Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 111 (1993)
Heft: 46

Artikel: Das Projekt der RhB-Landquartbrücke Klosters
Autor: Maag, Walter
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-78277

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 08.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Das Projekt der RhB-Landquartbrücke Klosters

Der Brückenneubau ist Teil des Vereinaprojektes der Rhätischen Bahn und hat im Vergleich zur bisherigen Bahnanlage bedeutend mehr Funktionen zu erfüllen. Nach einer intensiven Auseinandersetzung mit den gestellten Randbedingungen zeigte sich die Lösung in einer Spannbetonfachwerkbrücke als torsionssteifer einfacher Balken über 76.5 m als eindeutig überlegen. Das Ausführungsprojekt wurde wesentlich mitgeprägt durch das Herstellungsverfahren des Unternehmers.

Ausgangslage

Der neue Brückenschlag über die Landquart ausgangs der Station Klosters ergibt sich aus der Gesamtanlage des Ve-

VON WALTER MAAG, CHUR

reinaprojektes (Bild 1). Hier verlässt die Vereinalinie die Prättigauerstrecke, und im eigentlichen Brückenbereich sind noch sämtliche bahnbetrieblichen Beziehungen zwischen den beiden Linien anzuordnen. Die bisherige eingleisige Bahnanlage über die Maillart-Bogenbrücke aus dem Jahre 1930 konnte diesen Anforderungen nicht mehr genügen. Ausserdem zeigte das Resultat einer durch die Rhätische Bahn Mitte der achtziger Jahre veranlassten Tragwerkuntersuchung auf, dass ein Einbezug der Bogenbrücke in die neue Situation auch vom Bauwerkzustand her nicht mehr in Frage kam.

Projektgrundlagen

Aus dem 1986 generell genehmigten Vereinaprojekt ergaben sich die entscheidenden Randbedingungen für das neue Brückenbauwerk.

- Aufnahme von 2 Streckengleisen mit den erforderlichen bahnbetrieblichen Wechselbeziehungen unter den beiden Hauptlinien im Brückenbereich.
- Stark gekrümmte Gleisgeometrie.
- Markante Topographie und aussergewöhnliche geologische Situation des linksufrigen Gotschna-Kriechhanges mit jährlichen Hangverschiebungen von ~10 mm.
- Lichtraumprofile der beiden wichtigen Gemeindestrassen, der linksufrigen Winkelstrasse und der rechtsufrigen Gotschnastrasse, unter Berücksichtigung der zukünftigen Planungsziele der Gemeinde Klosters-Serneus.
- Brückenstandort in dicht besiedeltem Kurortgebiet.
- Bau der Brücke unter dauernder Aufrechterhaltung des Bahnbetriebes nach Davos und zur Baustelle des Zugwaldtunnels.

Brückenentwurf

In einem umfangreichen Variantenstudium in den Jahren 1987/88, bei dem in den verschiedenen Phasen auch die massgebenden öffentlich-rechtlichen

Bild 1. Ansicht der Landquartbrücke von der Station Klosters mit dem neuen Gleisbild für die Prättigauer- und Vereinalinie (Foto: W. Maag)

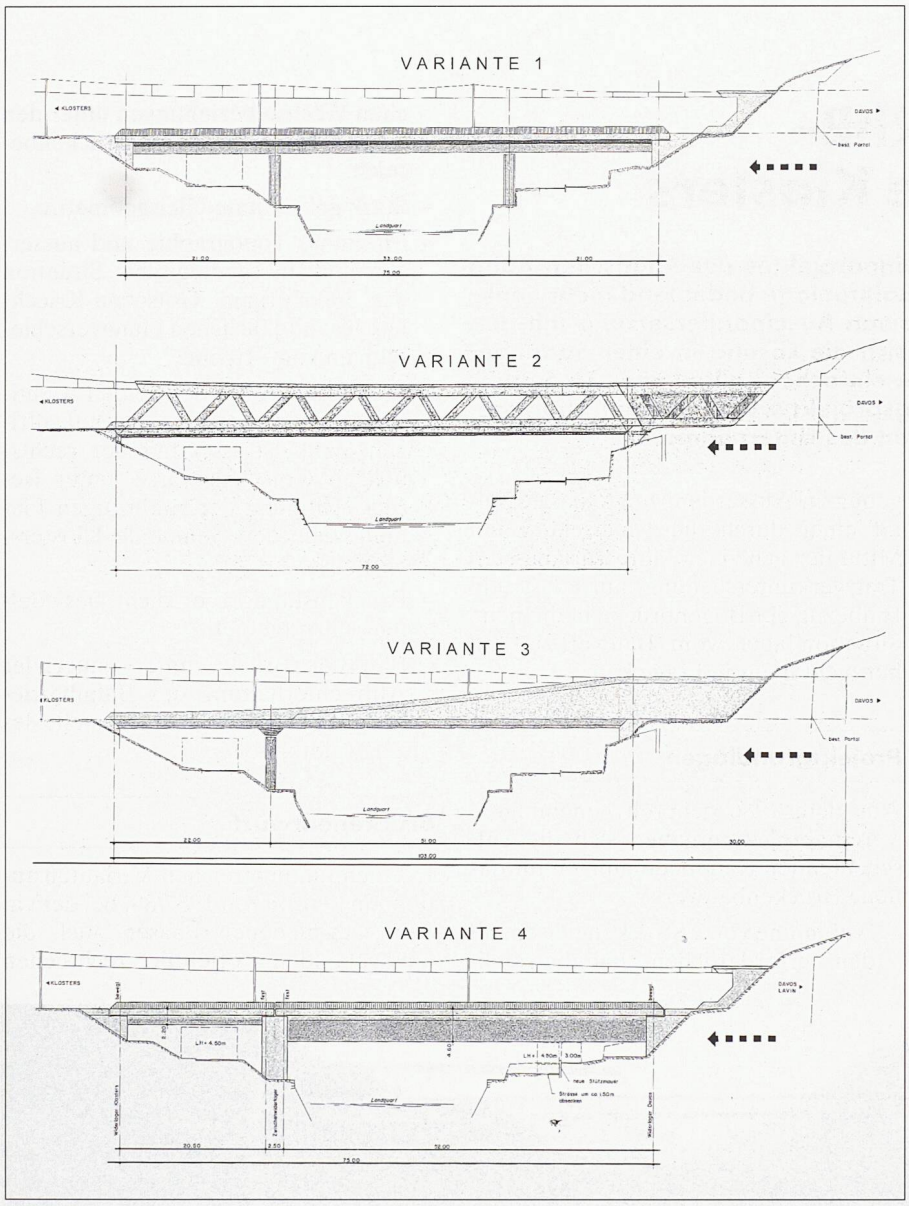


Bild 2. Endevaluation des Variantenstudiums (Ing.büro H. Rigendinger)

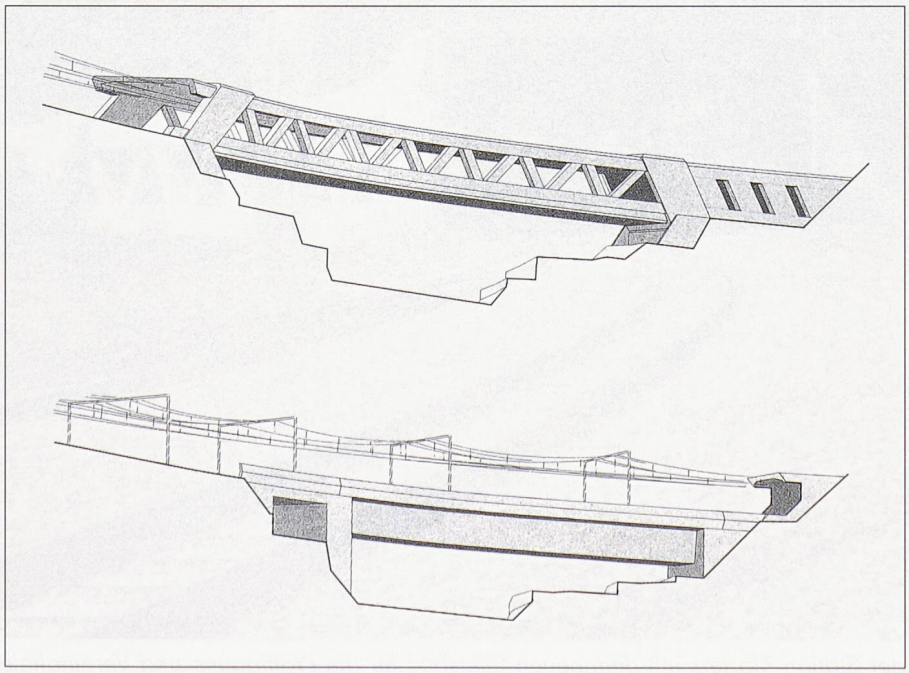


Bild 3. Isometrische Darstellungen der Varianten 2 und 4 (Ing.büro H. Rigendinger)

Körperschaften einzubeziehen waren, wurden die verschiedensten Brückensysteme untersucht. Es standen sowohl mehrere einfache Balken wie auch konventionelle Durchlaufträger in unterschiedlichen Baustoffen zur Diskussion. Die Brückenquerschnitte variierten von Hohlkasten über voutenförmige Trogquerschnitte bis zu aufgelösten Konstruktionen unter Ausnützung des ganzen Bahnlichtraumprofils. Von Anbeginn an war anderseits klar, dass Bogenbrücken und Sprengwerksysteme bei der vorliegenden einseitigen Kriechhangsituation nicht bestehen können.

In die Endevaluation kamen noch die vier Spannbeton-Brückentypen, wie sie in Bild 2 schematisch dargestellt sind. In der systematischen Auswertung zeigten sich dann immer deutlicher die konzeptionellen Vorteile der Fachwerkbrücke nach Variante 2:

- Die Überspannung der gesamten Landquartöffnung mit einem torsionssteifen einfachen Balken führt zur eindeutig besten Lösung für die langfristige Bewältigung der Kriechdeformationen aus dem Gotschnahang.
- Zukünftigen Nutzungsänderungen im Bereich der Gemeindestrassen werden praktisch keine Einschränkungen auferlegt.
- Die Lärmemissionen aus dem Bahnbetrieb lassen sich durch eine teilweise geschlossene Konstruktion direkt verringern.
- In die Grundidee des Entwurfs hinein spielt auch der Versuch einer konsequenten Fortführung der Tunnelanlagen auf den Brückenbereich. Die dabei verfolgte transparente Ausbildung des Überbaus ergibt ein Höchstmass in der Offenhaltung des Flussprofils der Landquart (Bild 3).

Während der ganzen Entwurfsphase war laufend die Kostensituation anhand von Unternehmerofferten miteinzubeziehen und dem Bauherrn zu unterbreiten. So liegen die Erstinvestitionen der Fachwerkbrücke nach Variante 2 wenige Prozente über der kostengünstigsten Lösung gemäss Variante 4. Die wiederkehrenden Aufwendungen bei der mehrteiligen Konstruktion sind dann allerdings höher.

Es sei nicht verschwiegen, dass auch zwei nicht allein rationale Aspekte beim Brückenentwurf doch immer mehr oder weniger präsent waren. Zum einen war die Frage zu beantworten, ob anstelle der genialen Maillart-Konstruktion eine ganz banale Überbrückung mit Reduktion auf die alleinige Erfüllung der technokratischen und bahnbetrieblichen Erfordernisse überhaupt zu verantworten ist. Insbesondere beim Er-

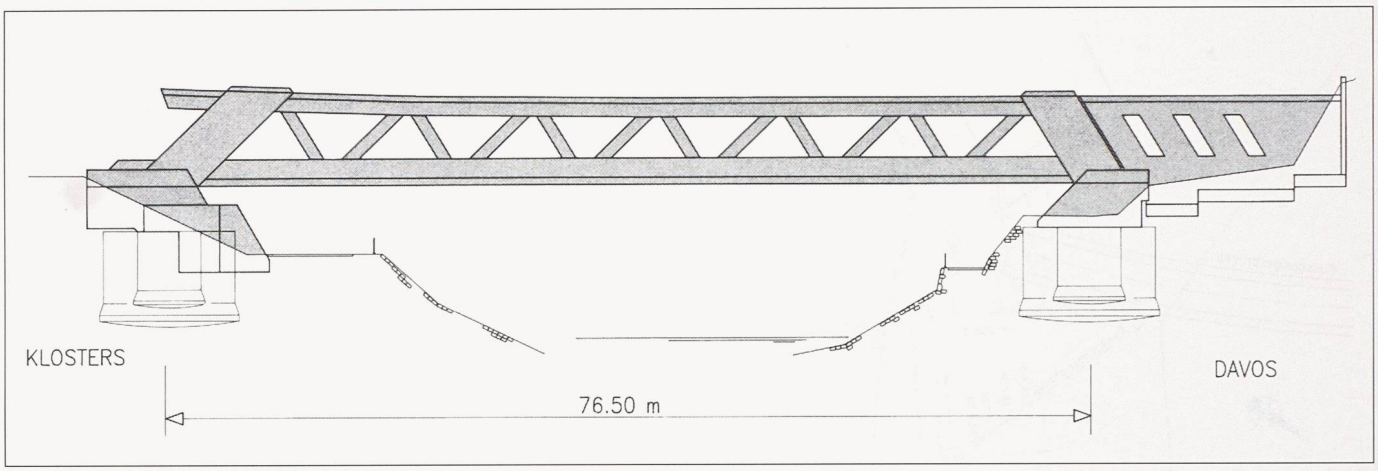


Bild 4. Brückenansicht (Ing.büro H. Rigendinger)

satz eines bedeutenden Bauwerks werden wohl direkte Schlüsse auf den zwischenzeitlichen Fortschritt in der Ingenieurbaukunst speziell angestellt. Zum andern bleibt auch subjektiv zu bewerten, ob das Tor zur Vereinalinie der Rhätischen Bahn bewusst etwas betont werden darf.

Brückenkonzept

Das statische Grundsystem der gekrümmten aufgelösten *Fachwerkbrücke* in vorgespanntem Ortbeton ist der torsionssteife einfache Balken mit einer Spannweite von 76,5 m (Bild 4). Der Krümmungsradius beträgt in der Brückenachse R = 125 ... 160 m. Die beiden Widerlagerkasten sind auf runden resp. elliptischen Fundamentschächten in der Tiefe gegründet. Auf der Seite des Gotschnahanges ist das feste Brückenlager angeordnet, beim Widerlager Klosters sind dagegen die längsbeweglichen Brückenlager eingebaut. Somit verschieben sich das Widerlager Davos und der Brückenträger gemeinsam entsprechend dem Kriechverlauf des Gotschnahanges. Beim Widerlager Klosters sind die notwendigen Freiräume vorhanden, so dass während etwa 80 Jahren keine Nachregulierung des Brückensystems erforderlich ist.

Von Anbeginn weg wurde versucht, die im Baulos N2 der Vereinalinie zusammengefassten Bauwerke zu einer formalen Einheit zu bringen, um innerhalb der vielfältigen gebauten Situation von der Gotschnabahntalstation bis zur dichten Dorfsiedlungsstruktur von Klosters bestehen zu können (Bild 5). So führt die *Verbindungsgalerie* zum Zugwaldtunnel das formale Konzept des Brückenbauwerks konsequent in die Tunnelportalstation über. Die neue *Fussgängerbrücke* über die Landquart hat als Grundsystem ebenfalls den gekrümmten einfachen Balken in vorgespanntem Ortbeton mit einseitig stre-

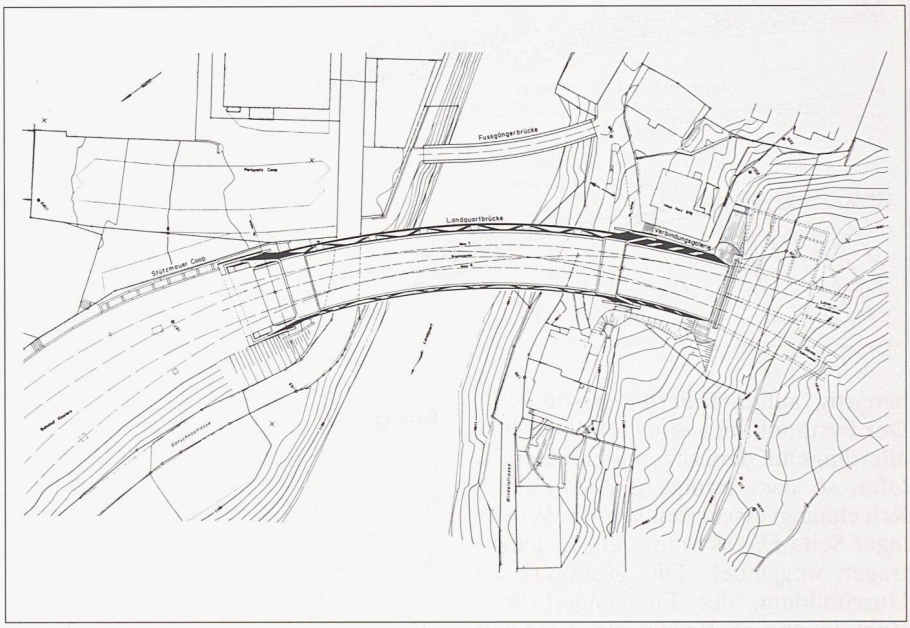
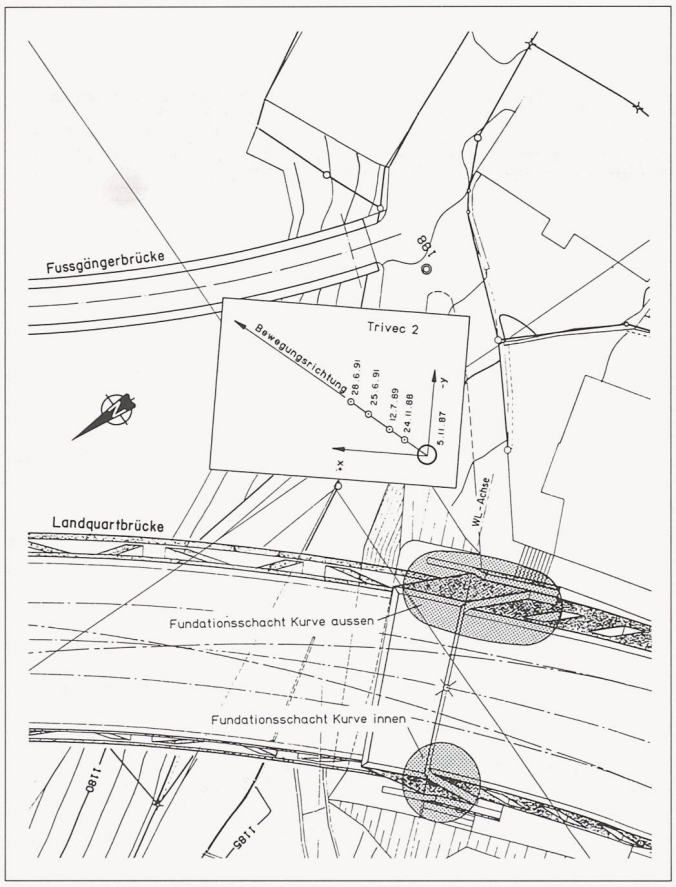


Bild 5. Situation mit den Bauwerken des Bauloses N2 der Vereinalinie (Ing.büro H. Rigendinger)

Bild 6. Fussgängerbrücke, Bahnbrücke und Verbindungsgalerie zum Zugwaldtunnel (Foto: W. Maag)



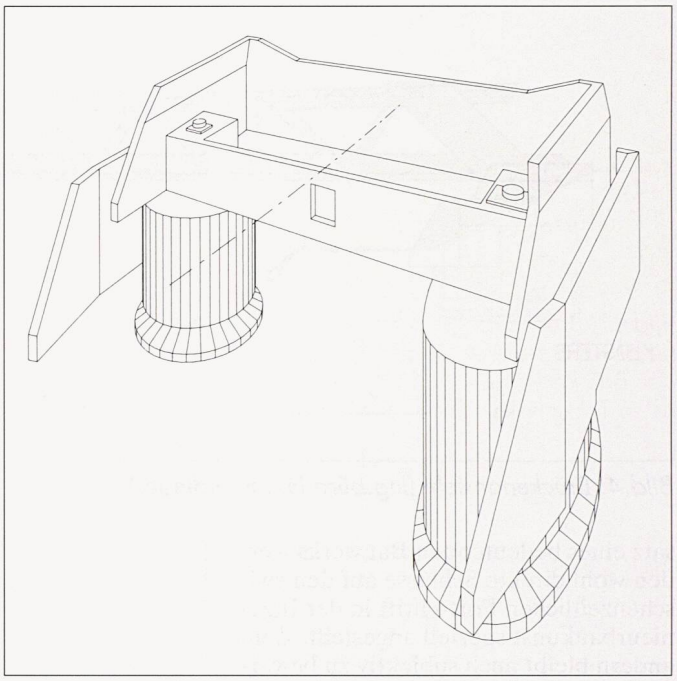


Bild 9. Perspektive des gesamten Widerlagerkörpers (Ing.büro H. Rigendinger)

Bild 7. Standort des linksufrigen Trivec-Messrohres mit horizontalem Verschiebevektor der Periode 1988–1991 (Geologengemeinschaft Vereinalinie, Locher + Kobel)

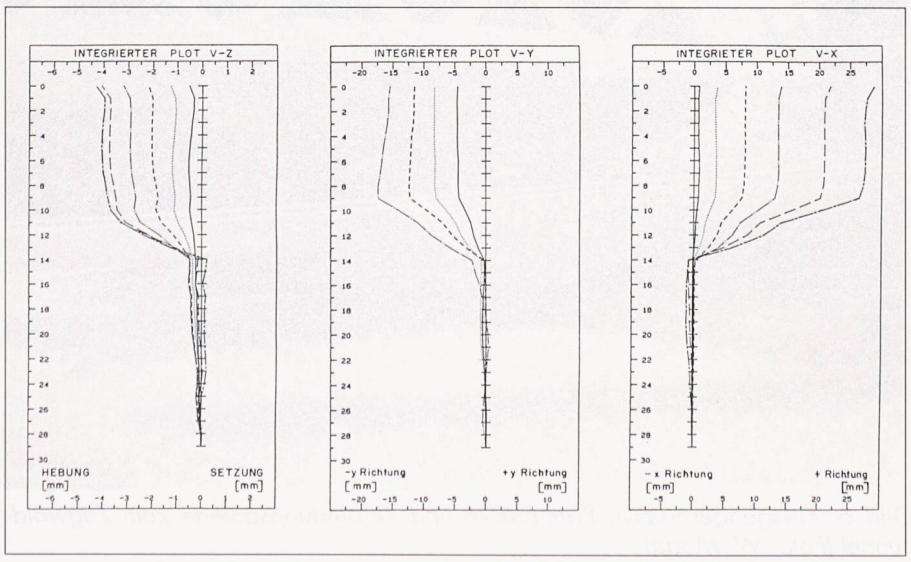
benartig aufgeständerter Abstützung. Der Festpunkt des Bauwerks liegt hier allerdings auf dem gegenüberliegenden Ufer, so dass infolge der Gotschna-Kriechhangverschiebungen das Widerlager Seite Davos unter dem Brückenträger weggleitet. Die gestalterische Durchbildung der Fussgängerbrücke steht in engem Bezug zur grösseren Bahnbrücke (Bild 6). Die Querschnittselemente des Brückenträgers weisen dieselbe Formensprache auf, die Streben der rechtsufrigen Abstützung liegen in der Neigung der Fachwerkstreben, und die Krümmung des Überbaus nimmt den Schwung der Bahnbrücke in gegenläufigem Sinne auf.

Baugrund

Die Landquart trennt an der Oberfläche die beiden geologisch grundsätzlich verschiedenen Baugrundbereiche. Aus West-Südwesten dringt die riesige Gotschna-Rutschmasse vor, während auf dem rechten Ufer der grosse Schuttfächer der Landquart ansteht.

Die geotechnischen Bodenkennwerte für die Dimensionierung der Brückenfundationen sind allerdings für die beiden Uferseiten praktisch identisch und entsprechen nach der USCS-Klassifikation einem GM-ML, GM-Material mit mitteldichter Lagerung. Der Grundwasserspiegel liegt rechtsufrig gut 1 m über dem Stauspiegel der Landquart, in der Gotschna-Rutschmasse linksufrig dagegen etwa 1 m darunter.

Die oberflächlichen Hangbewegungen linksufrig werden im Bahnbereich seit 1939 systematisch überwacht. Die Kriechdeformationen laufen mit einer erstaunlichen Regelmäßigkeit ab und weisen den praktisch konstanten Verschiebeweg von 9–10 mm/a auf. Es fehlten jedoch Informationen über die Mächtigkeit der Rutschmasse und Angaben über die Gleitmechanismen. So wurden im Hinblick auf den Brückenneubau Trivec-Messrohre installiert (Bild 7). In Bild 8 ist das Resultat fest-



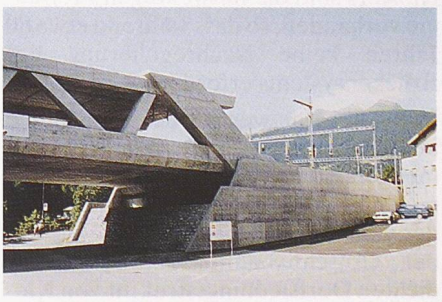


Bild 10. Widerlager Seite Klosters mit anschliessender Stützmauerkonstruktion (Foto: W. Maag)

Bild 8. Verschiebewerte x, y, z der Gotschna-Kriechmasse in der Periode 1988–1991. Sehr deutlich erkennbar ist die Basisgleitfläche in etwa 14 m Tiefe (Solexperts AG)

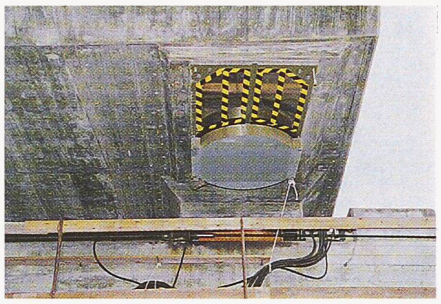


Bild 11. Brückenlager Ke mit Gleitblech für $\Delta l = 1.0$ m und Kraftmesseinrichtung; der Brückenträger steht noch auf dem roten Taktschublager (Foto: Zschokke)

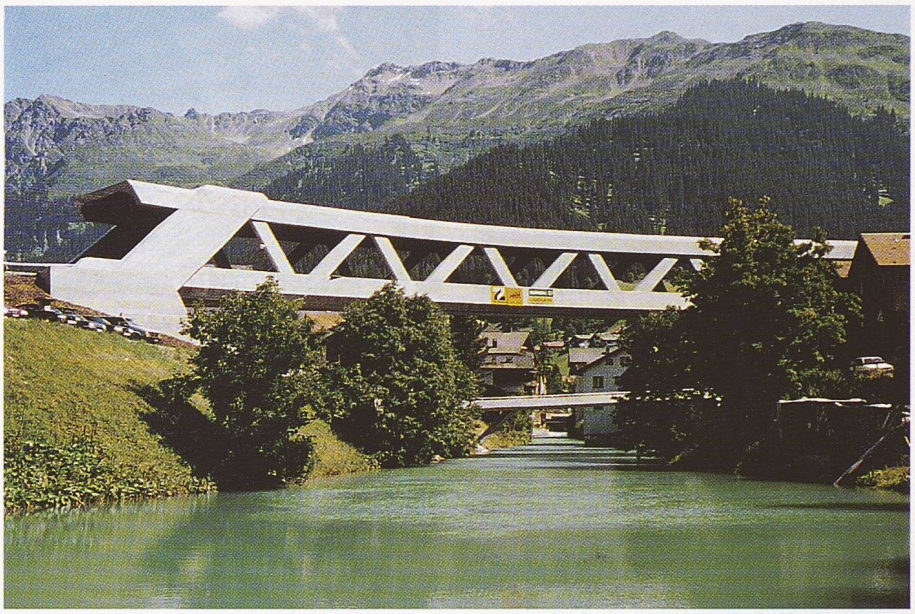


Bild 12. Brückenträger, Ansicht flussaufwärts (Foto: W. Maag)

gehalten, woraus sehr deutlich hervorgeht, dass im Prinzip *eine* Basisgleitfläche in etwa 14 m Tiefe vorliegt. In dieser Tiefenstufe überfährt die Gotschna-Rutschmasse am Standort des Widerlagers Davos den Schuttkegel des Talbaches.

Unterbau

Aus der Lagerung des etwa 86m langen Brückenträgers fallen die Gesamtlasten von bis zu 75'000 kN bei den vier Abstützpunkten konzentriert an. Nach den Regeln der Statik des gekrümmten Trägers sind die kurvenäusseren Reaktionen bei den vorliegenden Verhältnissen gut doppelt so hoch im Vergleich zur Kurveninnenseite. Um diese hohen Lasten bei den zur Verfügung stehenden knappen Platzverhältnissen in den Baugrund zu leiten, drängt sich eine Tiefenfundation mit Schächten auf. Die im Unterfangungsverfahren ringweise abgeteuften Fundamentschächte schaffen gleichzeitig einen ansehnlichen Hohlraum und bringen damit eine Entlastung von etwa 15'000 kN. Auf der Kurvenaussenseite ist der Schacht elliptisch mit den Abmessungen 11,0 x 5,3 m ausgebildet, auf der Kurveninnenseite ist die Grundrissform kreisförmig mit einem Durchmesser von 5,3 m. Die Schachttiefe steht in Relation zur Aufstandsfläche und ist derart gewählt, dass UK Schacht oberhalb des Grundwasserspiegels und auf Seite Davos zudem eindeutig über der geologisch aktiven Gleitzone liegt.

Wie in Bild 9 schematisch dargestellt, hat der auf den Schächten aufliegende Widerlagerkasten die Funktionen eines allfälligen Lastausgleichs bei differentiellen Setzungen sowie des räumlichen Abschlusses der Auflagerbereiche zu erfüllen (Bild 10).

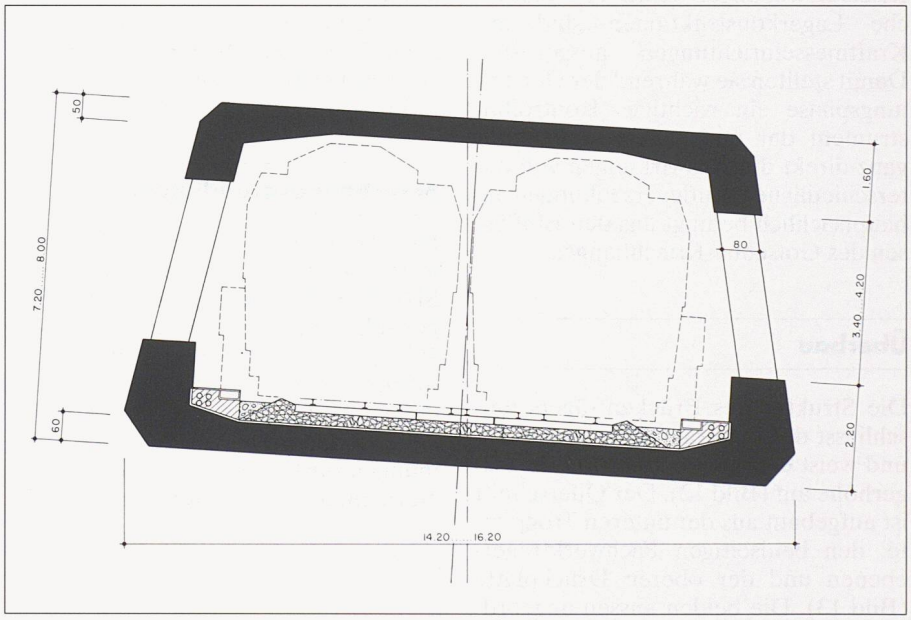


Bild 13. Brückenquerschnitt (Ing.büro H. Rigendinger)

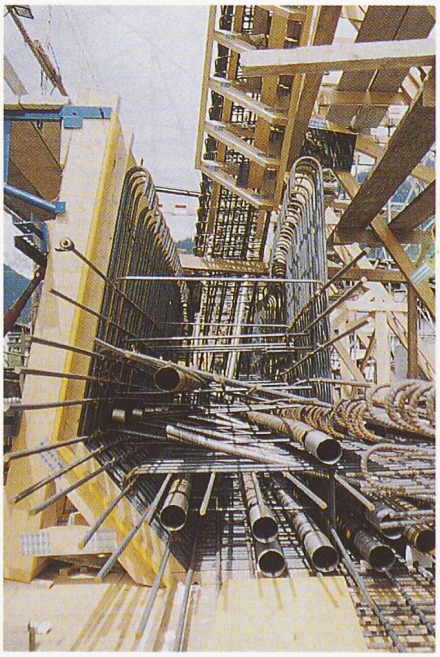


Bild 14. Hüllrohre der Längsvorspannung (4'700 kN-Kabel) im Randträger, Querkabel der Trogplatte und Strebenkabel (Foto: W. Maag)

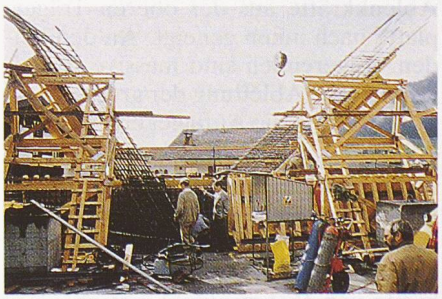


Bild 15. Zugstrebe mit 2'600 kN-Kabeln links, Druckstrebe mit Gewindestäben rechts (Foto: W. Maag)

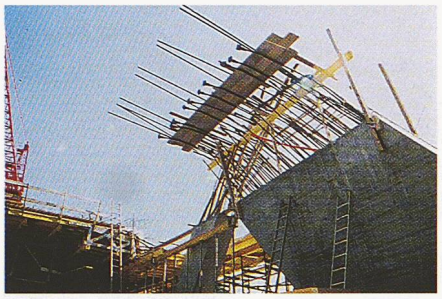


Bild 16. Gewindestäbe mit montierten Endverankerungen als obere Anschlussbewehrung der äusseren Portalrahmenecke (Foto: W. Maag)

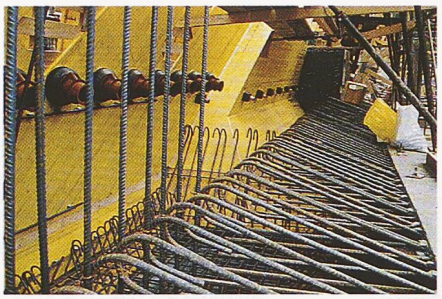


Bild 17. Mehrflächenverankerungen der 2'600 kN-Kabel im Portalrahmen auf der Kurvenaussenseite (Foto: W. Maag)

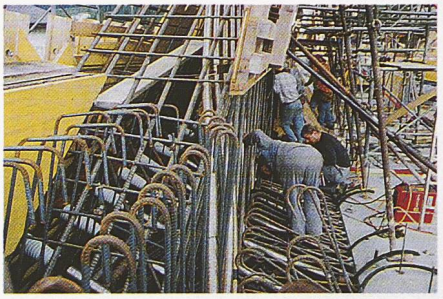


Bild 18. Fertig eingebaute Vorspannkabel, Betonstahl- und Gewindestahlbewehrung in der Rahmenecke entsprechend Bild 17 (Foto: W. Maag)

Als Brückenlager sind bewährte Neotopflager eingesetzt mit maximalen Kennwerten von 26'400 kN vertikaler Auflagerreaktion und von 1,0 m Gesamtverschiebeweg für die langfristigen Kriechbewegungen (Bild 11). Sämtliche Lagerkonstruktionen sind mit Kraftmesseinrichtungen ausgerüstet. Damit stellten sie während der Herstellungsphase ein wichtiges Kontrollinstrument dar und zeigen in Zukunft ganz direkt die Auswirkungen von unterschiedlichen Auflagersenkungen an, hauptsächlich bedingt aus den Einflüssen des Gotschna-Kriechhanges.

Überbau

Die Struktur des Brückenträgers umschliesst das Lichtraumprofil der Bahn und weist damit eine komfortable Trägerhöhe auf (Bild 12). Der Querschnitt ist aufgebaut aus der unteren Trogplatte, den beidseitigen Fachwerkträgerebenen und der oberen Druckplatte (Bild 13). Die beiden aussen angeordneten Fachwerkebenen sind aus statischen Gründen für die Übernahme der Ablenkkräfte aus der oberen Trägerplatte nach innen geneigt. An den beiden Trägerenden sind massive Portalrahmen zur Ableitung der grossen Torsionskräfte in die Auflager erforderlich.

Die Geometrie der neuen Gleisanlage verlangt neben der starken Grundrisskrümmung auch eine Variation bei sämtlichen Hauptabmessungen des Querschnittes. So ändert die Brückenbreite von 16,2 m auf 14,2 m, die Trägerhöhe reduziert sich von 8,0 m beim Widerlager Klosters auf 7,2 m in Brückenmitte, während das Quergefälle von anfänglich 3,2 Prozent auf 6,6 Prozent zunimmt. Die Dicke der unteren Trogplatte beträgt 0,60 m, die obere Druckplatte ist 0,50 m stark. Die gesamte Längsvorspannung, die hauptsächlich in den Fachwerkstringern konzentriert ist, weist eine initiale Vorspannkraft von Po = 140'000 kN [27 x 4'700 kN + 5 x 2'600 kN] auf (Bild 14). Untere und obere Trägerplatte sind mit 700 kN-, resp. 350 kN-Kabeln im Abstand von 0,45 m quer vorgespannt. Die Fachwerkstreben haben einheitliche Querschnittabmessungen von 0,80 ·1,00 m und sind aus formalen Gründen unterschiedlich mit 45° resp. mit 60° geneigt. Die Zugstreben weisen eine der Beanspruchung entsprechend abgestufte Vorspannung auf (Bild 15).

Berechnungsgrundlagen

Die theoretische Erfassung des Tragwerks basiert auf dem Normenwerk des SIA. Die Definitionen der Einwirkungen folgen den Angaben der Norm SIA 160 (1989). Berechnung und Ausführung stützen sich ab auf die Angaben der Norm SIA 162 und 162/1 (1989). Daneben bilden die Ausführungsbestimmungen zur Eisenbahnverordnung, das Normalienbuch der Rhätischen Bahn und die Zulassung des BAV für das gewählte Vorspannsystem neben der allgemeinen Fachliteratur weitere Grundlagen für das Brückenprojekt.

Baustoffe

Bei einer der Witterung direkt ausgesetzten Tragstruktur erhalten die Betoneigenschaften eine eminente Bedeutung. Für den Überbau war daher eine hochdichte Betonsorte vorgeschrieben:

Beton B 45/35,	PC 325 kg/m³, frostbeständig
Mikrosilikat-Zuschlagstoff	15 kg/m³
div. Hochleistungs-verflüssiger	1,7 % des PC-Gewichtes

Die mittlere Würfeldruckfestigkeit liegt effektiv bei fcw28 = 56,3 N/mm² (± 3,9 N/mm²), die spezifische Rohdichte bei

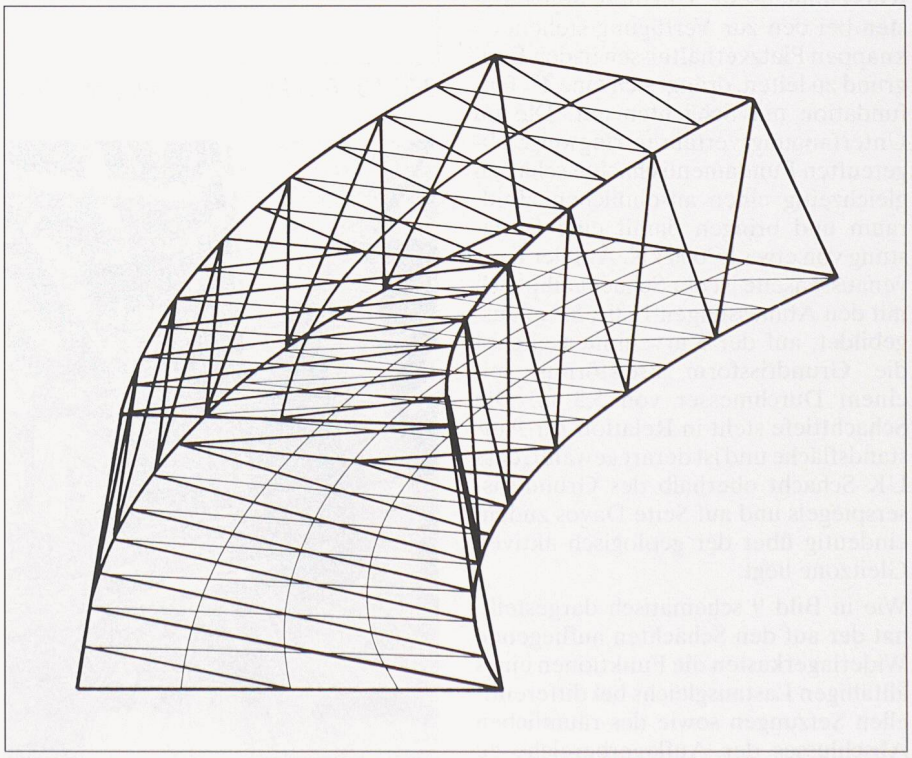


Bild 19. Stabmodell des Brückenträgers (Ing.-büro H. Rigendinger)

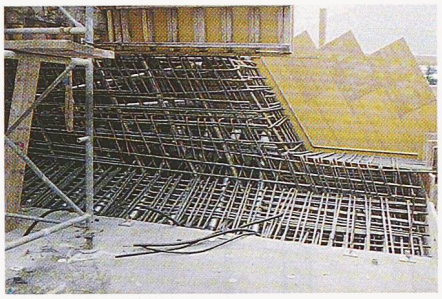


Bild 20. Bewehrung in der unteren Rahmenecke (Foto: W. Maag)

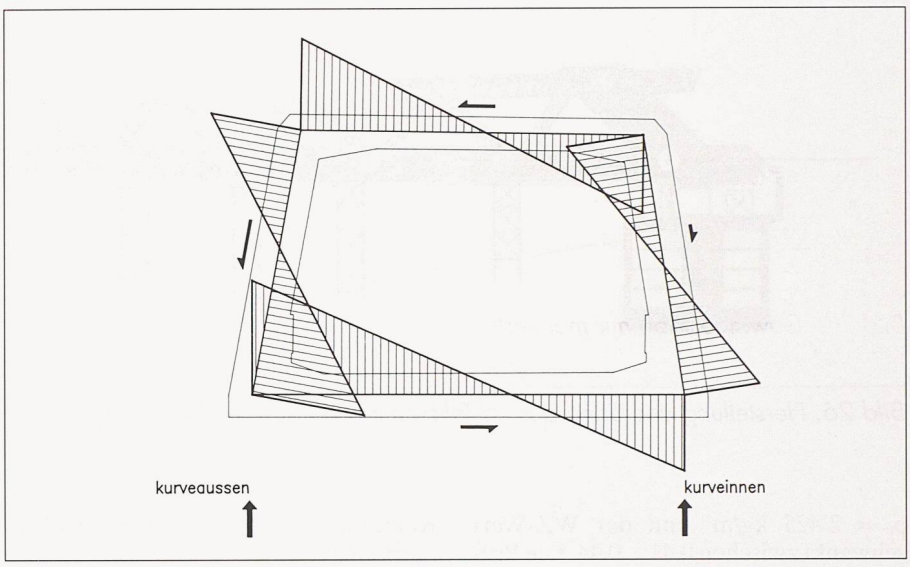


Bild 22. Querbiegemomente im Portalrahmen infolge der Torsionsbeanspruchungen (Ing.büro H. Rigendinger)

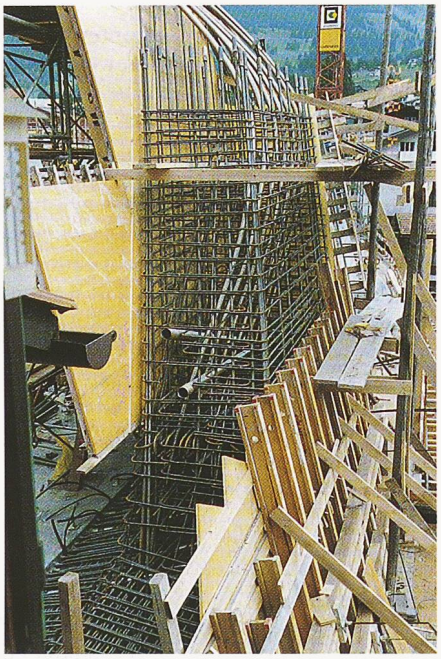


Bild 21. Bewehrung im kurvenäusseren Rahmenstiel (Foto: F. Gruber)

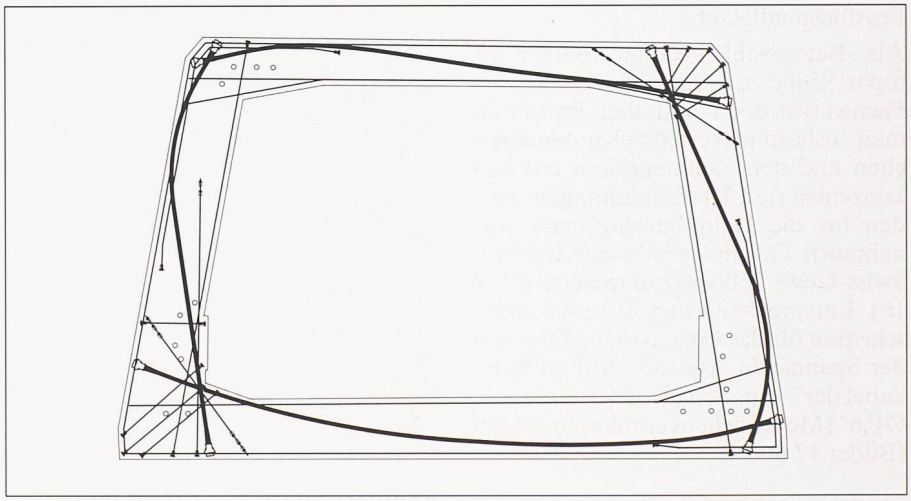
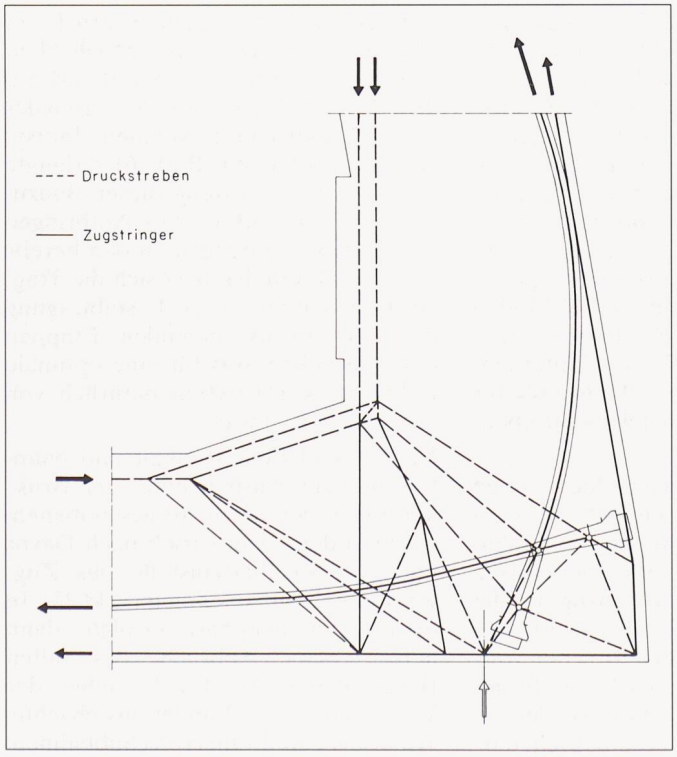


Bild 23. Schematische Darstellung der Hauptbewehrungsführung im Portalrahmen (Ing.büro H. Rigendinger)



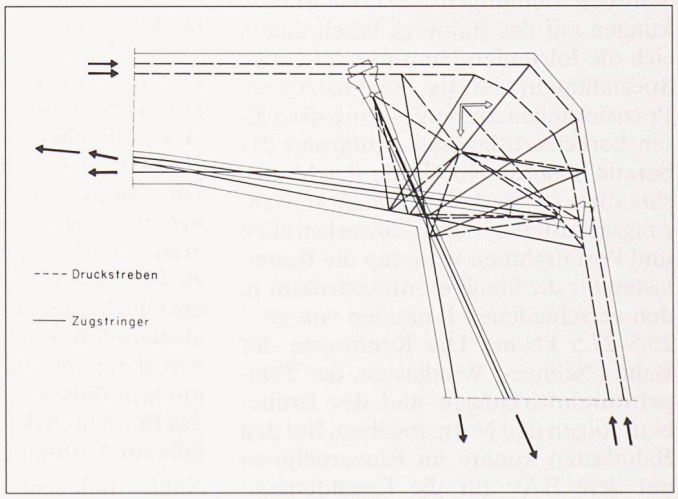


Bild 25. Fachwerkmodell der oberen ‹positiven› Rahmenecke mit Umlenkung der Druckstreben (Ing.büro H. Rigendinger)

Bild 24. Fachwerkmodell der unteren ‹negativen› Rahmenecke auf der Kurveninnenseite (Ing.büro H. Rigendinger)

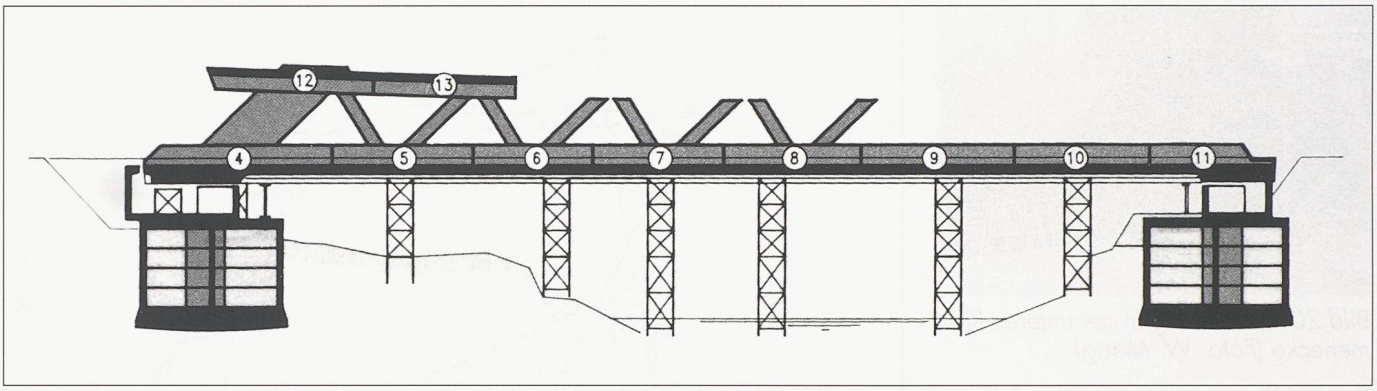


Bild 26. Herstellung des Überbaus im Taktsystem (Ing.büro H. Rigendinger)

ρ_c = 2'425 kg/m³ und der WZ-Wert schwankt zwischen 0,41 ... 0,44. Die Prüfung der Frostbeständigkeit mittels der Frostwechselzahl lag durchwegs bei N50 > 100, d.h. im Bereich der hohen Frostbeständigkeit.

Als Betonstahl gelangte einheitlich topar S500c zur Anwendung. Bei den Fachwerkstreben und den Portalrahmen, insbesondere in den Knotenbereichen und den Rahmenecken mit den konzentrierten Krafteinleitungen wurden für die Hauptbewehrungen vornehmlich Gewindestähle des Systems Swiss-Gewi S500/600 eingesetzt (Bild 16). Entsprechend den Zulassungsvorschriften für das Litzenvorspannsystem der Spannstahl AG weisen die Längskabel der Einheiten (15 Ø 0,6") und (27 Ø 0,6") Mehrflächenverankerungen auf (Bilder 17 und 18).

Einwirkungen

Von den vielfältigen äusseren Einwirkungen auf das Bauwerk beschränken sich die folgenden Hinweise auf einige Spezialitäten, die als objektbezogene Präzisierungen zu den Normvorschriften berücksichtigt sind. Aufgrund der bereits höheren Rohdichte des Mikrosilikatbetons und den hohen Bewehrungsgehalten in den Fachwerkstreben und Portalrahmen variieren die Raumlasten für die Stahlbetontragstruktur in den verschiedenen Bauteilen von go = 25,5–27,5 kN/m³. Die Kennwerte der Bahn-, Schnee-, Windlasten, der Temperatureinwirkungen und des Erdbebens folgen den Normangaben. Bei den Bahnlasten konnte im Einvernehmen mit dem BAV für die Ermüdungssicherheit ein sehr vernünftiges und realistisches Gefährdungsbild definiert werden. Der Nachweis ist hier allein für das Lastmodell 4 gleichzeitig nur auf einem Gleis wirkend zu führen. Der Betriebslastfaktor bleibt entsprechend der generellen Normvorschrift bei α = 1,0. Die möglichen differentiellen Auflagersenkungen sind in allen denkbaren Kombinationen als Begleitumstand superponiert.

Statisches Modell

Die rechnerische Behandlung des Tragsystems erfolgte an einer relativ einfachen, überschaubaren räumlichen Stabstruktur (Bild 19). Um eine direkte Lastdefinition zu ermöglichen, ist die genaue Gleisgeometrie ins Stabmodell hineinprojiziert. Aus dem statischen Grundsystem des einfachen Balkens folgt, dass sich die Beanspruchungsrichtung in den einzelnen Bauteilen generell nicht ändert. Aus der Modellierung der unteren und oberen Trägerplatte ist daher auch unmittelbar der Torsionskräftefluss ableitbar.

Bemessung und konstruktive Bearbeitung

Wohl die anspruchsvollste Aufgabe innerhalb der Projektabwicklung war das ausführungsgerechte konstruktive Durchbilden der Bauteile. Die gesamte komplexe geometrische Struktur wurde von Anbeginn weg mit Computerunterstützung dreidimensional generiert. Die Platzverhältnisse in den Streben liessen beispielsweise normale Übergreifungsstösse des Betonstahles nicht zu. Hier war für jeden Bewehrungsstab einzeln die genaue Länge im 3D-Modell abzugreifen. Für die Ausführung standen damit gleichzeitig der Unternehmung praktisch beliebige Hilfsmasse für das Einrichten der Schalelemente ebenfalls zur Verfügung.

Näher beleuchtet seien hier einige Aspekte der Portalrahmenbemessung (Bilder 20 und 21). Neben der Einleitung der Endauflagerkräfte beidseits je aus dem Fachwerkstrebenzug in die Brückenlager müssen gleichzeitig die Torsionsbeanspruchungen mit den Auflagerreaktionen ins Gleichgewicht gebracht werden. Dies führt zu der typischen, in Bild 22 schematisch dargestellten Querbiegemomentenverteilung und damit zur Hauptbewehrungsführung nach Bild 23. Zu beachten bleibt die Schiefstellung des gesamten Endrahmens, womit sowohl die Querbiegemomente wie die Normalkräfte immer dreidimensional zu verfolgen sind, um den gesamten Gleichgewichtszustand erfasst zu haben. Nicht ganz einfach zu bewältigen sind in den normalen ‹negativen› Rahmenecken die Kraftübertragungen bei in der höchsten Zugbeanspruchungszone gestossenen Vorspannkabeln, während in den ‹positiven› Rahmenecken die Umlenkung der Druckstreben ohne Verlust an statischer Höhe zu lösen ist (Bilder 24 und 25).

Bauphasen

Der vom Unternehmer vorgeschlagene Arbeitsablauf hatte vielfältige Rückwirkungen auf das Projekt. Das seitliche Erstellen des ganzen Überbaus mit Quereinschub nach dem Abbruch der Bogenbrücke lag als Möglichkeit grundsätzlich schon dem Entwurf zugrunde. Das Herstellungsverfahren des Überbauquerschnitts in einem Taktsystem in 18 Etappen (Bild 26) verlangte die statische Erfassung dieser Bauzustände. Durch sukzessives Aufbringen von Teilvorspannungen an den bereits erstellten Bauteilen liess sich die Tragstruktur laufend in die Lastabtragung der neu hinzukommenden Etappen miteinbeziehen, was für eine optimale Lehrgerüstkonstruktion natürlich von grossem Vorteil war.

Nach beendigtem Rohbau und bahntechnischem Ausbau hatte der Brükkenträger bereits in ausgeschobenem Zustand den Bahnbetrieb nach Davos und zur Nachbarbaustelle des Zugwaldtunnels aufzunehmen (Bild 27). In dieser Zwischenphase erfolgte dann neben dem Abbruch des alten Brückenbauwerks das Erstellen der kurveninneren Fundationsschächte, Widerlager und Querverschubbahnen.

Bild 27. Zwischenphase mit provisorischem Bahnbetrieb durch die ausgeschobene Brücke, Abbruch der Bogenbrücke (Foto: U. Meier, AG Heinr. Hatt-Haller)

Mit dem Brückenquerverschub war gleichzeitig das zukünftige Gleisbild herzurichten, und noch vor der Wiederaufnahme des Bahnbetriebes hatte das Bauwerk die technische Abnahme des BAV und die Belastungsprobe zu bestehen.

Kosten

Die Baukosten für die neue RhB-Landquartbrücke belaufen sich auf der Preisbasis 1990 auf etwa 5,8 Mio. Franken, was zu einem mittleren Einheitspreis von Fr. 4'550.– pro m² Brückenfläche führt. Zusammen mit dem Abbruch der Betonbogenbrücke, dem Neubau der Stützmauern, der Fussgängerbrücke und der Verbindungsgalerie sowie allen erforderlichen Anpassungen an Strassen, Plätzen und Werkleitungen und den direkten bahnbetrieblichen Aufwendungen schliessen die reinen Baukosten innerhalb der Werkvertragsumme von 8,0 Mio. Franken ab.

Abschliessende Bemerkungen

Der Neubau der RhB-Landquartbrücke verlangte von allen Beteiligten die volle Bereitschaft, das gemeinsame Ziel auch zu erreichen. Vorerst brauchte es eine vorausblickende aufgeschlossene Bauherrschaft, die bereit war, einer einmal gewählten Lösung konsequent den Weg zur Realisierung zu ebnen. Die Ausführung genau innerhalb der äusserst gedrängten Termine und Kosten unter Wahrung des vollen Qualitätniveaus erforderte von den direkt am Bau Beteiligten einen immensen Einsatz und ein weit überdurchschnittliches persönliches Engagement. Der Baubetrieb inmitten des Kurortes funktionierte nur dank der verständnisvollen Haltung von Bevölkerung und Amtsstellen der Gemeinde Klosters-Serneus.

Adresse des Verfassers: *Walter Maag*, dipl. Bauing. ETH/SIA, Ing.büro H. Rigendinger, Hartbertstrasse 11, 7000 Chur