

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN Institut für Massivbau www.massivbau.tu-dresden.de



31. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

07. UND 08. JUNI 2022

© 2022 Technische Universität Dresden

Alle Rechte vorbehalten.

Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit schriftlicher Genehmigung des Herausgebers. Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx Technische Universität Dresden

Institut für Massivbau

01062 Dresden

Redaktion: Silke Scheerer Layout: Ulrich van Stipriaan Anzeigen: Harald Michler

Titelbild: Drackensteiner Hang (1936) – Foto: Martin Hahn, LAD

Druck: addprint AG, Am Spitzberg 8a, 01728 Bannewitz / Possendorf



Institut für Massivbau http://massivbau.tu-dresden.de

Tagungsband 31. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau Freunde des Bauingenieurwesens der TU Dresden e.V. TUDIAS GmbH

Inhalt

Herzlich willkommen zum 31. Dresdner Brückenbausymposium 2022! 7
Grußwort des Sächsischen Staatsministers für Regionalentwicklung 11
Brücken auf geokunststoffbewehrten Widerlagern – schnell, umweltgerecht und kostengünstig
Brücken mit Verbunddübelleisten – Entwurf, Bemessung und Ausführungsbeispiele
Die Filstalbrücken im Zuge der NBS Wendlingen-Ulm – Integrale Bauwerke mit besonderen statisch-konstruktiven Herausforderungen 43 Anton Braun
Zugglieder aus Faserverbundwerkstoff im Brückenbau – Besonderheiten beim Einsatz von Netzwerkhängern aus Carbon57 Lorenz Haspel
Verstärken von Bestandsstrukturen mittels Verbundankerschrauben
Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbrücken mit Carbonbeton – Aktuelles aus Praxis und Forschung
Integration of FEM Analysis and Construction Geometry Management on the Example of the Thu Thiem 2 Cable Stayed Bridge107 Antti Karjalainen
Brückendenkmalpflege – Erfahrungen aus Baden-Württemberg
smartBRIDGE Hamburg – die Brückeninstandhaltung der Zukunft139 Marc Wenner, Steffen Marx, Markus Meyer-Westphal, Martin Herbrand, Christof Ullerich
Risikobasiertes Anlagemanagement der Brücken der SBB – Methode und erste Anwendungserfahrungen151 Dirk Proske, Herbert Friedl, Jean-Baptiste Payeur, Blaise Girardin
Die Schorgasttalbrücke – Herzstück der Ortsumgehung Untersteinach163 Bernhard Schäpertöns, Daniel Schäfer, Werner Kuhnlein, Christoph Schultheiß
Nachhaltige Brücken aus vorgespanntem Carbonbeton
Fertigung und Montage der Chenab Railway Bridge in Indien – Ein Erfahrungsbericht …191 Frank Bauchspiess
Chronik des Brückenbaus

Fertigung und Montage der Chenab Railway Bridge in Indien – Ein Erfahrungsbericht

Dipl.-Ing. Frank BauchspiessDB Engineering & Consulting GmbH

"Alles Leben ist Problemlösen" Karl Popper, Philosoph (1902–1994) [1]

1 Einführung – Lage in Indien

Der Fluss Chenab entspringt im indischen Himalaya im ehemaligen Königreich Spiti, durchquert Kaschmir und mündet in Pakistan in den Indus. Die Brücke überspannt das Tal des Chenab im Zuge der sich derzeit im Bau befindlichen Eisenbahnstrecke Udhampur–Srinagar im indischen Bundesstaat Jammu und Kaschmir. Die Region Kaschmir gilt in der internationalen Politik als eines der gefährlichsten militärischen und geopolitischen Spannungsgebiete seit dem 19. Jahrhundert. Die politische Situation in Kaschmir hat ihren Ursprung im sog "Great Game" [2].

Die Bewohner Kaschmirs leben in einem Konflikt zwischen den Atommächten Indien und Pakistan, der sich seit der Teilung Indiens nach der Unabhängigkeit von Großbritannien in unterschiedlichen Formen bis in die Gegenwart darstellte. Bis zum heutigen Tag ist die Anbin-

dung der Hauptstadt von Jammu und Kaschmir – Srinagar – nur durch eine in den 1980er Jahren asphaltierte Straßenverbindung erreichbar.

Um den indischen Einfluss in der Region zu verstärken und die Region Kaschmir stärker an die indische Union zu binden, plante die indische Regierung seit 1995 eine Eisenbahnlinie vom indischen Tiefland Jammu in die Himalaya-Regionen von Kaschmir. Ein Teil dieser Eisenbahnverbindung ist die Eisenbahnbrücke über das Chenabtal, welches Luftlinie 50 km von der Grenze zu Pakistan und etwa 80 km südlich des Pir Panyal– eine Hochgebirgskette zwischen dem Karakorum Gebirge und dem indischen Hochhimalaya – liegt (Bild 1).

2 Bauwerksbeschreibung

2.1 Allgemeines

Gradientenhöhe der Eisenbahnlinie befindet sich etwa 360 m über dem Flussbett des Chenab (Bild 2). Die Gesamtlänge der Eisenbahnbrücke beträgt 1.315 m. Das Chenabtal wird mit einer eingespannten Bogenkonstruktion mit einer Stützweite von rund 470 m überbrückt. Die Auflagerlasten werden direkt in die zerklüfteten Felshänge abgeleitet. Mit dieser Höhe von rund 360 m über Grund ist sie die höchste Eisenbahnbrücke und mit einer Spannweite von 470 m nach der Sidney Harbour Bridge das zweitgrößte Bogentragwerk für die Schiene weltweit.



Bild 1 Geographie und Lage der Baustelle

Quelle: Konkan Railway

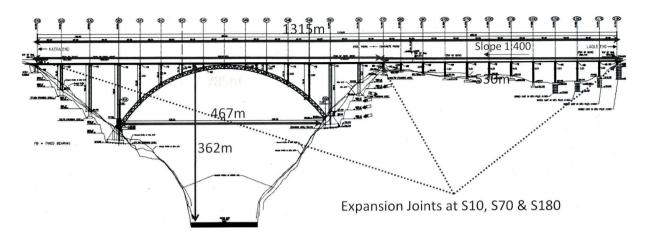


Bild 2 Gesamtlängsansicht

Der eigentliche Brückenüberbau ist ein Durchlaufträger mit im Vorlandbereich gegründeten Stahlbetonpfeilern und im Hangbereich und auf dem Bogen aufgeständerten Stahlfachwerkpfeilern mit einer maximalen Höhe von 130 m.

Wohl einmalig sind die für die Planung festgelegten Entwurfsparameter:

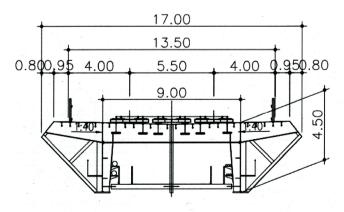
- Lebensdauer: 120 Jahre,
- ☐ Erdbebengebiet nach dem Indian Standard [3],
- ☐ Wind: Berechnungsstaudruck 1,5 kN/m² (größer als WS 14 Beaufort mit 1,30 kN/m² = heftigster Orkan),
- ☐ 33 Züge pro Tag mit 100 km/h,
- ☐ Möglichkeit von Terroranschlägen, welche den Brückeneinsturz zur Folge haben.

Für den Bau der Brücke wurde die indische Baufirma AFCONS von der staatlichen Konkan Railway Corporation beauftragt. Im Sinne des hierzulande bekannten ÖPP-Verfahrens enthielt der Auftrag auch die gesamten Planungsleistungen als Grundlage für den Brückenbau. Verantwortlich für die Planung waren die WSP Group Finland als Gesamtplaner (einschließlich der Werkstattplanung) und für die statische Berechnung des Bogentragwerkes Leonhardt, Andrä und Partner, Stuttgart.

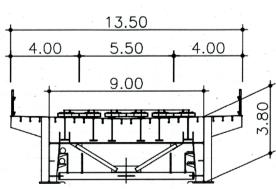
Quelle: AFCONS; WSP

Ungewöhnlich für den Entwurf und die Berechnung des Tragwerkes war die Vermischung der anzuwendenden Standards:

- ☐ Eisenbahnlasten nach Indian Railway Standard (IRS Code) [4],
- ☐ Explosionslasten nach IS 4991 (Indian Standard) [5],
- □ Nachweise nach BS 5400 (*British Standard*) [6],
- ☐ Stahl nach IS 2062 [7], Überbau: E 250C, Bogen: E 410C,



Cross Section between S10 to S70



Cross Section between S70 to S180

Bild 3 Überbauquerschnitt 1

Quelle: WSP

☐ Zusatzforderung: Grundmaterial KV 50 J bei –20 °C Kerbschlagzähigkeit.

2.2 Überbau als Deckbrücke

Der Querschnitt im Vorlandbereich besteht aus zwei torsionsweichen Hauptträgern mit

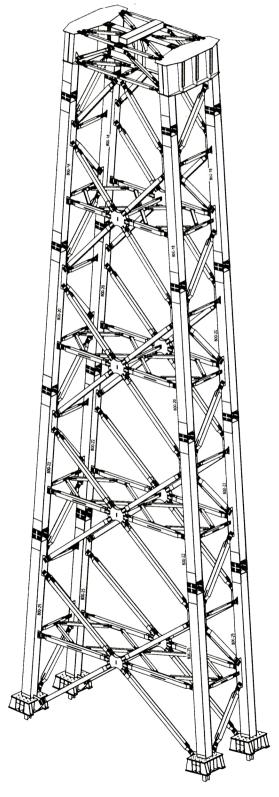


Bild 4 3D-Skizze

Quelle: WSP

3,8 m Höhe (Bild 3). Das 12–16 mm dicke Deckblech wird in Längsrichtung durch direkt unter den Gleisen angeschweißte T-Träger und durch 20 mm starke Flachstahlsteifen verstärkt. Diese in Brückenlängsrichtung tragenden Querschnittsteile leiten ihre Lasten in Querrahmen, welche alle 4 bis 5 m angeordnet sind, ab. In der Untergurtebene der Hauptträger ist ein K-Windverband angeordnet und erzeugt damit einen torsionssteifen Brückenquerschnitt.

Die Stützweiten betragen im Vorlandbereich 50 m. Damit wird die Schlankheit des Überbaus zu 13,8. Hier zeigt die Forderung des Lastfalles – Ausfall eines Pfeilers (Bombenanschlag) – ihre Auswirkung. Bei der doppelten Stützweite ergibt sich unter Durchplastifizierung des Brückenquerschnittes eine Schlankheit von etwa 27 unter 2-gleisiger Eisenbahnlast.

Im Bereich des Bogens wurde der Querschnitt mit einem nach außen schräg angeordneten Gesims und einer am Überbau befestigten Verkleidung geplant. Die Breite des Überbaues vergrößerte sich von 13,5 m auf 17,0 m. Zweck dieser Gestaltung ist – wie bekannt – die rechnerische Reduzierung von Torsionsschwingungen infolge horizontalen Windangriffs und diesem nachfolgenden Wirbeln.

2.3 Pfeiler im Talbereich

Die Pfeiler sind 3D-Stahlfachwerkkonstruktionen (Bild 4). Die Profile aller Einzelstäbe sind geschweißte Hohlkästen aus E 410C. Die Verbindungen der Einzelstäbe sind mit vorgespannten 10.9-HV-Schrauben und zugehörigen Verbindungslaschen geschraubt. Jeder Pfeilereckstiel ist mit vorgespannten DYWIDAGStählen im Fußfundament verankert.

Die maximale Höhe der Stahlkonstruktion eines Pfeilers ist 130 m über OK Fußfundament. Die Fußfundamente – gegründet in der geneigten Felsböschung – haben eine Höhe von bis zu 30 m. Damit ergibt sich eine Gesamtpfeilerhöhe im Tal von bis zu 160 m über Grund.

2.4 Bogentragwerk

Der Bogen (Bild 5) besteht aus zwei unabhängigen 3D-Raumfachwerken, die mit einem 3D-Raumfachwerk als Windverband miteinander gekoppelt sind. Die Bogenstützpunkte werden mit vorgespannten DYWIDAG-Einzelstabankern auf den 50 m hohen Stahlbetonbogenfun-

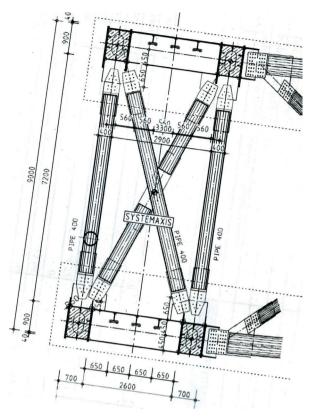


Bild 5 Querschnitt eines Bogens

Quelle: WSP

damenten biegesteif verankert. Damit ergibt sich ein eingespannter Bogen mit aufgeständerter Fahrbahn für das Gesamttragwerk in Längsrichtung.

Die Einzelelemente des Bogens sind verschweißte Stahlhohlkästen in E 410C, die im OG und UG mit einem geschlossen Trägerrost gekoppelt werden. Die Verbindungen sind mit vorgespannten 10.9-HV-Schrauben und zugehörigen Verbindungslaschen geschraubt.

Der 3D-Windverband besteht aus Stahlrohren mit Längsschweißnaht. Dieser ist ebenso über Anschlusslaschen mit dem Bogen über vorgespannte 10.9-HV-Schrauben verbunden. Die Hohlkästen des Stahlbogens werden mit Beton vergossen.

3 Allgemeine vorbereitende Maßnahmen

3.1 Zugang zur Bauregion

Die Anbindung der Region an das Straßennetz vom indischen Tiefland in Richtung der Bergregion Kaschmir war bei Start des Projektes nicht vorhanden. Bei den ersten Erschließungsarbeiten des Baustellengeländes um etwa 2005 sind die Ingenieure noch in einem 10-Stunden-Eselsritt über die Bergkämme vom Baugebiet bis nach Reasi, dem nächsten kleinen Ort, geritten.

Der anfänglich angedachte Materialtransport per Hubschrauber wurde aus Kostengründen nicht umgesetzt.

Um die Bergregionen – insbesondere im Grenzgebiet der indischen Union – besser anzubinden, baute die staatliche Border Road Organisation das Straßennetz aus. Die Straßen zur Baustelle waren 2014 teilweise asphaltiert. Um annährend gleichzeitig an beiden Hängen arbeiten zu können, wurde durch die Firma AFCONS ein Straßentunnel in NATM von der Straßenverbindung zur Baustelle zur gegenüberliegenden südlichen Gleisanbindung in den Fels getrieben. Bild 6 zeigt das Tal des Chenab vor dem Bau der Brücke.



Bild 6 Längsansicht des Chenabtals

Quelle: Fa. AFCONS

3.2 Kabelkran

Die Planungen für die Grobmontagetechnologie der 3D-Stahlpfeiler und vor allem des 3D-Bogens waren abgeschlossen. In Verbindung mit dem Berechnungsansatz Terroranschlag (erforderlicher lokaler Austausch einzelner Tragwerkselemente) wurde für die Montage ein Kabelkran in Planung und Ausführung beauftragt. Dieser Kabelkran wurde 2012/2013 errichtet. Mit einer Seillänge von etwa 1.100 m und den sowohl ent- als auch gekoppelten Fahrtraversen war es der größte Kabelkran der Welt in dieser Bauart. Die gekoppelten Traversen hatten eine Traglast von 40 t, bei Einzeltraversenbetrieb eine von 30 t. Diese Last wurde durch die Anzahl der Tragkabel und deren Durchmesser begrenzt. Eine höhere Traglast hätte beim vorliegenden Projekt die Kosten für die Kabel in nicht vertretbare Dimensionen erhöht. In der VR China werden Kabelkrane für ähnliche Montagesituationen mit Traglasten bis zu 300 t errichtet.

3.3 Fertigungshallen und spezielles Equipment

Für die Fertigung der Stahlbauteile wurden in Eigenleistung der Firma AFCONS drei unabhängige Werkhallen geplant, das Material zur Baustelle mit Tiefladern transportiert und errichtet. Die Abmessungen der Werkhallen betrugen im Grundriss etwa 50 × 120 m mit einer Höhe von 40 m. Das notwendige Fertigungsequipment wie Fertigungsträgerroste, Portalkrane bis zu 100 t Tragfähigkeit, das Drehportal für die Überbausegmente, mobile Schweißautomaten, ein Schweißportalkran auf Schienen für die Fertigung der Pfeilerhohlkastenstiele und zwei maschinelle Drehbohrmaschinen für die Bohrlöcher der HV-Schraubverbindungen wurden installiert - eine beachtliche Vorleistung unter Berücksichtigung der örtlichen Gegebenheiten.

4 Sicherung der Qualität

Für die einzelnen Tragwerke der Brücke (Vorlandbrücken, Überbau auf dem Bogen, Pfeiler und Bogen) wurden im Vorfeld QM-Pläne mit Festlegung der anzuwendenden Normen erstellt, denn in Indien existiert kein durchgängiges Vorschriftenwerk, z. B.:

☐ Stahlgrundmaterial IS 2062 (*Indian Standard*) [7], BS EN 10025 [8], ASTM A 578 [9],

- ☐ Schweißelektroden AWS A (American welding society) [10],
- ☐ Fertigung Stahlbau BS 5400-6, Ausgabe 1999 [11],
- ☐ Schweißnähte ISO 5817 [12].

Für die Überwachung der Fertigung waren QM-Manager

- 1. eines unabhängigen Ingenieurbüros,
- 2. der Konkan Railway Company,
- 3. von Northern Railway und
- 4. von *RDSO* (vergleichbar dem EBA in Deutschland)

zuständig.

Indien hat eine gering entwickelte Ingenieurtradition und wenig Fertigungserfahrung im mittelschweren, geschweißten Stahlbau. In Kombination mit sich teilweise widersprüchlichen Formulierungen unterschiedlicher Normen ist der subjektiven Beurteilung und Behandlung von zu lösenden Problemen ein großer Interpretationsspielraum gegeben. Das erforderte im Fertigungsablauf eine erhebliche Kraftanstrengung, um ein für das Bauwerk sinnvolles Qualitätsfertigungsniveau zu realisieren.

Als ich meine Tätigkeit Ende 2014 auf der Baustelle begann, waren sechs Segmente der Vorlandbrücken gefertigt. Das geforderte Prüfprogramm 100 % VT und 100 % UT der Stumpfnähte und annähernd 100 % - weltweit einmalig im Stahlbrückenbau - 3D Phased Array für die Schweißnähte ergaben zu fast 90 % inakzeptable Ungänzen in den Schweißnähten der Segmente. 6000 t E250C Stahl lagen auf Halde wegen der Nichtabnahme und nicht zum Einbau freigegebenen Stahlplatten aus dem Walzwerk. Die Abnahmeverweigerung war in Oberflächenunregelmäßigkeiten der Stahlplattenoberfläche begründet. Generell wären diese Oberflächenunregelmäßigkeiten entsprechend EN 10163 [13] als Walztoleranzen einzustufen gewesen. Weder die Ungänzen der Schweißnähte – insbesondere der digitalen Phased-Array-Ergebnisse -, noch die Oberflächenqualität der Stahlplatten konnten ausreichend entsprechend der normativen Qualitätskriterien der zuvor genannten Normen beurteilt werden. Die unterschiedliche subjektive Einschätzung der QM-Parteien verschärfte die Fertigungssituation zusätzlich. Ein jahrelanger Rechtsstreit folgte. Als Ergebnis aufwendiger Überzeugungsarbeit wurde festgelegt:

- ☐ Qualitätskriterium für das Grundmaterial: EN 10163 [13]und EN 10029 [14],
- ☐ Schweißnahtqualität: ISO 5817 [15]; Überbauten und Bogen: Bewertungsgruppe B, 3D-Pfeiler: Bewertungsgruppe C,
- □ 10.9-HV-Schrauben nach DIN EN 1993-1-8 [16] und EN 1090-2 [17].

Nach BS 5400-6, 1999 [11] sind für tragfähigkeitsrelevante Stumpfnähte am Bauwerk reale Fertigungsproben anzufertigen und hinsichtlich ihrer Qualität zerstörungsfrei und zerstörend zu prüfen. Das wurde an jedem 5. Stumpfstoß des 60-mm-Untergurtes der Überbauten während der gesamten Fertigung realisiert. Als Probestücke wurden die Ein- und Auslaufbleche der Stumpfnähte verlängert und gleich der endgültigen Naht geschweißt. Um den Zeitaufwand für die Probenprüfung zu minimieren, wurde durch die Fa. AFCONS ein vollständig ausgestattetes Prüflabor vor Ort installiert und kontinuierlich für die Überwachung der Fertigung auch für andere Materialuntersuchungen betrieben. Nach zwei Jahren wurde das Prüflabor als offiziell akkreditiertes Prüflabor durch das oberste Genehmigungsorgan der indischen Eisenbahn (RDSO = EBA) anerkannt. Auch dieses Vorgehen war wohl weltweit ein-

Um den Qualitätsanforderungen der Schweißarbeiten gerecht zu werden, wurden auf der Baustelle – unter Aufsicht des RDSO – um die 400 Schweißer zertifiziert und ausgebildet. Das erfolgte kontinuierlich, da infolge der ständig herrschenden Terrorgefahr im Kaschmirgebiet und finanziell lukrativer Angebote für gut ausgebildete Schweißer – insbesondere aus dem arabischen Raum – eine hohe Fluktuation der Schweißer vorhanden war.

5 Fertigung Stahlbau

5.1 Allgemeines

Während der Fertigung setzten sich allmählich die Akzeptanzkriterien der DIN EN 1090-2 [17], insbesondere der zulässigen Fertigungstoleranzen, durch. Insgesamt wurden für die Fertigung der Brücke vier große Werkhallen (zwei für die Überbauten und je eine für die Pfeiler und die Bogensegmente) vor Ort einschließlich

Portalkränen und dem notwendigen Equipment errichtet.

Vor Beginn der Fertigung wurde von einem Planungsteam vor Ort und dem verantwortlichen Fertigungsingenieur ein Dokument für die Fertigung in allen Fertigungseinzelheiten – vom Zuschnitt, über Zusammenbau, Heften, Schweißfolge, Nahtprüfung und Geometriekontrollen bis zur Form der notwendigen Protokolle – erarbeitet. Dieses Dokument bedurfte der Freigabe aller installierten Prüfinstanzen.

Auf der Grundlage des vom Ausführungsplaner entwickelten 3D-Modells mit der Software TEKLA und der digital übergebenen Werkstattpläne wurden vor Ort die CNC-Zuschnittpläne mit Zugaben für Brennschnittverlust und abgeschätzter Schweißschrumpfung digital erzeugt und direkt an die in den Werkhallen installierten CNC-Brennanlagen übergeben.

5.2 Fertigung der Überbauten – Besonderheiten

5.2.1 Geometrie der Segmente

Die Segmentgeometrie in geschweißtem Zustand wurde mit Maßbändern in Längs-, Querund Höhenrichtung vermessen und lag weit unterhalb der zulässigen Toleranzen nach EN 1090-2 [17]. Hier sei auf den Faktor Mensch als Fehlerquelle und auf die Temperaturabhängigkeit des Materials der Maßbänder hingewiesen.

Als Fertigungsproblem ergab sich die typische Wellenverformung des 12 mm dicken Deckbleches (Bild 7). Die Anordnung, die Längsnähe mind. 300 mm am Segmentanfang und Segmentende nicht zu schweißen - eine generelle erforderliche Fertigungsregel, um die Richtarbeiten für den Montagestoß der Segmente untereinander so spannungsfrei wie möglich zu gestalten -, zeigte keine befriedigende Lösung des Problems. Die vom Überbauplaner geäußerte Planungsphilosophie, die 18 mm starken Längsrippen und die 25 mm starken Stege der Längsträger mit vollen Stumpfnähten zu schweißen, war für eine erforderliche spannungsarme Montage und Minimierung notwendiger Richtarbeiten kontraproduktiv. Leider ist diese Einstellung bei planenden Ingenieuren nicht mehr die Ausnahme.

Entgegen statischem Erfordernis und durch Inkaufnehmen von höheren Eigenspannungen im Tragwerk, die im Makrorissstadium verhängnisvoll werden können, erzielte der Planer für sich einen marginalen finanziellen Gewinn



Bild 7 Deckblechverformung

Foto: Frank Bauchspiess

auf Kosten des Tragwerks und der Fertigung infolge hohem Schweißgutverbrauch und erhöhtem Richtaufwand. Prüfingenieure legten ebenfalls kein Veto ein, da ihr vereinbartes Honorar die Wirtschaftlichkeitsprüfung i. d. R. nicht beinhaltete. Auch der Auftraggeber intervenierte nicht, da er einen vereinbarten Gesamtpreis zu bezahlen hat. Erforderlicher zusätzlicher Aufwand in der Fertigung wird i. d. R. erst im Nachhinein ersichtlich.

5.2.2 Schweißarbeiten

In den Werkhallen für die Überbauten auf den beiden Hangseiten wurden fünf Brückensegmente gleichzeitig gefertigt. Geschweißt wurde halbautomatisch und manuell mit Metall-Aktivgas-Schweißen (MAG) sowie die notwendigen Plattenstöße mit Unterpulverschweißen (UP).

Nach einem speziell entwickelten Prüfkonzept wurden die Schweißnahtungänzen mit einer Reparatur-Schweißanweisung ausgefugt und nachgeschweißt. Ab etwa 1/3 aller Segmente (45–90 t je Segment) war ein Qualitätslevel mit Schweißnahtungänzen von geringer als 2 % erreicht. Jedes einzelne Segment hatte eine Schweißnahtlänge von etwa 1.000 m als Einzellage.

Da der AG Überkopfschweißungen aus Furcht vor Qualitätsmängeln untersagt hatte, wurden alle horizontalen Nähte in Wannenlage geschweißt. Das ging für die X-Nähte des Deckbleches nicht. Aus diesem Grund wurde ein Drehbock errichtet und die Einzelsegmente mit dem Portalkran in diesen Drehbock transportiert, die Drehbolzen eingefahren und dann um 180° um die Querachse gedreht (Bild 8) und wieder mit dem Portalkran zur Vormontagefläche zum Schweißen des Segmentstoßes abgesetzt. In dieser Lage konnten dann die X-Nähte zu Ende geschweißt werden.

5.2.3 Montagestoß der Segmente untereinander

Im Bereich der Vormontagefläche, auf der ebenso die Längsverschubbahn installiert war,



Bild 8 Drehen eines Überbausegmentes mit max. 90 t Foto: Frank Bauchspiess



Bild 9 V-Naht des 60-mm-Untergurtes
Foto: Frank Bauchspiess



Bild 10 Ausgebeultes Stegblech des Hauptträgers Foto: Frank Bauchspiess

wurden die Segmente höhen- und lagemäßig ausgerichtet, vermessen und das jeweilige Anschlussende des Segmentes auf die geforderte Geometrie des Schweißstoßes plan geschliffen. Dieser Bereich war durch eine fahrbare Bühne überdacht, um auf diesem kurzen Bereich die Einflüsse aus Wind und Temperatur auszuschalten. Die Lagerung der Anschlusssegmente erfolgte je Hauptträger auf zwei Lagerpunkten, d. h. insgesamt auf vier Stützstellen.

Die Schweißfolge der einzelnen Querschnittsteile wurde durch den Werkstattplaner definiert. Interessant war die einseitige V-Naht für den Untergurtstoß (Bild 9), die sich ebenfalls aus der Forderung des AG ergab, keine Überkopfschweißungen auszuführen. Gleichzeitig wurde das Problem der höheren Verformungen und/oder eingefrorenen Eigenspannungen infolge dieser Naht in das Haupttragwerk zu einem ausgedehnten Diskussionsproblem im Vorfeld der Fertigung.

Der damalig verantwortliche Projektleiter brachte aus seinen Erfahrungen im Pipelinebau das

in diesem Bereich angewendete Post Weld Heat Treatment (PWHT) als Lösung ins Gespräch. Bereitwillig folgten alle Beteiligten diesem Vorschlag und erarbeiteten im Sinne einer ZiE mit Genehmigungsvermerk der höchsten Eisenbahninstanz des Ministeriums für Eisenbahnwesen in Dehli die Arbeitsanweisung für dieses Verfahren: nach dem Schweißen der Naht langsames Aufwärmen (4 h) auf 620 °C, 8 h Halten und dann langsames Abkühlen (4-6 h). Als Folge dieser Behandlung beulten teilweise die ausgesteiften Stegbleche unplanmäßig aus (Bild 10). Hier musste eine Flammrichtprozedur erarbeitet werden, um die Stegbleche wieder annährend in ihre planmäßige Form zu bringen. Die Analyse dieser Beulen als Produkt falscher Verfahren und deren Auswirkung sowie die Erarbeitung der Flammrichtprozedur und dann deren Realisierung können hier leider nicht ausführlich beschrieben werden. Letztlich habe ich zwei Jahre gebraucht, um diese unsinnige und fachlich kontraproduktive Behandlung der Brücke zu unterbinden.

Interessant waren dann auch die Ergebnisse zur Abschätzung des zuvor diskutierten und prognostizierten Eigenspannungsabbaus durch PWHT hinsichtlich des Kennwertes der Kerbschlagzähigkeit bei –20 °C. Eine Erhöhung der Kerbschlagzähigkeit zeigte sich nicht. Gleichzeitig wurde die generelle Schweißfolge des Segmentstoßes im Sinne der sich geringsten ergebenden Eigenspannungen abgeändert.

Nach etwa 150 m Längsverschub wurde die erreichte Höhenlage der Brücke vermessen, um diese mit der geforderten Gradientenhöhe zu vergleichen. Ungeachtet der real vorhandenen Temperaturbeeinflussung durch die Sonne auf das Bauwerkes während des Schweißens, welcher in keiner noch so ausgefeilten Norm abbildbar ist, ergab sich zwar eine halbwegs gerade Gradiente, aber nicht die geforderte, für den mittelschweren Stahlbau unrealistische Gradientenstich mit max. +16 mm Überhöhung bei einer Stützweite von 50 m. Die zulässige Toleranz nach Fertigungsnorm EN 1090-2 [17] beträgt ±45 mm.

5.3 Fertigung der Einzelsegmente für die 3D-Stahlfachwerkpfeiler

Die Fertigung der Elemente für Stahlfachwerkpfeiler bereitete keinen großen Schwierigkeiten. Es war lediglich eine Anpassung

der Schweißfolgen für die Hohlkastenprofile der Eckstiele erforderlich sowie die Nutzung temporärer Torsionseinspannungen, um die unweigerlich entstehenden Torsionsverdrehungen infolge Schrumpfung der Längsnähte zu minimieren. Leider hatte der Planer keine Querschotte in den 800 × 800 mm großen Hohlkästen vorgesehen, die auch während der Schweißung eine Torsionsverdrehung minimiert hätten. Dennoch konnten die entstehenden Torsionsverdrehungen am Anfang und Ende der Hohlprofile für die Eckstiele um 50 % geringer gehalten werden als die zulässigen Toleranzen. Trotzdem ergaben sich dann in der Probemontage an dem Stoß der Eckstiele der Pfeiler geometrische Achsdifferenzen, die nach DIN EN 1993-8 [16] für HV-10.9-Verbindungen unzulässig sind. Die zulässigen Fertigungstoleranzen geschweißter Profile sind für eine Schraubverbindung mit HV 10.9 mit einem maximal zulässigen Spalt von 2 mm zu groß. Der Grund für diese 2 mm lag in der Minimierung von Korrosion in den Fügeflächen. Ein Zusammendrücken des Spaltes mittels der Vorspannkraft der Schraube ist nicht nur unzulässig, sondern bei Blechdicken von 40 mm nicht ausführbar.

Auch hierfür wurde eine Flammrichtprozedur erarbeitet und anfänglich umgesetzt (Bild 11), um die zulässigen Spaltbreiten im HV-Stoß zu



Bild 11 Flammrichten Stoß für einen Pfeilereckstiel

Foto: Frank Bauchspiess



Bild 12 Ein Bogenfußpunkt in der Fertigung

Foto: Frank Bauchspiess

erreichen. Nach ersten Montageerfahrungen mit diesem Stoß wurde auf die Flammrichtprozedur als Lösung für das theoretisch scheinbar existierende Problem verzichtet, da mit einer geübten Montagetechnologie für den HV-10.9-Stoß und ohne Schädigung des 10.9-Materials eine problemlose Montage möglich war.

Die Abweichung des Pfeilerkopfes von der Nulllage betrug weniger als ±35 mm bei einer maximalen Pfeilerhöhe von 130 m.

5.4 Fertigung der Einzelsegmente für die 3D-Stahlbögen und den 3D-Windverband

Die Fertigung der Bogeneinzelsegmente als Hohlkästen war nach den Erfahrungen mit den Einzelsegmenten der Pfeiler kein Problem mehr. Für den Windverband hatte man Rohrquerschnitte mit 600 mm Durchmesser gewählt. Nach Kenntnis des Verfassers waren wohl die Querschnitte des Bogens in den ersten Planungen auch als Rohre vorgesehen. Den Grund für die Änderung ist dem Verfasser nicht bekannt.

Lediglich die schweren Bogenfußpunktelemente (Bild 12) stellten einen erheblichen Schweiß-

aufwand dar. Dieser wurde noch deutlich vergrößert, da die Planer sich nicht auf den sogenannten Kontakt der Steifen einigen wollten, für einen versierten Stahlbauer eigentlich kein Problem. Dass dieser Schweißaufwand zu erheblichen Verformungen führte, wurde nicht beachtet.

Die sich ergebenden Verformungen des Bogenfußpunktes wären infolge der sehr hohen Steifigkeit nicht zu richten gewesen. Das ergab dann bei der Montage des Bogenfußpunktes Probleme. Ein oft gefordertes, planebenes Beschleifen der Blechoberfläche war infolge der vorhandenen Einbausituation des Bogenfußpunktes in etwa 150 m Höhe mit einer Einbauneigung größer 50° nicht ausführbar.

6 Montage des Tragwerkes

Die Montage des Tragwerkes bestand aus:

- ☐ Montage des Stahlfachwerkbogens in Einzelsegmenten mit Kabelkran,
- ☐ Montage der Stahlgitterpfeiler in Einzelsegmenten mit Kabelkran,
- □ beidseitigem Längsverschub des Überbaus.



Bild 13 Montage eines Bogenfußpunktsegmentes; von links nach rechts: Anlieferung per Kabelkran, injizierter Spalt zwischen Platte und Bogenfußpunkt, fertig montierter Bogenfußpunkt

Fotos: Frank Bauchspiess

Einzelsegmente mussten gewählt werden, da die Tragkraft des Kabelkranes begrenzt war. Leider wurde der Planung der Montage – insbesondere der notwendigen Details – nicht die Aufmerksamkeit geschenkt, wie sie dem Endzustand entgegengebracht wurde. Die Planungskosten für Montage belaufen sich lediglich auf max. 5 % der Herstellungs- und Montagekosten. Entgegen dem Endzustand unter Verkehr sind die Eigengewichtspannungen während der Montage real vorhanden. Versagenszustände im Brückenbau während der Montage sind wesentlich häufiger als ein Versagen im Endzustand.

Für die Montage des Bogens war als erstes Element der Bogenfußpunkt in etwa 150 m Höhe über Grund in einer Neigung größer 50° auf eine einbetonierte Stahlplatte zu setzen (Bild 13, links). Hierbei musste der Bogenfußpunkt durch unzählige einbetonierte Spannstähle gefädelt werden.

Nach dem Aufsetzen zeigten sich Spalte zwischen Stahlplatte und Bogenfußpunkt von bis zu 18 mm, nach Berechnung der zulässigen Toleranzen nach EN 1090-2 [17] nichts Außergewöhnliches. Ein planmäßig geforderter, hundertprozentiger Kontakt würde Schleifarbeiten erfordern, die zwar im Maschinenbau realisiert werden können, nicht aber bei den Fertigungsrandbedingungen vor Ort. Nach Bewertung des Spaltes wurde sich für das Injizieren mit Multimetal entschieden (Bild 13, Mitte), ein für Indien erheblicher Kostenfaktor. Multimetal ist ein Metallpolymer für das kraftschlüssige Schließen von Spalten zwischen



Bild 14 Eindruck von der Bogenmontage

Foto: Frank Bauchspiess

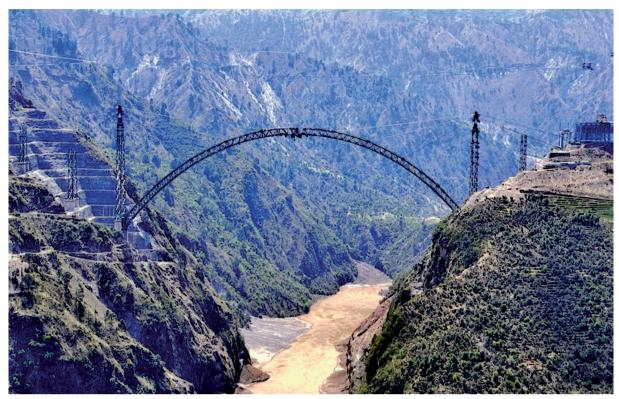


Bild 15 Der geschlossene Bogen 2021

Foto: AFCONS

Metall. Die Anwendung war sehr erfolgreich; in Deutschland ist die Verwendung dieses Material beim Brückenneubau neuerdings bei Bauwerken nach ZTV-ING nicht mehr zulässig. In Bild 13, rechts, ist ein fertig montierter Fußpunkt zu sehen.

Die Montage des Bogens (Bild 14 und Bild 15) wird im Vortrag näher beschrieben. Thematisiert werden die Montage der Einzelsegmente eines "Bogendreieckes" in Zusammenhang mit dem Kabelkran und die montagemäßig korrekte Behandlung des Schraubstoßes als inge-

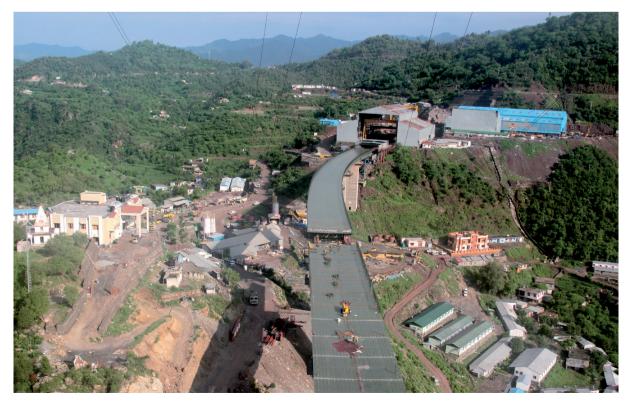


Bild 16 Draufsicht auf den Überbau nach dem Verschub

Foto: Frank Bauchspiess

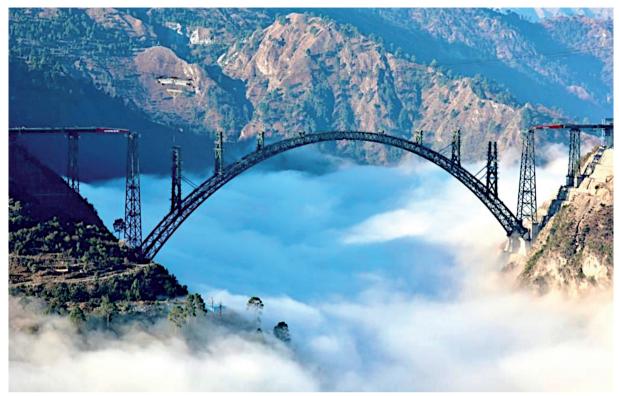


Bild 17 Chenab Railway Bridge während der Montage

Foto: Frank Bauchspiess

nieurtechnische Herausforderung in Theorie und Praxis.

Die sinnvolle und realisierbare Montage des 3D-Windverbandes zwischen beiden Bögen war eine zusätzliche Herausforderung in der Montageplanung. Auch darüber wird im Vortrag berichtet.

Die Montage der 3D-Stahlgitterpfeiler war lediglich hinsichtlich der Stöße mit HV-10.9-Schrauben, eine in unseren Breiten nicht so häufig angewendete Verbindungsart in dieser Dimension, anfänglich problematisch. Das Richten beim Einbau der vormontierten Andreaskreuze zur Erzielung der Passgenauigkeit der Bohrlöcher ergab erhebliche Schwierigkeiten zu Beginn der Pfeilermontage.

Der Längsverschub machte keine großen Schwierigkeiten. Lediglich der in der Norm berücksichtige Temperaturlastfall entsprach nicht der Realität. Das führte zu abhebenden Lasten auf den Verschublagern. Außerdem wurde nicht – wie geplant – mit 50 m, sondern mit 100 m Stützweite verschoben. Die Annahme eines Reibbeiwertes von 3–5 % für die Verschublager mit geschmiertem Teflon traf auch nicht zu. Der reale Reibbeiwert lag zwischen 7–10 % der Vertikallast. Bild 16 zeigt die Überbauten der Vorlandbrücke nach dem Verschub.

7 Schlussbemerkung

Ich war von 2014 bis 2018 Chefingenieur für Fertigung und Montage bei der Chenab Railway Bridge in Indien. Diese vier Jahre Tätigkeit direkt auf der Baustelle erforderten mein komplettes Grundlagen- und Erfahrungswissen aus meiner vorangegangenen beruflichen Entwicklung. Die Erweiterung des Wissen von im Stahlbau nicht so erfahrenen, indischen Ingenieuren sowie die Notwendigkeit des Lösens von Problemen unterschiedlichster Spezifik erforderte ein breites Wissensspektrum in Theorie und Praxis in der Metallurgie, dem Schweißen, der Fertigung und Montage, beim richtigen Umgang mit HV-Verbindungen und erforderte den sogenannten Blick über den Tellerrand hinaus. Die Kenntnisse in Statik und Konstruktion des Stahlbrückenbaues gaben mir die notwendige Sicherheit im Umgang mit den unterschiedlichen Normen und Standards und im Umgang mit den immer real existierenden Abweichungen von der Theorie.

Es ist nicht nur eine Brücke – der Bau der *Chenab Railway Bridge* erschloss und entwickelte eine ganze Region im Himalaya. Insgesamt wurden im Überbau der Brücke 8.000 t E250C und für die Pfeiler und den Bogen 28.000 t E410C verbaut. Derzeit befindet sich der Überbau im Längsverschub über das Bogentragwerk.

Mein Dank gilt insbesondere dem Prüfingenieur David McKenzie aus Großbritannien, der mir beim Lösen der Probleme oft hilfreich unterstützend zur Seite stand. Ich kann seiner Aussage, dass die *Chenab Railway Bridge* die außergewöhnlichste Brücke war, an der er in seinem Ingenieursleben beteiligt war, nur zustimmen.

Literatur

- [1] Popper, K. R.: Alles Leben ist Problemlösen: Über Erkenntnis, Geschichte und Politik. 15. Aufl., Piper
- [2] Hopkirk, P.: The Great Game: The Struggle for a Empire in Central Asia. 1994
- [3] IS 1893: Criteria for earthquake resistant design of structures, part 3 bridges. 2002
- [4] IRS Code: Indian railway code for steel bridges, 2003
- [5] IS 4991: Criteria for blast resistant design of structures for explosions above ground. 1968
- [6] BS 5400, parts 1–3 and part 10: Code of practice for design of steel bridges.
- [7] IS 2062: Hot rolled steel plates. 1989
- [8] BS EN 10025: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen. 2004
- [9] ASTM A 578: Standard specification for ultrasonic examination of plain steel plates. 2002
- [10] AWS A5.17: Specification for carbon steel electrodes. 2002
- [11] BS 5400-6: Steel, concrete and composite bridges: Specification for materials and workmanship. 1999

- [12] BS EN 5817: Bewertungsgruppen für Unregelmäßigkeiten für Schweißverbindungen. 2005
- [13] EN 10025:2005: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen Teil 1: Allgemeine technische Lieferbedingungen; Deutsche Fassung EN 10025-1:2004.
- [14] EN 10029: Warmgewalztes Stahlblech von 3 mm Dicke an Grenzabmaße und Formtoleranzen; Deutsche Fassung EN 10029:2010.
- [15] ISO 5817:2014-02: Schweißen Schmelzschweißverbindungen an Stahl, Nickel, Titan und deren Legierungen (ohne Strahlschweißen) – Bewertungsgruppen von Unregelmäßigkeiten.
- [16] DIN EN 1993-1-8:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005 + AC:2009.
- [17] DIN EN 1090-2:2011-10: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken; Deutsche Fassung EN 1090-2:2008+A1:2011.

Projektbeteiligte

Bauherr KRCL – Konkan Railway (Indien)

Planer Überbau/Pfeiler WSP (Finnland)
Werkstattplaner WSP (Finnland)
Genehmigungsplanung Bogen LAP, Stuttgart

Prüfingenieur David McKenzie (Großbritannien)

Bauausführung AFCONS (Indien)

- 7 Herzlich willkommen zum 31. Dresdner Brückenbausymposium 2022
- 11 Grußwort des Sächsischen Staatsministers für Regionalentwicklung
- 13 Brücken auf geokunststoffbewehrten Widerlagern schnell, umweltgerecht und kostengünstig
- 27 Brücken mit Verbunddübelleisten Entwurf, Bemessung und Ausführungsbeispiele
- 43 Die Filstalbrücken im Zuge der NBS Wendlingen-Ulm Integrale Bauwerke mit besonderen statisch-konstruktiven Herausforderungen
- 57 Zugglieder aus Faserverbundwerkstoff im Brückenbau Besonderheiten beim Einsatz von Netzwerkhängern aus Carbon
- 75 Verstärken von Bestandsstrukturen mittels Verbundankerschrauben
- 89 Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbrücken mit Carbonbeton Aktuelles aus Praxis und Forschung
- 107 Integration of FEM Analysis and Construction Geometry Management on the Example of the Thu Thiem 2 Cable Stayed Bridge
- 121 Brückendenkmalpflege Erfahrungen aus Baden-Württemberg
- 139 smartBRIDGE Hamburg die Brückeninstandhaltung der Zukunft
- 151 Risikobasiertes Anlagemanagement der Brücken der SBB Methode und erste Anwendungserfahrungen
- 163 Die Schorgasttalbrücke Herzstück der Ortsumgehung Untersteinach
- 175 Nachhaltige Brücken aus vorgespanntem Carbonbeton
- 191 Fertigung und Montage der Chenab Railway Bridge in Indien Ein Erfahrungsbericht
- 207 Chronik des Brückenbaus