wenig Perlit) und die geseigerte Zone (Abb. 6), wobei der geseigerte Bereich durch den voreutektoiden Ferrit leicht zu erkennen ist. Im Raumabdruck konnten die geseigerten Bereiche gut nachgewiesen werden.

Die mechanischen Eigenschaften der untersuchten Flußstähle zeigten ein zähes Verhalten. Die Streckgrenzenwerte betragen bei den untersuchten Flachstählen zwischen 206 und 246 N/mm², für Profile lagen die Werte um 300 N/mm². Zu bemerken sind die höheren Bruchdehnungswerte, die 30% und darüber betragen.

Die an der SLV Hannover untersuchten alten Flußstähle konnten als bedingt schweißbar eingestuft werden. Für unberuhigte Werkstoffe gelten grundsätzliche Empfehlungen wie:

- a) im Bereich der Seigerungen ist nicht zu schweißen
- b) außerhalb dieses Bereiches kann "normal" geschweißt werden
- c) die Verwendung von basisch umhüllten Elektroden, um die Gefahr einer Erfassung der Seigerungszone zu minimieren.

Die direkte Zuordnung dieser alten Flußstähle zu den heutigen schweißbaren Baustählen ist nicht möglich, evtl. wären sie vergleichbar mit den früheren USt 37-1-Qualitäten der alten DIN 17100.

Zusammenfassung

Die Stähle des vorigen Jahrhunderts und noch zu Anfang dieses Jahrhunderts müssen zunächst immer erst als nicht schweißgeeignet angenommen werden, da im überwiegenden Teil Puddelstahl vorliegt. Erst durch eine Untersuchung kann diese Aussage revidiert werden. Erschwert wird die Feststellung der Schweißbarkeit durch ein oftmals nur begrenzt zu entnehmendes und damit zur Verfügung stehendes Probenmaterial für Untersuchungen. Trotzdem sind doch eine Menge Aussagen auch mit wenig Probenmaterial möglich. Die Bestimmung nur der chemischen Zusammensetzung ergibt fast keine Aussage und ist zur Deutung abzulehnen. Viel bringt dagegen schon ein Mikroschliff (notfalls aus Gurt und Steg), der eine Menge über den "inneren" Zustand des Stahles aussagt (Schlacken etc.). Ihn empfehlen wir immer als erstes. Erst danach erfolgen Baumannabdruck (Feststellen des Seigerungsverlaufes) und evtl. eine chemische Analyse. Liegt mehr Probenmaterial vor, erfolgen Zugversuche zur Bestimmung von mechanischen Eigenschaften und Probeschweißungen. Für Puddelstahl sind Zugproben nach heutiger Norm problematisch. Wenn man sich die Schliffbilder (Abb. 1 - 3) ansieht, kann man leicht erkennen, daß im Randbereich einer standardisierten Zugprobe eine Schlacke liegen kann (und bei den vielen vorhandenen tritt dieser Zustand wohl immer ein), die sofort zur Kerbe wird. Das sehr spröde Verhalten bei manchen Untersuchungen (siehe Abb. 4) mit z.T. nicht bestimmbarer Bruchdehnungswerten kann darauf zurückgeführt werden und erfordert Überlegungen hinsichtlich einer Bauteilprüfung bzw. der Verwendung von Gesamtquerschnittsprüben. Diese Frage ist für einen Nachweis ausreichender Tragsicherheit von Bedeutung. Der SLV Hannover ist diese Problematik bekannt. Zur Abschätzung, d.h. welche Belastungen kann man bei alten Werkstoffen annehmen, sind Versuche zur Bestimmung der statischen und dynamischen Festigkeit geplant.

! Noch ein Hinweis ist notwendig. Die Erkenntnisse der Überprüfung eines Profils an einem zu restaurierenden Bauwerk sind nicht übertragbar auf andere Abmessungen und Profile.

/1/ F. Mang, G. Steidl und Ö. Bucak
 Altstahl im Bauwesen
 Schweißen und Schneiden 37 (1985) Heft 1, S. 10-14

Text: Dr.-Ing. G. Kuscher, Dipl.-Ing. W. Braun, Hannover

20.4.85

Die Stahlgüte des 19. Jahrhunderts war schlechter, die Festigkeit ist aber immer noch höher. Es ist zu erwarten, dass sich die Eigenschaften im Laufe der Zeit weiter verbessern werden.

o c c

PRESSEAUSSCHNITTE
1993

14 KLEINE ZEITUNG

SAMSTAG
14. AUGUST 1993

Expertenstreit um Brücke geht weiter

Er werde beweisen, daß seine Brücken-Sanierungs-Variante durchführbar ist.

Kündigt Statiker DI. Alois Aichholzer an. In dem Bericht über die Beurteilung seines Wahlanbotes der Technischen Universität Graz steht zu lesen, daß die Sanierung der Fahrbahnplatte nicht möglich sei, weil wirtschaftlich nicht sinnvoll. „Aus den getätigten Aussagen entstand aber der Eindruck, daß mein Projekt für die Sanierung der Kriegsbrücke nicht machbar sei“, klärt Aichholzer auf. Jetzt hat Aichholzer den Ehrgeiz, den Bericht der TU Graz „zu zerlegen“, wie er ankündigt. „Nach dem heutigen Stand der Technik ist die Sanierung der Fahrbahnplatte auf jeden Fall möglich, das werde ich beweisen!“ Kurios findet Aichholzer, daß die Villacher Stadtpolitiker zwar ankündigen, die Stadt würde keinen Groschen für die Brücke locker machen können, für die Verbreiterung des Gehweges der Amtsbrücke aber sehr wohl bereit sind, drei Millionen dazuzuschie-

ßen. „Und, wer bezahlt die Kosten von 700.000 für die Wiedererrichtung der Parkanlage, deren Zerstörung gar nicht nötig wäre?“ fragt sich Aichholzer.

DI. Uhl, zuständiger Beamter beim Amt der Kärntner Landesregierung, erklärt, die Sanierung der bestehenden Fahrbahnplatte sei schon deswegen nicht möglich, weil diese auf den ebenfalls renovierungsbedürftigen Längs- und Querträgern liegen. Er, Uhl, stehe guten Wahlanbotes stets offen gegenüber, aber Aichholzers Variante sei „der Stoff, aus dem die Skandale gemacht werden“. Aichholzer kann sich sein ersatzbrückenloses Projekt auch vorstellen, wenn die ausschlaggebende Platte neu betoniert werden muß. „Da kommen so viele Sachen dazu, daß die Firma den Preis nicht halten kann“, glaubt Uhl zu wissen. „Die Ilbau hat sicher nicht vollständig gewußt, was ihr bevorsteht.“ **Elena Moser**

ELENA MOSER



MEINE MEINUNG

Vordenker

Der Prophet im eigenen Land, der Rufer in der Wüste, Erfinder und Vordenker jeder Art hat es noch nie so besonders leicht gehabt. Vor allem nicht im eigenen Lebensumfeld. Zu gern und zu schnell werden Spinner und Träumer abgestempelt. Was noch nicht da war, kann und darf es nicht geben. Was der Bauer nicht kennt..., und so weiter.

Eine Brücke zu sanieren, und das nicht auf die althergebrachte, bewährte Art, oder zumindest nur der Gedanke daran, grenzt an Frevel.

Über den Kirchturm hinaus — das wissen wir Villacher jetzt ganz genau — müßte man halt schauen können. Global denken, lokal handeln. „Bitte, von Herzen gern, wenn es uns nichts kostet!“ lassen wieder andere, deren Säckel etwas dazu geben müßte, verlauten.

Es hat nichts mit unbe-rechenbarer Risiko-freude zu tun, und noch weniger mit blindem Glauben an Technologie. Es ginge einzig und allein darum, nicht nur einem Vordenker eine Chance zu gewähren, sondern einer ganzen Stadt, Bleibendes von Wert zu schaffen und keinen alltäglichen Einheitsbrei.

Ob's dem Eingebremsten ein Trost sein kann?

PETER LEXE



STICHWORTE

Ideen gefragt

Kaum ein Thema hat in letzter Zeit die Villacher so in Rage gebracht wie die Ankündigung der Sperre der Kriegsbrücke. Ich stimme mit dem Grünen-Mandatar Dr. Haider überein, daß man alles unternehmen müsse, um Autoverkehr zu vermeiden, und ich stimme mit Lhstv. Reichhold überein, der eine Stärkung des öffentlichen Verkehrs fordert.

Im Hinblick auf die interessante Wortmeldung des Villacher Statikers Aichholzer, der meinte, die Brücke müsse während der Bauzeit nicht zur Gänze gesperrt werden, und einer Gegenäußerung, das sei nicht möglich, habe ich den Eindruck erhalten, daß man zu sehr auf bereits eingefahrenen Standpunkten beharrt.

Persönlich stelle ich mich auf die Seite des Statikers. Mir fehlt nämlich im Zusammenhang mit dem Brückenprojekt ein Wettstreit der „Ideen“. Für jedes Bauwerk, das größer als ein Minihäuserl ist, verlangt man einen Architektenwettbewerb. Wir haben in Villach Statiker, die in ihrem Berufsleben mit den schwierigsten technischen Dingen fertig werden mußten. Warum sollen sie nicht ihre Ideen einbringen: Ist eine Sperre während des gesamten Bauzeit notwendig?

Von Landesbeamten dilettantisch geplantes Amtsprojekt Unfälle, Schwerverletzte, Pkw Totalschäden während eines halben Jahres

„Seitdem die Baustelle verhängt ist, haben sich trotzdem 13 Unfälle ereignet und zwar so schwere, daß es sogar eine Anzeige bei Gericht geben wird.“

Und auch das Argument von Riedel, daß Unfälle dadurch passiert seien, daß Autofahrer auf die Arbeiten an der benachbarten Brücke geschaut hätten und daher unachtsam gewesen seien

Das Mitteilungsblatt der Stadt Villach zitiert DI. Alois Riedel: „Wir haben intensive Rauheitsmessungen durchgeführt.“

Sanierung der Kriegsbrücke sorgt für Megastaus Villacher stöhnen unter der zusätzlichen Verkehrsbelastung

Seit fast einem halben Jahr ist die Sanierung der Kriegsbrücke in Villach im Gange. Was vorhergesagt wurde, ist eingetreten, Megastau, vermehrte Verkehrsunfälle bedingt durch die falsche Verlegung der Holzbretter auf der Brücke. Die Bundesstraßenverwaltung verspricht Lösung des leidigen

sie längs verlegt. Über Intervention des Villacher Stadtrates Ing. Ferdinand Truppe soll nun eine Querlattung an der Brücke aufgebracht werden. Nur die Bundesstraßenverwaltung läßt mit der Verwirklichung warten. „Wir sind an der Beseitigung der Verkehrsfalle wirklich interessiert, trotz Be-

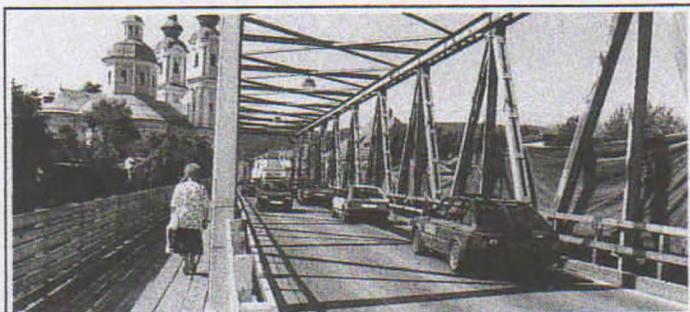


Foto: Moritsch

Problems. Die Villacher sind sauer, seit der Inbetriebnahme der Kriegsbrücken-Ersatzbrücke ist in der Draustadt die Hölle los. Megastaus, Verkehrsunfälle am laufenden Band, selbst der Notarztwagen hat Probleme beim Passieren der Brücke. Schuld an dem Dilemma ist die Verlegung der Holzbretter auf der Ersatzbrücke: Anstatt quer wurden

scheides der Landesregierung, das Übel zu beseitigen, ist bis jetzt noch nichts geschehen“, ist der Villacher Stadtrat empört. Auch die Villacher Polizei kann kein Loblied über die Behelfsbrücke singen. Durch die Längsverlegung der Holzbalken ist die Rutschgefahr extrem. Vermehrte Unfälle sind zu verzeichnen, erzählt ein Beamter des Unfallkommandos.

Unfälle auf Ersatzbrücke: Doch Winter beginnt erst!

Wie vorhergesagt: Es ist Herbst, und auf der Villacher Ersatzbrücke über die Drau kracht's! Wann passiert endlich etwas?

■ VON ELENA MOSER

Es bedurfte keiner hellseherischen Fähigkeiten, die Karambolagen vorherzusagen, die sich in der Nacht zum Donnerstag auf der Ersatzbrücke ereigneten: Regen machte den Holzbretterbelag, bekanntlich noch immer der Länge nach vernagelt, noch immer ohne die versprochene Querlattung, zur tückischen Falle für die Autofahrer! Um 0.45 Uhr krachte es zum ersten Mal. Dann setzte Kälte ein. Um 5.15 Uhr bzw. um 5.20 Uhr kam es in der Folge von Glatteis erneut zu Unfällen! Fazit: zwei

Verletzte, zwei total beschädigte Autos, fünf Pkw mit Sachschaden. „In der Nacht wurde die Brücke 30 Minuten lang für die Zeit der Unfallaufnahme gesperrt“, berichtet Oberst Johann Schauer. In den Morgenstunden mußte man auf den Streuwagen warten, der die vereiste Fahrbahn „aufgetaut“ hat. Gegen 6.30 Uhr wurde die Brücke wieder für den Verkehr freigegeben.

Und der Winter beginnt erst! Was wird sein, wenn der Schneepflug die Brücke räumen muß? Das wird, meinen Sachkundige, ein Ding der Unmöglichkeit, weil

die Holzbretter nämlich dem Eisempflug nicht gewachsen sind.

„Die verordnete Geschwindigkeitsbegrenzung beträgt 10-km/h“, so Schauer. „Man kann die Autofahrer nicht aus ihrer Verantwortung entbinden.“ Natürlich, aber bei Glatteis und Schneefahrbahn kann selbst das Schnecken-tempo zu schnell sein. Und eine Brücke, bei der die Schneeräumung unmöglich ist? Unvorstellbar, was passiert, wenn es am Tag taut und nachts gefriert. Ein schöner Autofahrerwinter steht den Villachern bevor.

Unfallszenario auf der Kriegsbrücke

14.02.2017

Vor einigen Tagen wurde in der WOCHE über einen Lastwagen berichtet, der in der Oberen Fellach in einem Garten gelandet ist.

Am 13. Feber 2017 hat ein 40- Tonner auf der Südautobahn- Brücke bei Griffen eine Leitschiene durchbrochen und ist in die Tiefe gestürzt. Der Fahrer wurde schwerst verletzt.

Dieses Szenario wäre auch in Villach jederzeit möglich.

Im Zusammenhang mit der seinerzeitigen Sanierung der Kriegsbrücke wurde auf die geschilderte Problematik hingewiesen und auch in einem Wahlprojekt entsprechende Vorkehrungen unterbreitet.

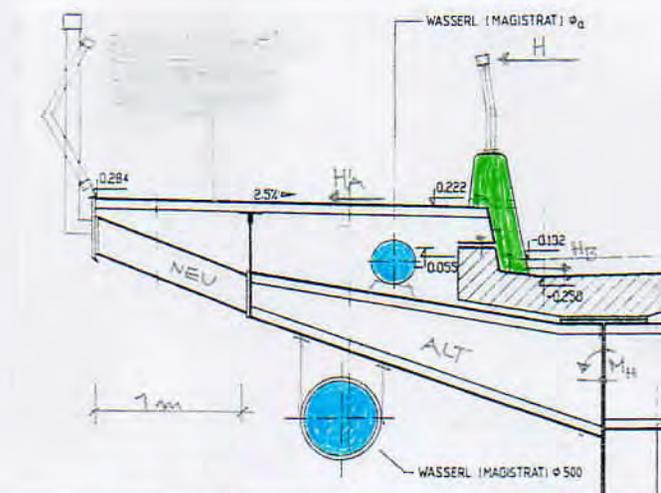
Bei einem Fahrzeuganprall könnte jener Fall eintreten, bei dem sowohl der Rad-Gehweg der Brücke als auch die darunter angehängte Trinkwasserleitung der Stadt Villach in der Drau landen.

Es entsprechen weder die Betonrammborde noch die Gehsteigkonstruktion den statischen Erfordernissen.

Die Brücke wird derzeit unverständlicherweise auch von 40-Tonnen (!) Fahrzeugen auf drei Fahrspuren befahren.

Die seinerzeitige Brückensanierung wurde wohl von der Kärntner Landesregierung vorgenommen, den Rad-Gehweg hat allerdings die Stadt Villach bezahlt.

Die Wasserleitung stammt auch von der Stadt Villach.



SCHNITT DURCH BRÜCKENAUSSKRAGUNG

Gefährliche Rad- Gehwege bei „behüschter“ Kriegsbrücke

Im Amtsprojekt (Billigstprojekt) der Kärntner Landesregierung zur Sanierung der Villacher Kriegsbrücke war seinerzeit eine architektonische Gestaltung nicht vorgesehen.

Das unter fadenscheinigen Argumenten verhinderte Wahlprojekt (Bestbieterprojekt)

Aichholzer/Ilbau sah nicht nur eine Lösung nach neuestem Stand der Technik, sondern auch eine architektonische Gesamtlösung vor.

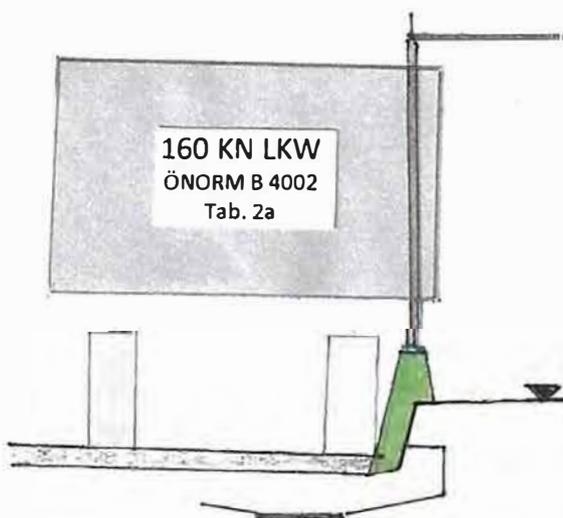
Anstelle davon wurde von der Stadt Villach eine sogenannte „Brückenbehüschung“ in Form einer stählernen Pergola in vier Bereichen des Rad-Gehweges errichtet.

Rundstahlsäulen wurden dabei an den Stahlbetonborden angedübelt.

Diese Konstruktion ist allerdings nicht in der Lage, den nach ÖNORM bzw. Eurocode vorgeschriebenen Anprallstoss durch Fahrzeuge aufzunehmen und gefährdet im Ernstfall die Benutzer sowohl des Rad- als auch des Fussweges.

Bisher kam es zu Sachschäden mit Sperre des Rad-Fussweges während der Reparaturarbeiten.

Eine Baugenehmigung liegt nicht vor.



▼ RAD- FUSSWEG, ist nicht vorschriftsmäßig für abgeirrtes Fahrzeug berechnet:

Schwere Mängel bei Rad- und Gehweg

Bei Brücken mit Rad- und Gehwegen sind nicht nur die normgemäßen vertikale Nutzlasten zu berücksichtigen, sondern auch die aus dem Strassenverkehr auftretenden außergewöhnlichen Einwirkungen.

Diese außergewöhnlichen Einwirkungen wurden insbesondere beim Wahlprojekt Aichholzer/Ilbau, welches für eine 100-jährige Restlebensdauer ausgelegt war, berücksichtigt.

Fahrzeuganprall um das Zehnfache zu gering angenommen, Vertikallast nicht berücksichtigt

Bei dem zur Ausführung gelangtem Amtsprojekt der Brücke besteht der Rad- und Gehweg aus einer filigranen Stahlblechkonstruktion.

Diese Konstruktion ist nicht in der Lage die Last eines abgeirrten Fahrzeuges aufzunehmen.

Es wurde deshalb eine sogenannte Prellwandkonstruktion in Form von Betonleitplanken errichtet, die sich horizontal am Stahlblechboden und am Asphalt der Strasse abstützen.

An der Oberkante der 70 cm hohen Betonplanken wurde eine Horizontallast von 50 kN (5 t) angenommen.

Gemäß Eurocode ist quer zur Fahrtrichtung allerdings eine horizontale Einzellast von 500 kN (50 t) anzusetzen.

Dies ist eine zehnfache Mehrbelastung gegenüber den Werten des Amtsprojektes.

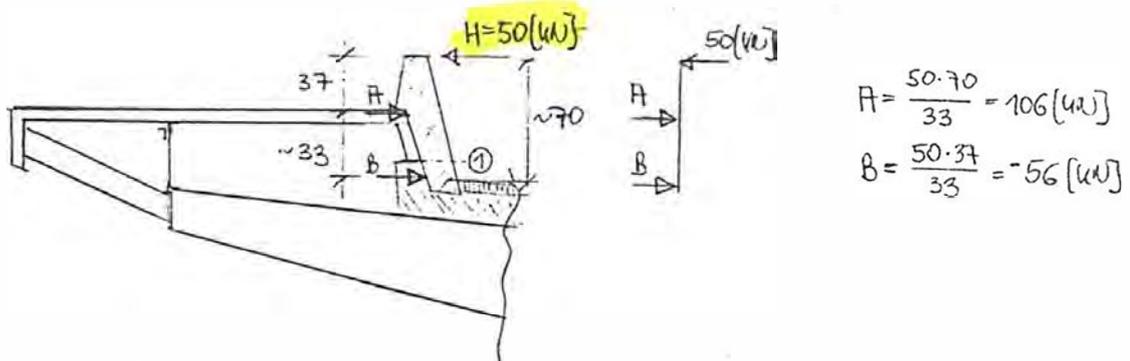
Eine vertikale Last infolge außergewöhnlicher Einwirkungen wurde beim Rad- und Gehweg der Brücke nicht berücksichtigt.

Gemäß Eurocode ist innerhalb eines 1 m breiten Aufstellbereiches eine Achslast von 200 kN (20 t) zu berücksichtigen.

Zu bemerken ist, dass die Brücke von Fahrzeugen bis zu 44 t befahren werden kann und die Wahrscheinlichkeit einer Katastrophe nicht auszuschliessen ist.

Unabhängig davon sind zudem Vorschriften dazu da, um eingehalten zu werden.

Ausschnitt aus der statischen Berechnung des Amtsprojektes
Horizontallast an der Betonleitplanke



– Einwirkungen auf Brücken nach Eurocode –
LV Brückenbau - GL; ao. UProf. H. Unterweger

- Verformbare Schutzeinrichtungen (Leitplanken)
- Anpralllasten nach Zulassungsversuchen festlegen. Regelungen in Österreich in RVS-Richtlinie.

4.2.5 Anpralllasten an tragende Bauteile oberhalb der Fahrbahn

- Horizontale Einzellast $H_l = 1000 \text{ kN}$ in Fahrtrichtung und $H_q = 500 \text{ kN}$ quer zur Fahrtrichtung (H_l und H_q dürften als unabhängig voneinander betrachtet werden; vgl. 4.2.1)
- Lastangriff: 1,25 m über Fahrbahnoberkante.
- Wenn zusätzliche Schutzmaßnahmen vorliegen sowie der Bauteilausfall zu keinem Gesamtversagen führt, sind reduzierte Anpralllasten möglich (im Einvernehmen mit der Behörde).

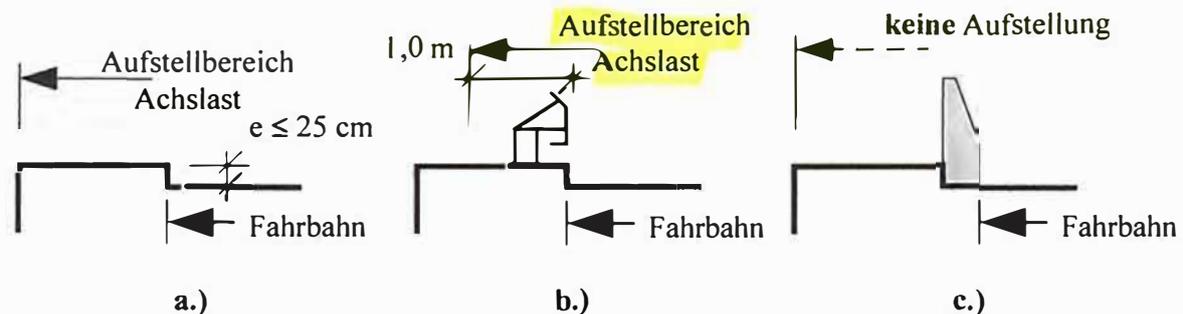
4. Außergewöhnliche Einwirkungen aus Straßenverkehr

Als außergewöhnliche Einwirkungen zufolge Straßenverkehr sind zu berücksichtigen:

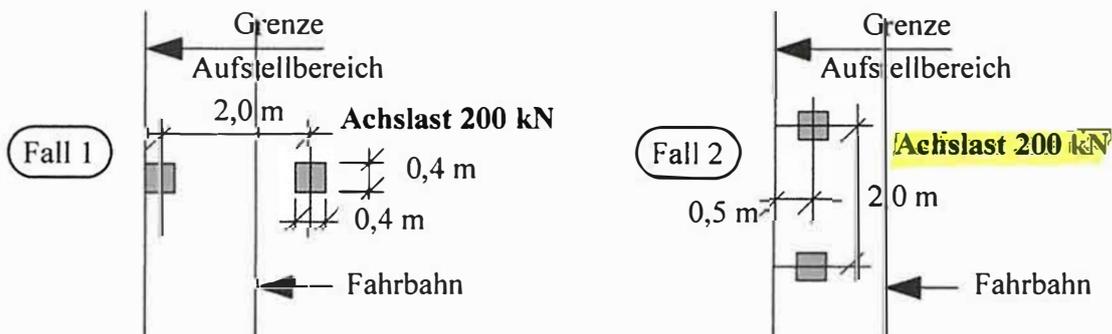
- Horizontale Lasten:
 - Fahrzeuganprall an Überbauten und Pfeiler
 - Fahrzeuganprall an Bordsteine, Leiteinrichtungen und tragende Bauteile (von Fahrzeugen am Tragwerk)
- Vertikale Lasten:
 - Radlasten auf Fußwegen, Radwegen und Randleisten (Abirren von Fahrzeugen von der Fahrbahn)

4.1 Vertikale außergewöhnliche Einwirkungen

- Achslast $Q = 200 \text{ kN}$ ist in folgenden Bereichen außerhalb der Fahrbahn aufzustellen:
 - a.) keine Schutzeinrichtungen (Leitplanken, Leitwände)
 - Aufstellung bis zum Überbaurand
Anm.: bei Bordsteinhöhen $> 25 \text{ cm}$ kann dies - so die Behörde zustimmt - entfallen.
 - b.) verformbare Schutzeinrichtungen (Leitplanken)
 - Aufstellung bis $1,0 \text{ m}$ hinter der Schutzeinrichtung
 - c.) starre Leiteinrichtung (Betonleitwand)
 - kein Aufstellen hinter der Leiteinrichtung notwendig.
- Für die Aufstellung der Achslast sind 2 Fälle zu untersuchen:
 - Achse in Fahrtrichtung
 - Achse normal zur Fahrtrichtung



Aufstellung im Grundriss



Für die nach dem Amtsprojekt ausgeführte Brücke gibt es keine statische Erdbebenberechnung

Nachstehender Bericht kann auch für die Kriegsbrücke zutreffen

Bewertungssystem für Brücken unter seismischer Belastung

Philippe Renault

Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen

Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen

Tel.: ++49-241-8025091, Fax: ++49-241-8022303, e-Mail: renault@lbb.rwth-aachen.de

ZUSAMMENFASSUNG: Die Sicherheit von Brückenbauwerken nach einem Erdbeben ist für die Funktionsfähigkeit der Verkehrsinfrastruktur von entscheidender Bedeutung. Die Erdbebengefährdung von Brücken einzuschätzen, stellt wegen der großen Anzahl bestehender Brückenbauwerke unterschiedlichen Typs und Alters eine komplexe und mit hohen Kosten verbundene Aufgabe dar. In diesem Beitrag wird als Lösungsansatz ein systematisches Verfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit des Brückenbestandes vorgestellt. Zunächst wird die zu beurteilende Brücke durch Zuordnung eines Brückentyps klassifiziert. Anschließend wird die strukturelle Bedeutung der Brücke eingeschätzt und das seismische Standortrisiko bestimmt. Basierend auf diesen Informationen wird die Erdbebensicherheit durch eine dreistufige Untersuchung beurteilt. Das systematische Vorgehen erlaubt eine problemorientierte Analyse mit minimalem Zeit- und Kostenaufwand. Die praktische Anwendung des in ein neu entwickeltes Bewertungssystem mit Anbindung an die bundesweit eingesetzte Brückendatenbank SIB-Bauwerke integrierten Verfahrens wird am Beispiel einer Brücke im Kölner Raum demonstriert.

1. EINLEITUNG

Schadenerdbeben sind selten auftretende Extremereignisse, die gleichzeitig große geographische Gebiete erfassen. Moderne Staaten mit ihrer immer vielfältigeren und komplexer werdenden Infrastruktur werden zunehmend verletzlicher bezüglich solcher Ereignisse. In Deutschland sind Schadenbeben wegen ihrer großen Wiederkehrperiode im Bewusstsein der Bevölkerung und der Behörden wenig verankert. Erdbebeningenieure und Seismologen dagegen warnen bereits seit einigen Jahren, dass auch in Deutschland große Erdbebenkatastrophen möglich sind, wie es die Vergangenheit bereits gezeigt hat.

Die Bauwerke in Deutschland sind größtenteils sehr viel schlechter gegenüber Erdbeben ausgelegt als in anderen europäischen Ländern (wie z.B. in der Schweiz, Frankreich und Griechenland), die sich bereits früh mit der Erdbebengefährdung auseinandergesetzt haben. Dort gibt es schon seit einigen Jahrzehnten moderne Erdbebennormen, insbesondere auch für Brückenbauwerke. In Deutschland jedoch werden erst seit Einführung der DIN 4149 im Jahr 1981 übliche Hochbauten in deutschen Erdbebengebieten seismisch bemessen. Aufgrund der Altersstruktur der

Bauwerke weisen deshalb über 90% der Bauwerke in Deutschland eine unbekannte und oft ungenügende Erdbebensicherheit auf.

Eine der Hauptursachen für eine hohe Anzahl von Todesfällen nach einem Erdbeben ist, dass Rettungsmaßnahmen nur unzulänglich oder verzögert durchgeführt werden können. Im Katastrophenfall sind strategisch wichtige Straßen häufig infolge beschädigter oder eingestürzter Brücken nicht passierbar und Rettungskräfte können ihre Einsatzorte nicht erreichen (Abbildung 1). Es besteht daher die Notwendigkeit, die Erdbebensicherheit vorhandener Brücken zu beurteilen, um ihre Funktionalität im Falle eines Erdbebens zu gewährleisten und somit die Sekundärschäden zu minimieren.



Abbildung 1: Brückeneinsturz nach dem San Fernando Erdbeben 1971 (Nielson, 2003)

Die in jüngster Vergangenheit aufgetretenen Schadenbeben in der Türkei und in Griechenland haben auch in Deutschland zu einer höheren Sensibilisierung gegenüber der Gefahr durch Erdbeben geführt. Weiterhin hat die bevorstehende Einführung des Eurocode 8 - Teil 2 (2004) für Brücken die Frage aufgeworfen, ob die bestehenden Brücken die gestiegenen Anforderungen der neuen Normengeneration erfüllen.

Brückenbauwerke sind wichtige Bestandteile der Verkehrsinfrastruktur, deren Funktionsfähigkeit im Erdbebenfall zur Sicherstellung von Rettungswegen und zur Vermeidung von langen Umleitungen gewährleistet sein muss. Nach einem Erdbeben ist es ebenfalls besonders wichtig, dass sich eingeleitete Wiederaufbaumaßnahmen auf ein weitgehend intaktes Transportsystem abstützen können. Die Leistungsfähigkeit des deutschen Straßennetzes ist eng mit der Sicherheit und Dauerhaftigkeit der darin vorhandenen Brückenbauwerke verknüpft. Im Netz der Bundesfernstraßen mit seinen Bundesautobahnen und Bundesstraßen (Bestandswert \approx 175 Mrd. Euro) befinden sich derzeit rund 37.000 Brückenbauwerke mit einem Bestandswert von \approx 40 Mrd. Euro und einer Brückenfläche von 26,37 Mio. m² (Stand: 31.12.2002). Darüber hinaus beträgt der Brückenbestand in Landes- bzw. Staatsstraßen in der Baulast der Länder ca. 23.000 Stück mit einer Fläche von über 4,6 Mio. m².

Die meisten Brücken (ca. 70%) wurden in Spannbetonbauart errichtet, etwa 30% sind Stahlbeton- (18%), Stahlverbund- (4%) sowie Stahl-/Stein-/Holzbrücken (8%) (Abbildung 2). Die verausgabten Mittel für ihre Erhaltung (bauliche Unterhaltung + Instandsetzung + Erneuerung bzw. Ersatz) beliefen sich im Jahre 2002 auf 294 Mio. Euro zzgl. 56 Mio. Euro Zukunftsinvestitionsprogramm-Mittel (Metzler 2004).

Erdbeben im Raum Villach

Bisherige Beben mit einer Intensität nach der Mercalli-Skala von
9 (verwüstend) und 10 (vernichtend)

Erdbeben: Chronik der stärksten Beben in Österreich

Erdbeben/ Erdstöße/ Naturkatastrophe

Die österreichische Chronik der Schadenbeben reicht bis zum Jahre 1201 n.Chr. zurück. Vor dem 17. Jahrhundert ist sie allerdings lückenhaft, doch kann man mit ihrer Hilfe schon recht gut die aktiven Erdbebenzonen erfassen und statistische Aussagen über die Wiederholungswahrscheinlichkeit von Schadenbeben machen, denn eine wesentliche Änderung der Erdbebenaktivität erfolgt höchstens in geologischen Zeiträumen.

Die Erdbebenaktivität Österreichs konzentriert sich in bestimmten Regionen des Bundesgebietes. Erdbeben, die eine Epizentralintensität vom Grad 7 überschritten, sind zwar selten in Österreich - es sind aber dennoch mehrere Erdbeben dieser Klasse seit dem Jahr 1201 bekannt.

Erdbeben die in Österreich die stärksten Auswirkungen aufwiesen

- 04.05.1201 - Bei Murau, (Steiermark) - Intensität 9.
- 08.05.1267 - Kindberg, (Steiermark) - Intensität 8
- 25.01.1348 - Villach-Dobratsch? (Kärnten) - Intensität ~10
- ??.02.1468 - Niederösterreich - Intensität 8
- 01.11.1571 - Innsbruck, (Tirol) - Intensität 7
- 04.01.1572 - Innsbruck, (Tirol) - Intensität 8
- 15.09.1590 - Neulengbach, (NÖ) - Intensität 9
- 27.08.1668 - Wiener Neustadt, (NÖ) - Intensität 7
- 17.07.1670 - Hall, (Tirol) - Intensität 8
- 22.12.1689 - Innsbruck, (Tirol) - Intensität 8
- 04.12.1690 - Villach, (Kärnten) - Intensität 9
- 10.04.1712 - Wiener Neustadt, - NÖ Intensität 7
- 05.08.1766 - St. Magarethen, - (Burgenland) Intensität 7
- 16.08.1766 - St. Magarethen, - (Burgenland) Intensität 7
- 27.02.1768 - Bad Fischau, (NÖ) - Intensität 8
- 06.02.1794 - Leoben, (Steiermark) - Intensität 8
- 14.03.1837 - Mürzzuschlag - Intensität 7
- 13.07.1841 - Wiener Neustadt, - (NÖ) Intensität 7
- 25.12.1857 - Rosegg, (Kärnten) - Intensität 7
- 17.07.1876 - Scheibbs, (NÖ) - Intensität 7,5
- 01.05.1885 - Kindberg, (Steiermark) - Intensität 8
- 28.11.1886 - Nassereith, (Tirol) - Intensität 7,5
- 12.04.1888 - St. Magarethen, (Burgenland) - Intensität 7
- 13.07.1910 - Nassereith, (Tirol) - Intensität 7
- 01.05.1916 - Judenburg, (Steiermark) - Intensität 7
- 25.07.1927 - Wartberg (Steiermark) - Intensität 7

Kriegsbrücke Villach

Amtsmissbrauch, Korruption

1993 war für die Sanierung der Kriegsbrücke vom Amt der Kärntner Landesregierung die Errichtung einer Ersatzbrücke vorgesehen. Gemeinsam mit der Firma Ilbau hat DI Alois Aichholzer ein Wahlprojekt eingereicht, bei dem man auf eine Ersatzbrücke hätte verzichten können und zudem auch noch getrennte Rad- und Gehwege auf beiden Seiten vorgesehen waren.

Für eine architektonische Gestaltung konnte der deutsche Architekt Karsten K. Krebs gewonnen werden. (Krebs hat zusammen mit Frank Gehry, Adolfo Natalini und Hans Hollein an einem Projekt für das 3. Jahrtausend zusammengearbeitet, war 1. Preisträger und Planer des Pavillons der europäischen Gemeinschaft in Sevilla, der Mailänder Stardesigner Matteo Thun bezeichnete den Kollegen Krebs als seinen Lehrmeister).

Auf massive Ablehnung stieß die Architektur bei Bürgermeister Manzenreiter. Dieser meinte, für die Architektur gäbe es keinen Schilling, lieber würde er das Geld für den Nikolaiplatz verwenden.

Sehrwohl wurde nachträglich eine kostenverursachende Brückenbehübschung in Form einer stählernen Pergola im Bereich der Rad-Gehwege vorgenommen. Diese ist allerdings für den Anprall von Fahrzeugen nicht geeignet und ist eine Gefahr für Mensch und Material.

Erwähnt sollte werden, daß allein der durch die Ersatzbrücke notwendige Abtrag von 31 Bäumen samt Park der Stadt Villach 700.000 Schilling gekostet hat. Bemerkenswert sind auch die von der Stadt getragenen Kosten in Millionenhöhe für den Rad-Gehweg, der allerdings für ein abgeirrtes Fahrzeug nicht berechnet wurde. Auch hängt die städtische Wasserleitung auf einer bedenklich verstärkten Kragkonstruktion.

Die Ablehnung des Projektes Aichholzer/Ilbau wurde von den Beamten der Landesregierung wegen des angeblich schlechten Betonzustandes der alten Brückenplatte begründet, denn dadurch wäre die Befahrbarkeit während der Sanierungsarbeiten bei Nichtverwendung einer Ersatzbrücke angeblich nicht möglich gewesen.

Bei einem nachträglich beantragten gerichtlichen Beweissicherungsverfahren wurde diese Annahme der Landesbeamten, die falsch war, eindeutig widerlegt.

Die mittlere Betondruckfestigkeit der Fahrbahnplatte lag bei 511 kg/cm². Diese Festigkeit war ausgezeichnet und lag sogar deutlich höher als jener Wert, der für die neue Platte festgelegt wurde.

Das Wahlprojekt war sowohl technisch als auch kostenmäßig dem Amtsprojekt überlegen, eine objektive Gegenüberstellung wurde allerdings vermieden, und somit das Bestbieterangebot verhindert.

Betrachtet man auch noch die Zusammenhänge rund um die Ersatzbrücke, den millionenteuren Ersatzteilen der Firma Krupp aus Deutschland, usw., so lieferten diese ein Paradebeispiel von Amtsmissbrauch und Korruption.

Von einer Anzeige wurde in Absprache mit der am Wahlprojekt mitwirkenden Baufirma aus allgemein bekannten Gründen Abstand genommen.

Einen besonderen Grund hatte die Einholung von Expertisen von neun Fachexperten, darunter aus den Technischen Universitäten Österreichs, der Schweiz und Deutschland.

Die nach Amtsentwurf sanierte Brücke wurde weder auf Erdbeben untersucht, noch auf Ermüdungsfestigkeit und Restlebensdauer. Vorgenommene Verstärkungen an der genieteten und ermüdeten Altstahlkonstruktion durch Verschweissungen und Verschraubungen entsprechen nicht dem Stand der Technik und auch nicht den geltenden Normen.

Schwere statische Mängel gibt es zudem beim Rad- und Gehweg.

Derzeit besteht die Möglichkeit, dass mehrere 44 t- Fahrzeuge bei extremer Temperatur und mit 50 Std/km die Brücke gleichzeitig befahren könnten.

Experten - Stellungnahmen zum Wahlprojekt

Geplant war nach Wahlprojekt Aichholzer/Ilbau, dass während der Bauzeit der gesamte Verkehr über der bestehenden Brücke abgewickelt werden sollte.

Eine gemäß Amtsprojekt vorgesehene Ersatzbrücke hätte sich demnach erübrigt.

Die drei bestehenden Stahlbögen sollten durch zwei weitere Bögen ergänzt werden, und dabei eine Entlastung der nicht ausreichend tragfähigen Bogenkonstruktion bewirken.

Zielsetzung des Wahlprojektes war die Erreichung von optimalen Lösungen in Bezug auf die Wirtschaftlichkeit, Bauwerkssicherheit und Ästhetik, dies unter Annahme einer mindestens 100-jährigen Restlebensdauer (>2095).

Bereits in der Ausschreibungsphase hat sich ein Behördenwiderstand gegen das angekündigte Wahlprojekt abgezeichnet. Erst später konnte man die korrupten Machenschaften erkennen.

Zur Entkräftung unqualifizierter Aussagen wurden führende Brückenbau- und Stahlexperten um Stellungnahmen gebeten, die nachstehend auch auszugsweise angeführt werden.

Prof. Dipl.-Ing. Bernhard Tokarz
Technische Universität Stuttgart, Tragwerkslehre

Ihr Vorschlag ist sorgfältig bis zum Detail durchdacht und erscheint mir grundsätzlich durchführbar. Seine Qualität sehe ich darin, daß Sie nicht nur Breite und Belastbarkeit der vorhandenen Brücke vergrößern, sondern auch ihre Qualität als technisch ästhetisches Werk steigern; daß Sie mit verhältnismäßig geringen Eingriffen in das vorhandene Bauwerk auskommen; daß Sie eine im Vergleich zum vorhandenen Zustand außerordentlich glückliche Lösung für die Anordnung und Zugänglichkeit der Leitungen und des Technikraumes gefunden haben, verbunden mit einem Laufsteg, der ihre einfache Wartung und zugleich die Beobachtung des Tragwerks ermöglichen.

Weiters wichtige Qualitäten des Entwurfs sind die Trennung von Geh- und Radweg durch unterschiedliches Niveau, die Sie darüberhinaus für die Last eines abgeirrten Lkw bemessen und damit eine meist wenig schöne Leiteinrichtung ersparen; die sorgfältige Entwässerung des Bauwerks, die besonders bei den Landbrücken aus Stahlbeton die Verunstaltung infolge durchsickernden und Ausblühungen verursachenden Wassers vermeiden hilft.

em. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Georg Knittel
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger
Technische Universität München

Das besondere des Wahlvorschlages besteht darin, die Verstärkungs- und Sanierungsmaßnahmen in drei Phasen so durchzuführen, daß von den drei derzeit vorhandenen Fahrspuren während der gesamten Bauzeit zwei durchgehend verfügbar bleiben.

Bei dieser Vorgangsweise erübrigt sich der Bau einer Behelfsbrücke.

Wir betrachten den von Ihnen vorgelegten Wahlvorschlag als eine zweckmäßige Lösung für die Verbreiterung und Ertüchtigung der Unteren Draubrücke.

Experten - Stellungnahmen zum Amtsprojekt

Beim Projekt der Kärntner Landesregierung, das schließlich auch zur Ausführung gelangte, war die Abwicklung des Verkehrs während der Bauzeit durch die Errichtung einer Behelfsbrücke vorgesehen.

Gezeigt hat sich, dass durch eine unprofessionelle Planung seitens der Beamten bei der Verkehrsabwicklung es in der Folge zu Unfällen mit Schwerverletzten und Totalschäden an Pkws kam.

Gemäß Amtsprojekt wurden an den drei bereits durch Korrosion beeinträchtigten Stahlbogenträgern und übrigen Konstruktionsteilen Verstärkungsarbeiten durchgeführt.

Entgegen dem Stand der Technik und den bestehenden Vorschriften kam es dabei an der genieteten Altstahlkonstruktion zu Verschweissungen und Hitzebeanspruchungen, und dies ohne eine entsprechende Entnahme von Werkstoffproben.

Als weiterer Mangel muß die Nichterstellung des statischen Nachweises für die Erdbebenbeanspruchung angeführt werden und auch das Fehlen eines Ermüdungsfestigkeitsnachweises sowie der Restlebensdauer.

Speziell zu diesen vorgenannten Punkten wurden Meinungen von unabhängigen Experten eingeholt, die nachstehend auszugsweise angeführt werden.

o. Univ.-Prof.Dr. Ramberger
Technische Universität Wien

Falls die bestehende Konstruktion genietet ist, weise ich besonders darauf hin, daß an der bestehenden Konstruktion nicht geschweißt werden darf, auch nicht für die Befestigung von untergeordneten Hilfsmaßnahmen.

Prof. Dr. Manfred A. Hirt
Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne

Wie Ihnen schon von verschiedener Seite bestätigt wurde, muss im allgemeinen davon abgeraten werden, ermüdungsbeanspruchte Stahlelemente durch Schweissungen zu verstärken. Die unter Ziffer 12.8 in Ihrer Mappe aufgeführten „Verstärkungen“ sind äußerst ungünstig und bedeuten eine sehr grosse Abminderung der Ermüdungsfestigkeit gegenüber der heutigen, genieteten Konstruktion.

Im weiteren ist es beinahe unglaublich, dass offenbar kein Nachweis der Ermüdungsfestigkeit durchgeführt wurde, weder für den heutigen Zustand, noch bezüglich der Restnutzungsdauer.

o. Univ. Prof. Dipl. Ing. Dr. techn. Ferdinand Tschemmernegg
Technische Fakultät für Bauingenieurwesen der Universität Innsbruck

Zu Ihrer Frage, ob an der 55-jährigen genieteten Stahlbogenbrücke Laschen angeschweißt werden können, möchte ich mitteilen, daß davon dringend abzuraten ist.

Die alten Nietstähle sind nicht oder bedingt schweißbar. Es geht nicht nur um die Zusatzspannungen, die durch das Anschweißen entstehen, sondern um die starke Herabsetzung der Ermüdungsfestigkeit.

Dr.-Ing. G. Kuscher
Schweißtechnische Lehr- und Versuchsanstalt Hannover

Schwierigkeiten bereitet dabei immer die Entnahme geeigneter Werkstoffproben, ohne die jedoch eine Aussage über die Schweißbarkeit und Tragfähigkeit kaum möglich ist.

Noch ein Hinweis ist notwendig. Die Erkenntnisse der Überprüfung eines Profils an dem zu restaurierenden Bauwerk sind nicht übertragbar auf andere Abmessungen und Profile.

Dr. Max Herzog
Ingenieurbüro u.a. Brücken, Forschung, Sanierung, CH-Solothurn

Ich persönlich würde allfällige Verstärkungen der von Ihnen genannten Stahlbogenbrücke nicht mit Schweissungen sondern mit HV- Verschraubungen ausführen.