

Zeitschrift:	Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber:	Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band:	116 (1998)
Heft:	16/17
Artikel:	Teilprojekt 1: Brücken: Instandsetzung der Nationalstrasse A2 im Kanton Uri
Autor:	Vögeli, Rudolf / Moretti, Hugo / Schmid, Manuel
DOI:	https://doi.org/10.5169/seals-79483

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: 09.01.2026

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

in Bauphysik ist gleichwertig zur Ausbildung in Baustatik und Konstruktion zu fordern.

Ist die anspruchsvolle Hürde in der Konzeptphase genommen, so wird in einem zweiten Schritt das Bauprojekt erarbeitet. Im Bauprojekt wird die Frage, wie eine Massnahme durchgeführt wird, beantwortet. Ein gutes Bauprojekt mit Kostenvoranschlag, neu Massnahmenprojekt, ist die beste Ausgangslage für Phase 3, die Submission, und Phase 4, die Ausführung.

Die Bauwerke werden entsprechend ihrer Bauwerksarten in drei Teilprojekte gegliedert: Brücken, Galerien und übrige Kunstbauten und die Strassenanlage (Bild 4). Die Strassenanlage wird unterteilt in vier Sektionen, den Strassenbau mit der Entwässerung, die elektromechanischen Einrichtungen, die Lärmschutzanlagen und die Massnahmen gegen Naturgewalten.

Dem Projektleiter stehen die Experten und die Fachstellen des Amts für Tiefbau beratend zur Verfügung. Das Bundesamt für Strassen (Astra) übt die Oberaufsicht des Bundes aus und wirkt in der Projektentwicklung tatkräftig mit. Der Projektleiter ist dem Kantonsingenieur unterstellt.

Verkehrsführung und Bauprogramm

Im Grundsatz wird ein Instandsetzungsjahr definiert. Dies beginnt im Juli des Jahres (i) und endet jeweils Ende Juni des Jahres (i + 1).

Die Verkehrsführung wird in den ersten 7½ Monaten störungsfrei belassen. An den Bauwerken kann die Instandsetzung ohne Verkehrsbehinderung ausgeführt werden (Herbstblock). Im Februar des Jahres (i + 1) wird für vier Monate auf Gegenverkehr umgestellt (Frühlingsblock). Die Verkehrsteilnehmer sind mit physi-

schen Leitelementen sicher zu führen. Das Resultat dieser Verkehrsführung (keine Frontalkollisionen) zeigt, dass das Regime akzeptiert wird.

In den Monaten März, April und Mai sind alle konstruktiven Arbeiten exklusive dem Deckbelag durchzuführen, der im Juni auf den Brücken und auf der offenen Strecke eingebaut wird. Die Koordination aller Arbeiten ist äusserst anspruchsvoll. In der Instandsetzung 1997, Spur Lora (Richtung Luzern), für die Gruppen 3b und 3c arbeiteten neun Arbeitsgemeinschaften in Linie. Auf jeder Baustelle - Brücke, Galerie oder Strasse - ist der Werkverkehr für alle andern acht Arbeitsgemeinschaften durchzulassen. Die Werkverkehrsspur ist jederzeit offen zu halten.

Adresse des Verfassers:

Heribert Huber, dipl. Bauing. ETH SIA, Amt für Tiefbau Uri, Abt. Kunstbauten, Gesamtkoordinator Instandsetzung A2, Klausenstrasse 2, 6460 Altdorf

Rudolf Vögeli, Hugo Moretti und Manuel Schmid, Effretikon

Teilprojekt 1: Brücken

Instandsetzung der Nationalstrasse A2 im Kanton Uri

Am Beispiel verschiedener Objekte werden der Zustand vor der Instandsetzung, die Zielsetzungen der Instandsetzung, die für alle Bauwerke der Gruppen 3b und 3c gelten, behandelt.

Insgesamt handelt es sich um drei Objekte, die im folgenden beschrieben werden: Objekt 407 (Reussbrücke Felli), Objekt 409 (Lehnenviadukt Gurtnellen) und Objekt 412 (Reussbrücke Wassen). Je Objekt wird eine kurze Einführung gegeben.

Reussbrücke Felli

Bei diesem Objekt werden die Erhaltungsmaßnahmen für die Endauflager, die Längsträgerverstärkungen sowie die Brückenabdichtung und der Belag beschrieben.

Die über vier Felder durchlaufenden Zwillingsbrücken überqueren die Reuss mit einer maximalen Spannweite von 90 m ($\frac{1}{6} = \frac{1}{25}$) zweimal, und zwar in einer maximalen Höhe von rund 40 m. Ebenso wird

im südlichen Bauwerksbereich die Kantonsstrasse überquert (minimale lichte Höhe: 5,40 m). Das Widerlager Nord, das an der rechten Talflanke liegt, ist auf einer relativ steil abfallenden Felsnase fundiert. Die gestaffelt angeordneten Widerlager Süd sind ebenfalls auf Fels fundiert. Die nördlichen und mittleren Pfeiler der Brücke sind auf der linken Talseite, das südliche Pfeilerpaar unmittelbar rechts der Reuss angeordnet (Bilder 1 und 2).

Bauwerksdaten

Die identischen Überbauquerschnitte, die eine Breite von 10,07 m aufweisen, wurden als zweistegige Plattenbalkenquerschnitte mit konstanter Höhe von 3,60 m, 60 cm Trägerbreite und 20 bis 30 cm starker Fahrbahnplatte konzipiert. Die Brückenränder werden durch nachträglich betonierte, 0,56 m breite Kordons gebildet. Im Bereich der beiden Brückenpfeiler sind Druckplatten von 10 bis 12 m Länge und 25 bzw. 40 cm Stärke angeordnet. In den Feld- und Stützenbereichen sind 0,50 bzw. 1,20 m starke Querträger vorhanden, die oben mittels Vouten mit der Fahrbahnplatte monolithisch verbunden sind. Der

Abstand zwischen den Zwillingsbrücken beträgt rund einen Meter.

Die Brücken wurden gemäss den Normen SIA 160 und 162 (1956) berechnet und bemessen und in Längsrichtung voll vorgespannt.

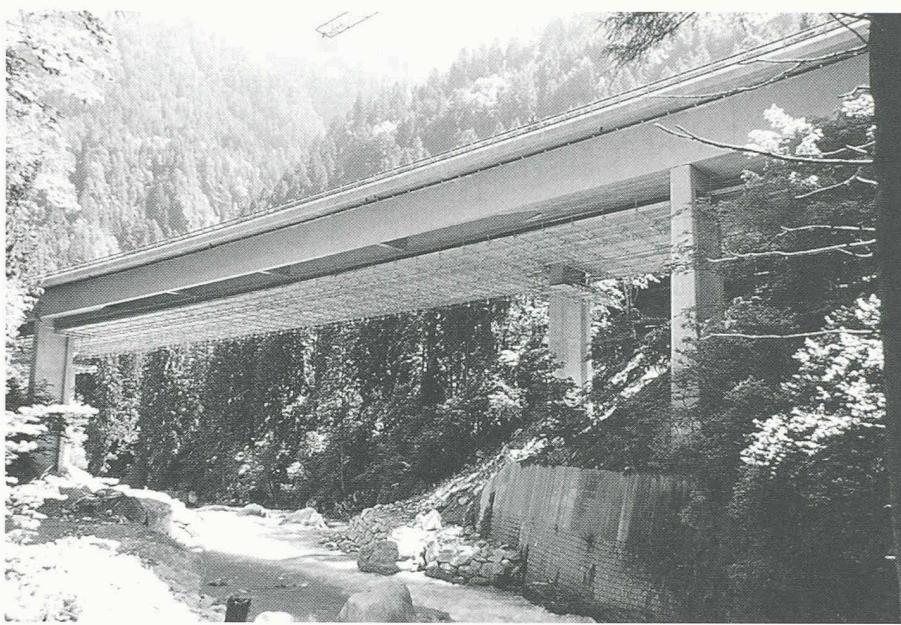
Zustandserfassung

Die Zustandserfassung wurde in drei Phasen vorgenommen: 1988 eine Hauptinspektion, 1992/93 die Zustandserfassung mit Probenentnahme und Messungen und 1993 eine ergänzende Zustandserfassung.

Zustandsbeurteilung

Die Zustandsbeurteilung kann wie folgt zusammengefasst werden:

- Die Tragsicherheit ist im Bereich der Trägerenden nicht ausreichend, und das Tragwerk selbst sogar gefährdet.
- Die Schubtragsicherheit der Längsträger im Stützenbereich ist nach den Normen SIA 160/162 (1989) nicht erfüllt.
- Bewehrungskorrosion bei den nachträglich zubetonierten Aussparungen in der Fahrbahnplatte kann mittelfristig die Tragsicherheit lokal beeinträchtigen.
- Im Bereich der Brückenränder besteht eine mittelfristige Gefährdung der oberen Bewehrung.
- Die Lager bei den Widerlagern sind teilweise nicht mehr funktionstüchtig



1

Überquerung der Reuss im südlichen Bereich der Brücke

und bei der Brücke Romeo stark exzentrisch. Der vorhandene Bewegungsspielraum ist jedoch noch ausreichend.

- Die Konsolköpfe befinden sich in einem schlechten Zustand.
- Der Belag weist infolge progressiven Substanzverlusts nur noch eine beschränkte Nutzungsdauer von wenigen Jahren auf.
- Alle Kontrollgänge und die WL-Wände bei den südlichen Widerlagern weisen sehr hohe Chloridgehalte und Bewehrungskorrosion auf.

Zielsetzung der Instandstellung

Mit der Instandsetzung sollen folgende Ziele erreicht werden:

- Herstellung der Tragwerkssicherheit nach den Normen SIA 160/162 (1989).
- Die Reussbrücke Felli ist ein bedeutendes Bauwerk der A2 Amsteg-Göschenen. Die Bauherrschaft hat sich daher entschieden, im Zuge der vorgesehenen Instandsetzung die normgemäße Tragwerkssicherheit herzustellen.
- Gewährleistung einer weiteren interventionsfreien Nutzungsdauer von 50

Jahren, d.h. einer Gesamtnutzungsdauer von 75 Jahren, bei normalem betrieblichen Unterhalt und Belagserneuerung im üblichen Rahmen.

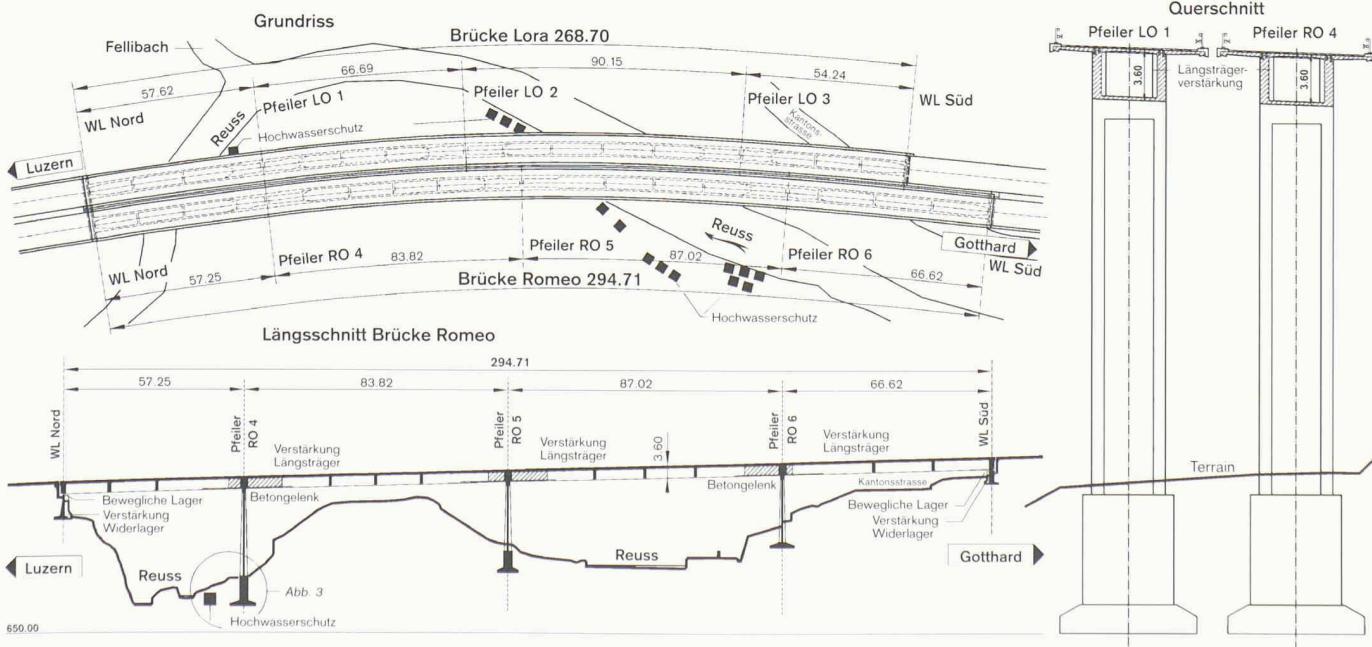
- Zulässige Sicherheitseinbusse am Ende der vorgesehenen Nutzungsdauer in der Größenordnung von 10%, d.h. $\gamma_R S_d < 0,9 R$.
- Substanzerlust am Ende der vorgesehenen Nutzungsdauer ohne gravierende Auswirkungen auf erneute Instandsetzung (nur Oberflächenreparaturen und vereinzelte lokale Bewehrungsverstärkungen).
- Ausführung gesetzlich vorgeschriebener Ergänzungsarbeiten, insbesondere Entwässerung.
- Ausführung zusätzlicher Ergänzungsarbeiten für Betrieb (Werkleitungen).
- Bei der Instandsetzung muss die Verkehrsbehinderung so klein wie möglich sein.
- Die Instandsetzungsmassnahmen werden in folgende Prioritätsstufen (Massnahmen M1 bis M3) eingeteilt:

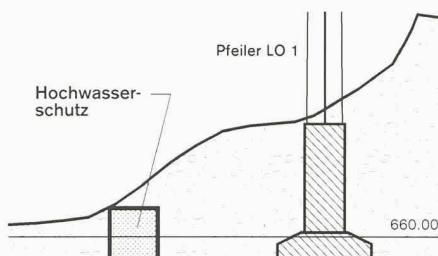
- Stufe 1 (M1) sicherheitsrelevant
Ausführung: 1994
- Stufe 2 (M2) substanzerhaltend
Ausführung: 1996/98
- Stufe 3 (M3) wünschbar, bei wirtschaftlichen Vorteilen mit M2 zu kombinieren

Statische Beurteilung Endauflager

Im Bereich der Trägerenden (WL Nord) wurden bei der Zustandserfassung vor den Auflagern Risse von max. 1,3 mm Breite festgestellt (Bild 4). Die Trägerenden weisen bei einer Trägerhöhe von

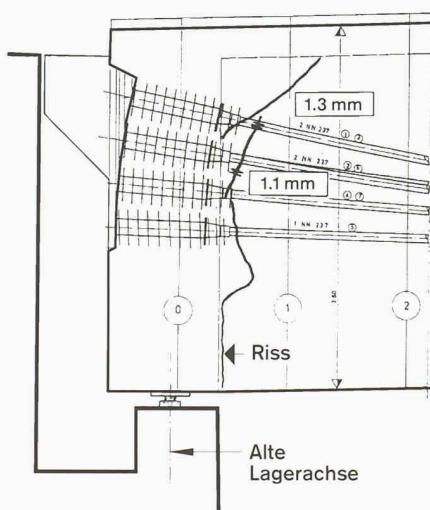
2
Bauwerksübersicht



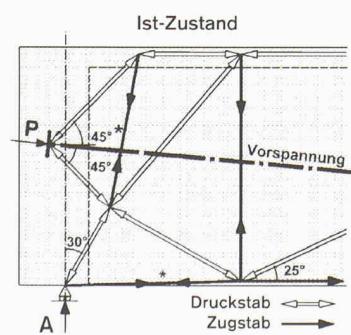


3
Hochwasserschutz im Bereich der Pfeiler LO 1 und RO 4

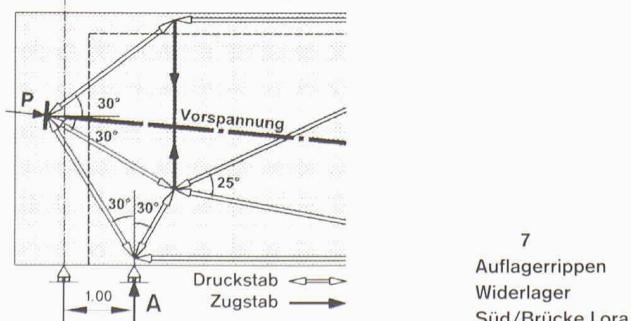
4
Risse in den Längsträgern



5
Statische Nachweise an Fachwerkmodellen



nach Instandsetzung



3,60 m einen Lagerüberstand von 0,60 m auf, und die Verankerungsbewehrung $4 \varnothing 18$ mm pro Steg reicht gemäss statischem Nachweis an einem Fachwerkmodell nicht aus, um die Auflagerkraft einwandfrei einzuleiten (Bild 5). Weil die Spannkabel Injektionsanker aufweisen, kann die Auflagerkraft nicht über die Ankerplatten abgegeben werden. Die Tragsicherheit am Trägerende ist deshalb nicht ausreichend.

Im weiteren sind beim Widerlager Nord der Schubwiderstand im Fundament und beim Widerlager Süd sowohl der Schubwiderstand als auch die Biegeträgsicherheit im Fundament ungenügend.

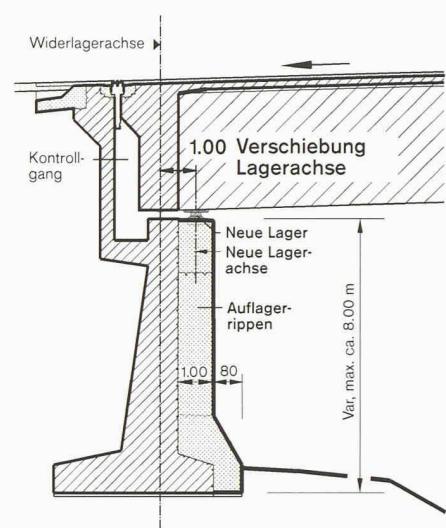
Lager

Die Zustandserfassung ergab, dass das Linienkippgleitlager auf dem Widerlager Nord (Lora) auf der Innenseite des Widerlagers total verrostet und funktionsuntüchtig war und sämtliche restlichen Lager ebenfalls mehr oder weniger stark angerostet waren. Die Lager müssen ersetzt werden.

Widerlager Süd

Die undichten Fahrbahnübergänge sowie die Exposition der Bauteile zur Kantonsstrasse hin (Sprühnebel) sind die Ursache für die sehr hohen Chloridwerte in der Widerlagermauer. Die mittlere Bewehrungsüberdeckung der Widerlagermauer beträgt $30 \text{ mm} \pm 4 \text{ mm}$.

Infolge der relativ geringen Bewehrungsüberdeckung konnten die freien Chloride im Beton die Passivschicht der Bewehrung zerstören. Dies führte mit der vorhandenen Feuchtigkeit zu Korrosion an der Bewehrung. Die Spitzstellen in der Widerlagermauer Lora zeigen eindeutige Korrosionserscheinungen an der Bewehrung (Korrosionsgrad 3 bis 4: rostig bis stark rostig mit geringem Materialabtrag).

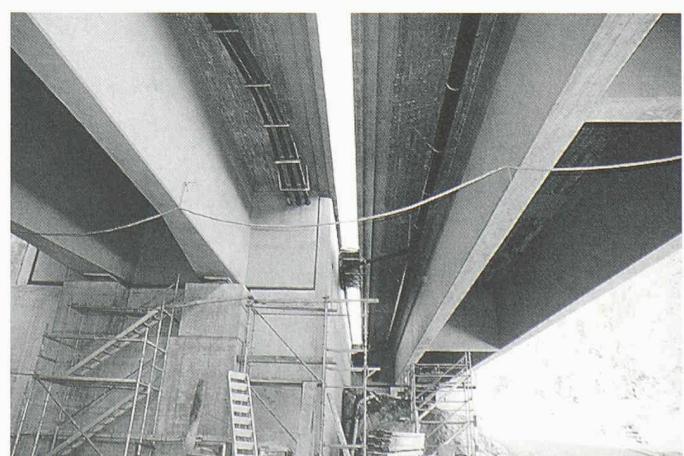


6
Massnahmen Widerlager Nord

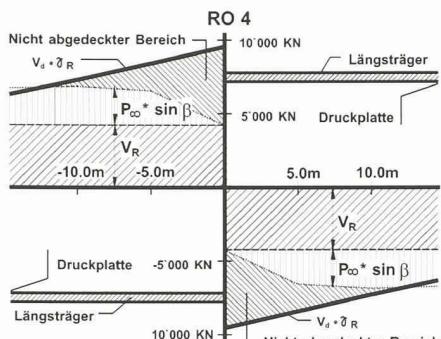
Massnahmen

Widerlager Nord: Um die Tragsicherheit im Bereich der Trägerenden zu erfüllen, wurden die Lager um einen Meter vorversetzt. Dadurch wird der untere Gurt des Längsträgers überdrückt, und die vorhandene Bügelbewehrung reicht gemäss Norm SIA 162 (1989) aus. Es waren keine weiteren Verstärkungsmaßnahmen an den Längsträgern notwendig. Dieses Vorversetzen der Lager erforderte jedoch das Vorbetonieren von Rippen sowie eine Verstärkung der Fundation (Bild 6).

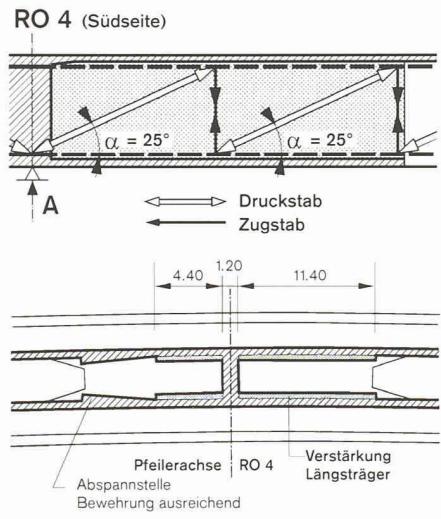
Widerlager Süd: Die für das Widerlager Nord beschriebenen Massnahmen mussten auch bei den Widerlagermauern Süd (Romeo und Lora) ausgeführt werden. Zusätzlich war auf der ganzen vorderen Widerlagerwand ein Betonabtrag bis 2 cm hinter die vorhandene Bewehrung vorzusehen, da dadurch der Beton mit erhöhter



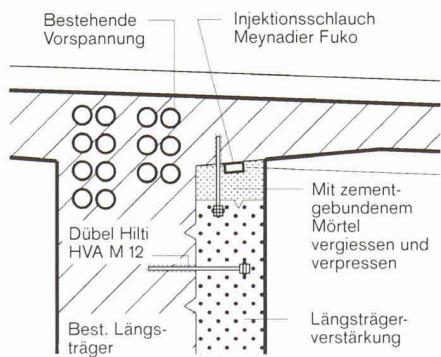
7
Auflagerrippen
Widerlager
Süd/Brücke Lora



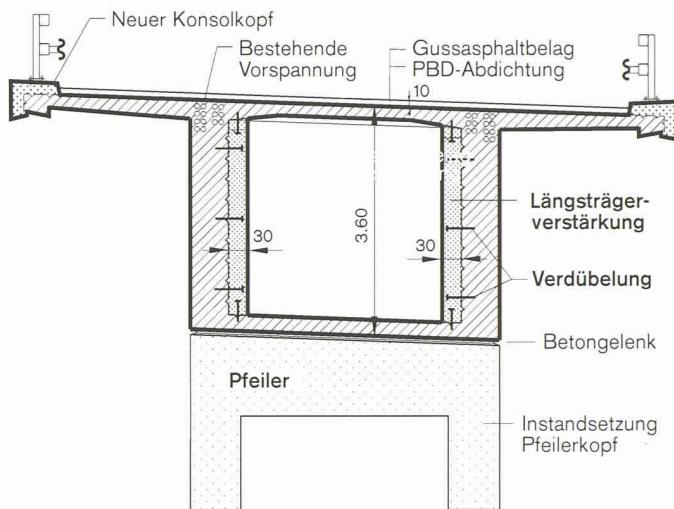
8 Schubdiagramm



9 Fachwerkmodell und Verstärkungsbereiche Pfeiler RO 4

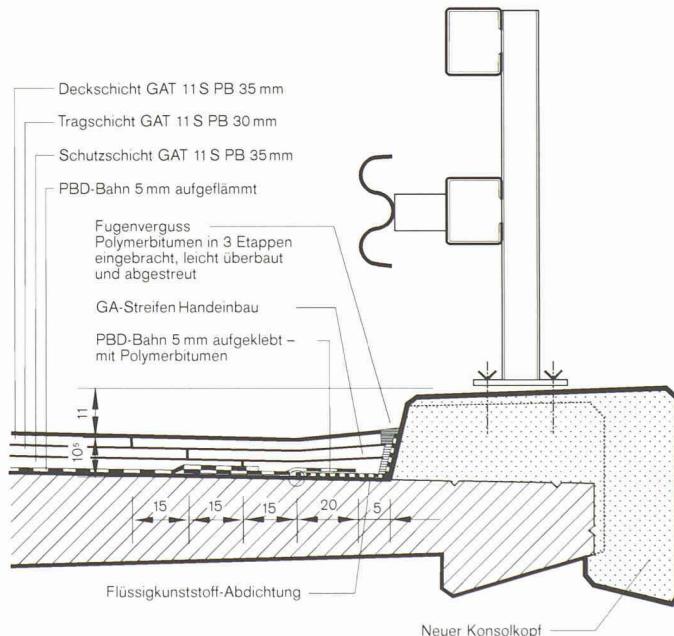


11 Längsträgerverstärkung/Anschluss an Fahrbahnplatte



10 Längsträgerverstärkungen

12 Belag und Abdichtung im Bereich der Brückenränder



tem Chloridgehalt entfernt werden konnte. Der Betonabtrag erfolgte aus statischen Gründen in fünf Etappen. Nach den Instandsetzungsarbeiten an den Widerlagern wurde in Anbetracht der Einwirkungen von der Kantonsstrasse her eine Versiegelung der Widerlagermauern Süd angebracht (Bild 7).

Längsträgerverstärkungen

Aus der statischen Überprüfung des Überbaus, basierend auf den Normen SIA 160 (1989) und SIA 162 (1993) sowie der SIA-Richtlinie 462, resultiert, dass mit der bestehenden Bügelbewehrung die erforderliche Schubtragsicherheit nicht erreicht wird.

Im Stützbereich ist die rechnerische Schubtragsicherheit der Längsträger an 10 von 12 massgebenden Bereichen eindeutig zu klein. In zwei Bereichen ist keine Verstärkung notwendig, weil die Längsträgerbewehrung infolge Aspannung der Vorspannung verstärkt ist. Besonders bei der Stütze LO 2 wird die geforderte Sicherheit nur zu etwa 60% erreicht. Die Bügelbewehrung musste hier um 120% verstärkt werden. Im Bereich der seitlichen Aspannstellen an den Längsträgern wurde die vorhandene Spaltbewehrung beim Nachweis der Schubtragsicherheit berücksichtigt.

Um die Tragreserven gemäss der neuen Norm SIA 162 (1993) voll aus-

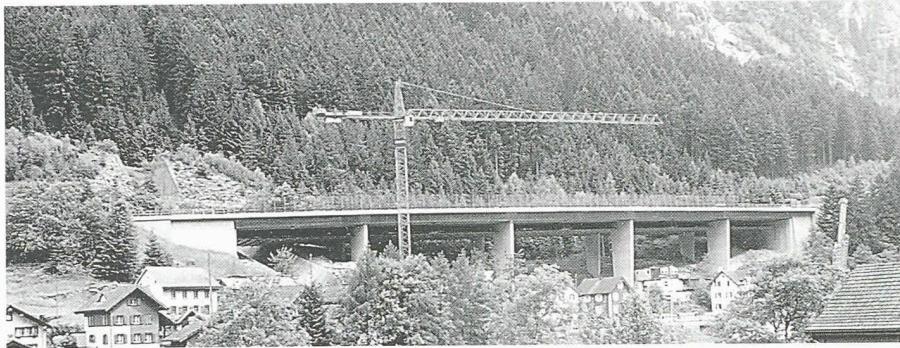
zunützen, wurden die Nachweise in Absprache mit dem Experten mit einem Neigungswinkel der Betondruckdiagonalen α von 25° gerechnet (Bilder 8 und 9).

Massnahmen

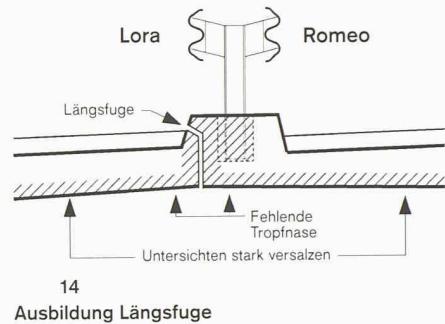
Die Längsträgerverstärkungen (Schubsicherung) bestehen aus 30 cm dicken Betonscheiben, die auf der Innenseite der Stege vorbetoniert werden. Diese Betonscheiben wurden mit der fehlenden Bügelbewehrung ausarmiert und mit den vorhandenen Stegen verdübelt (Bild 10).

Ausführung

Die Längsträgerverstärkungen wurden unter der Massnahme «M 1, reduziert»



13
Bauwerksübersicht



14
Ausbildung Längsfuge

im Jahre 1994 ausgeführt. Während der Arbeiten durfte der Verkehr auf der Brücke zu keinem Zeitpunkt eingeschränkt werden. Ursprünglich war vorgesehen, nur die kritischen Bereiche (RO5 und LO2) so auszuführen. Aufgrund der sehr günstigen Angebote wurden jedoch sämtliche Längsträger verstärkt.

Für den Zugang zu den lokalen Arbeitsstellen am Überbau musste ein Arbeitsgerüst erstellt werden. Das Hängergerüst wurde zwischen den Zwillingsbrücken angeordnet und mittels Traversen auf die bestehenden Konsolköpfe abgestützt. Im Bereich der Pfeiler waren zusätzliche lokale Gerüste für die Zugänge zu den Brückenkästen notwendig. Die Ausführung der Verstärkungsmassnahmen (HDW-Aufrauhen, Verdübelung, Bewehrung, Schalung und Betonieren) erfolgten ohne wesentliche Probleme.

Dem Anschluss der Längsträgerverstärkung an die Fahrbahnplatte musste besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden. Nachträglich bei der Spur Romeo durchgeführte Kontrollbohrungen ab OK Fahrbahnplatte haben die Tauglichkeit des gewählten Vorgehens bestätigt (Bild 11).

Abdichtung und Belag

Im Abschnitt Meitschlingen-Gurtnetzen wurde für die Brücken folgender Aufbau gewählt (Bild 12):

Abdichtung im Fahrbahnbereich: 5 mm starke PBD-Bahnen mit Trägereinlage, im Normalfall auf die mittels Kugelstrahlen gereinigte Betonoberfläche aufgeklebt.

Abdichtung in den Randbereichen: Flüssigkunststoff-Abdichtung im Übergang zu den Konsolköpfen auf mittels Sandstrahlen gereinigte Betonoberfläche, PBD-Bahnen mit polymermodifiziertem Heissbitumen aufgeklebt.

Gussasphaltbelag: Dreischichtig eingebrachter Gussasphalt mit einer mittleren

Gesamtstärke von 100 mm, bestehend aus Schutzschicht 35 mm, Ausgleichsschicht 30 mm und Deckschicht 35 mm.

Gussasphalt zeichnet sich gegenüber dem Walzaspalt dadurch aus, dass das hohlräumarm zusammengesetzte Mineralstoffgerüst aus Splitt, Sand und Filler mit Bitumen voll ausgefüllt, praktisch hohlräumfrei und somit dicht ist. Bei Verarbeitungstemperaturen von 220-230 °C ist der Gussasphalt giessfähig, streichbar und bedarf beim Einbau keiner Verdichtung. Nach Abstreuen der heißen Gussasphalt-oberfläche der Deckschicht und Abkühlen der Schicht liegt ein dichter, widerstandsfähiger und verkehrssicherer Brückenbelag vor.

Der Gussasphalt hatte besondere Anforderungen, unter anderem im Hinblick auf die Verformungsresistenz im Sommer (Steigung, langsamer Schwerverkehr) sowie auf die Sicherheit gegen Rissbildung im Winter (Witterung, Klimazone, thermisch induzierte Spannungen), zu erfüllen. Diese - bei Wärme und Kälte - konkurrierenden Anforderungen an die Eigenschaften des Gussasphalts erforderten für die Rezepturen im Rahmen der Eignungsprüfungen einen Optimierungsprozess in bisher nicht üblicher Art. Der Gussasphalt wurde durch Eingriffe in die Zusammensetzung (Bindemittelgehalt, Kornaufbau, Verwendung von polymermodifiziertem Bitumen, Zugabe von Naturasphalt) gezielt den speziellen Beanspruchungen aus Verkehr und Witterung angepasst.

Zum Nachweis der Eignung wurde über die Standarduntersuchungen hinaus ein neuartiges Prüfverfahren eingesetzt. Bei dem Prüfverfahren handelt es sich um dynamische Eindringschwellversuche mit ebenem Stempel zur Ansprache des Verformungswiderstands von Gussasphalt bei Wärme und um Abkühlversuche zur Ansprache der Kälteflexibilität und des Rissverhaltens bei Kälte. Diese Untersuchungen wurden in einem Institut für Material-

prüfung entwickelt und durchgeführt. Die Anwendung der neuen Prüfverfahren führte zu entscheidenden Verbesserungen der Qualität der Gussasphalte und damit zu einem dauerhaften Schutz der exporierten Brückenbauwerke.

Ausführung

Das Konzept der Fahrbahnabdichtung, die Ausbildung der Abdichtung in den Randbereichen sowie der Gussasphalt entsprechen grundsätzlich der bereits 1991-1993 im Abschnitt Amsteg-Meitschlingen gewählten Ausführung.

Für die Instandsetzungsarbeiten an den Fahrbahnen war ein halbseitiges Schutzzelt mit einer für den maschinellen Einbau der Gussasphalt-Schutz- und Ausgleichsschicht ausreichenden Lichthöhe vorgeschrieben. Die Arge Fellibrücke offerierte und erstellte ein über die volle Breite der Fahrbahn reichendes und die gesamte Brückenlänge umfassendes neuartiges Schutzzelt.

Die Flüssigkunststoff-Abdichtung der Brückenränder, die PBD-Bahnen und die maschinell eingebrachte Gussasphalt-Schutzschicht wurden in zwei Hälften erstellt. Ausgleichs- und Deckschicht wurden je in einem Tag auf voller Breite ebenfalls unter dem Schutzzelt eingebracht. Der Werkverkehr musste mit Ausnahme von einigen Tagen Unterbruch für den Einbau der Ausgleichs- und Deckschicht gewährt werden.

Die Abdichtungs- und Belagsarbeiten wurden durch den Subunternehmer gemäss Werkvertrag überwacht. Die Bauleitung führte die im Kontrollplan vorgeschriebenen Kontrollen durch.

Sämtliche verwendeten Produkte wurden geprüft. Vom eingebauten Gussasphalt wurden systematisch Proben für die Kontrollprüfungen und als Rückstellproben entnommen. Die Prüfergebnisse zeigten, dass die Korrelation zwischen statischer und dynamischer Eindringtiefe von verschiedenen Grössen abhängig ist.

Lehnenviadukt Gurtnellyen

Beim Objekt Lehnenviadukt Gurtnellyen wurden die mittigen Konsolplattenuntersichten infolge eines konzeptionellen Mangels sehr stark versalzen. Aufgrund zusätzlicher Untersuchungen und einer Risikobeurteilung konnte auf einen Abtrag des chloridhaltigen Betons verzichtet werden.

Die Zwillingsbrücken (Bild 13) waren nur durch eine 2 cm breite Längsfuge getrennt. Diese Fuge war – vermutlich seit Nutzungsbeginn – nicht dicht. Zudem fehlten Wassernasen an den Konsolplattenuntersichten Mitte (LO: Lora und RO: Romeo), so dass das durch die Längsfuge eindringende (Salz-)Wasser die Plattenuntersichten grossflächig erreichen konnte und eine erhebliche Chloridversalzung des Betons bewirkte (Bilder 14 und 15).

Bei der Zustandserfassung, bei der grundsätzlich alle wesentlichen Messungen und Untersuchungen vorgenommen wurden (Bewehrungsüberdeckung, Chloridproben, Potentialmessung, Spitzstellen) wurden die einzelnen Messungen jedoch nicht ausreichend korreliert; insbesondere konnte keine umfassende Aussage über den tatsächlichen Korrosionszustand der unteren Bewehrung gemacht werden. Ergänzende Zustandsabklärungen wurden damals vom Experten erst nach Montage des Arbeitsgerüsts empfohlen. Im Bauprojekt war ein Abtrag des versalzenen Betons und eine Reprofilierung mit Spritzbeton vorgesehen.

Während der Submission wurde in Absprache mit dem Bauherrn entschieden, bei der Brücke Lora anstelle des bisher vorgesehenen HDW-Abtrags und einer Reprofilierung mit Spritzbeton (aus Gründen der Substanzerhaltung) eine Variante mit kathodischem Korrosionsschutz in die Evaluation einzubeziehen.

Ergänzende Zustandserfassung

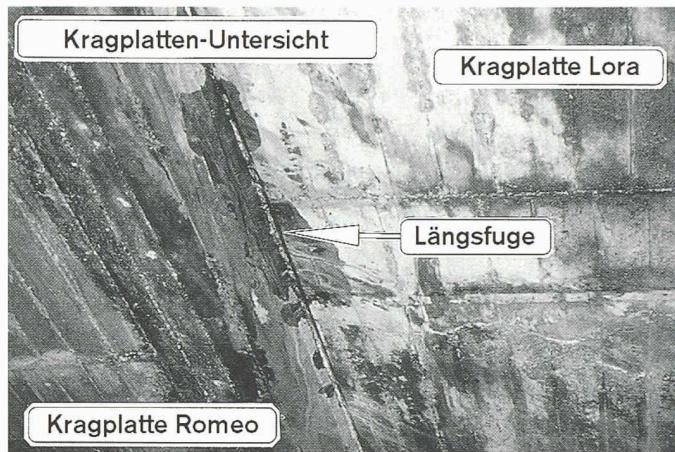
Im Rahmen der Ausführung wurde von den Experten eine ergänzende Zustandserfassung ab dem Arbeitsgerüst vorgeschlagen. Nebst Laboruntersuchungen und Potentialfeldmessungen wurden auch Kontrollfenster an der Plattenuntersicht angeordnet.

Zustandsbeurteilung

Aufgrund der neu gewonnenen Daten standen folgende Aspekte fest:

- Die Kragplattenuntersicht weist im allgemeinen auf Bewehrungsniveau recht hohe Chloridwerte auf.
- Aufgrund der Sondierfenster wurde aber an der Bewehrung im Normalfall keine nennenswerte Korrosion festgestellt.

15
Konsolplattenuntersichten



- Die mittlere Überdeckung der Bewehrung ist mit 40 mm sehr gross. Aufgrund dieser Tatsachen stand fest, dass kein nennenswerter Korrosionsprozess stattgefunden hatte, da offenbar nicht die hohen Chloridwerte, sondern die Feuchtigkeit massgebend war. Die Experten kamen zum Schluss, dass auch ohne Chloridenfernung davon ausgegangen werden kann, dass kein nennenswerter Korrosionsprozess mehr stattfinden wird, zumal die Bauteile durch das Ausbilden neuer Konsolköpfe trockengelegt werden. Die untere Bewehrung der Konsolplatten ist zudem von statisch sekundärer Bedeutung.

Massnahmen

Bei der Brücke Romeo wurde, durch den neuen Konsolkopf bedingt, ein rund 80 cm breiter Plattenstreifen abgebrochen, womit der am stärksten versalzene Bereich

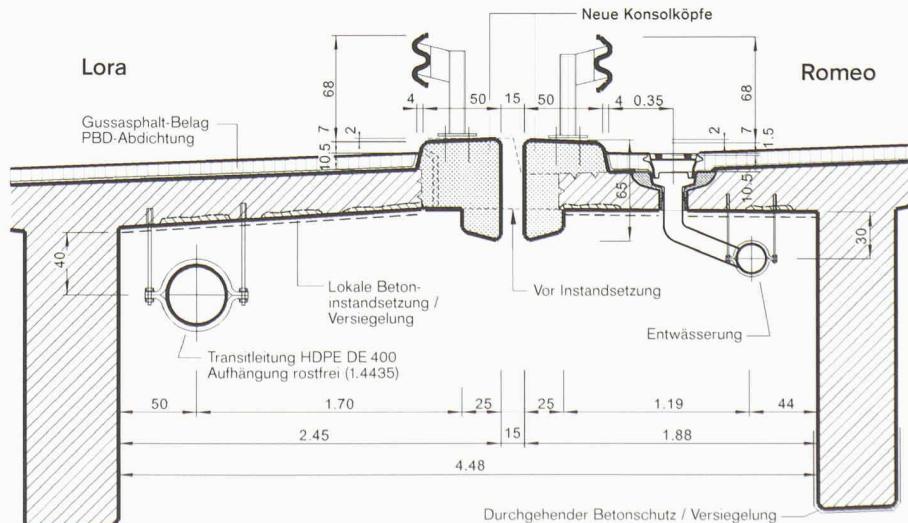
entfernt war. In den restlichen Bereichen der mittigen Konsolplattenuntersichten wurde auf eine Entfernung des versalzenen Betons verzichtet (Bild 16).

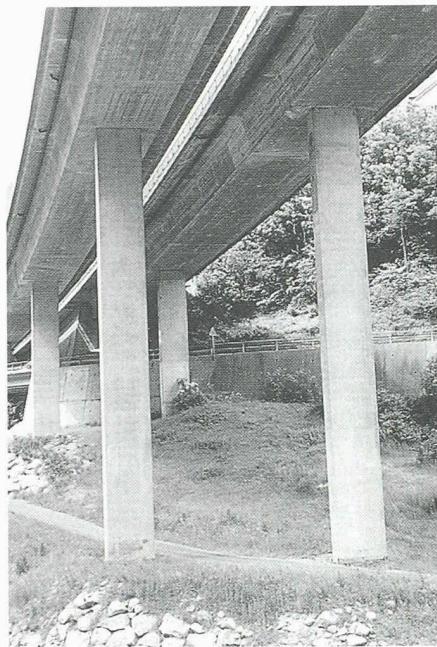
Die Instandsetzung umfasste schliesslich folgende Arbeiten:

- Eliminierung lokaler Fehlstellen, z.B. Belagsentwässerungsrohrchen
- Reprofilierung von Spitzstellen und der Kontrollfenster mit anschliessend aufgebrachtem Feinspachtel und lokaler Versiegelung
- Vollflächige Versiegelung (exkl. Flächenspachtelung) der restlichen Flächen

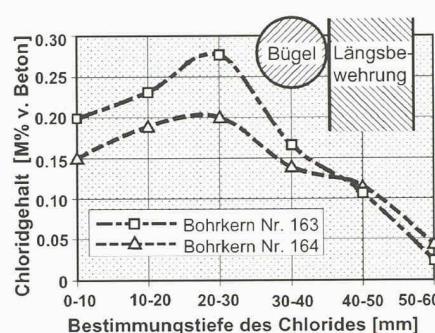
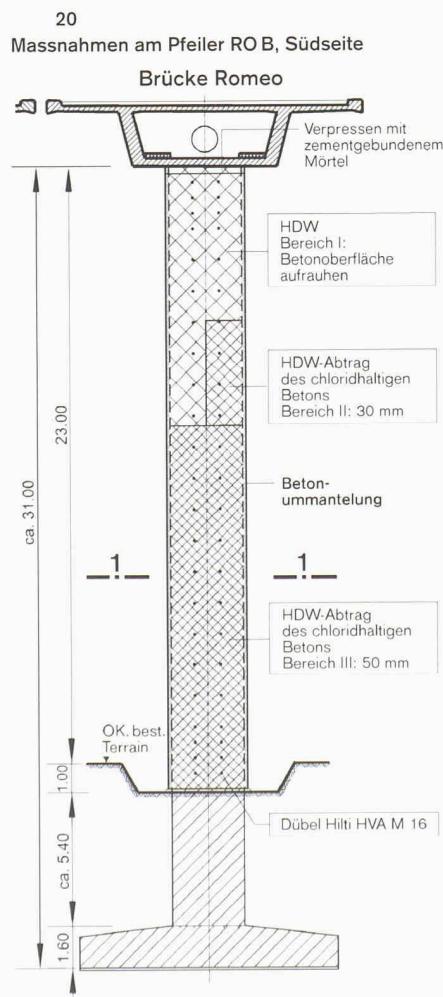
Vor dem Aufbringen der vollflächigen Versiegelung (Dünnbeschichtung) wurden an einer Musterfläche Potentialmessungen durchgeführt. Die Messungen bestätigten, dass die Potentiale durch die Versiegelung nicht wesentlich beeinflusst werden.

16
Massnahmen im Bereich der Längsfuge und an den Konsolplatten

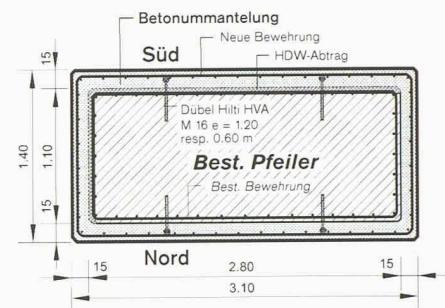




17
Ansichten der Pfeiler der Spur Lora (links) und der Spur Romeo (rechts)



18
Chloridprofile auf der Südseite des Pfeilers RO B. Bohrkernentnahme rund 16 bzw. 20 m ab UK-Druckplatte



19
Pfeilerquerschnitt mit Betonummantelung
d=15 cm

Reussbrücke Wassen

Die ehemalige Freifallentwässerung der Reussbrücke Wassen (Objekt 412) verursachte die 1994 festgestellten Korrosionsschäden an der Bewehrung der vier Reusspfeiler.

Bauwerksbeschrieb

Die Reussbrücke Wassen überquert die Reuss in einer Höhe von rund 30 Metern. Die Länge der Brücke Romeo beträgt 192 m, diejenige der Brücke Lora 232 m. Die Brücken sind als einzellige Hohlkästen mit konstanter Höhe ausgebildet und in Längsrichtung schwimmend gelagert. Das statische System entspricht einem Durchlaufträger.

Die Brücke Lora wurde nach dem verheerenden Unwetter vom August 1987, bei dem ein Pfeilerfundament unterspült worden war, während der Jahre 1987 bis 1989 rekonstruiert. Gleichzeitig wurden folgende Massnahmen an den Brücken ausgeführt:

- Verstärkung der Druckplatten über den Pfeilern
- Ableitung des Fahrbahnwassers in einer neu erstellten Längsleitung
- Instandsetzung Belag und Abdichtung sowie Brückenränder (nur Brücke Lora)

Zustandserfassung Pfeiler, 1994

Die 1993 entdeckten Hohlstellen auf der Südseite der Reusspfeiler der Brücke Romeo gaben Anlass, deren Ursache mittels zusätzlicher Untersuchungen abzuklären. Im Herbst 1994 wurden Potentialmessungen an den durch die Freifallentwässerung betroffenen Pfeilern durchgeführt. Es wurden im weiteren Bohrkerne entnommen, um den Beton auf Chloride hin zu untersuchen. Zudem wurde die Bewehrung in Spitzstellen visuell auf Korrosion hin überprüft. Die untersuchten Pfeiler wiesen auf der Südseite und auf der

Seite der ehemaligen Freifallentwässerung Korrosionsherde auf. Der Beton liess zum Teil stark erhöhte Chloridgehalte im Bereich der Bewehrung erkennen (Bild 18). Die Bewehrung in den Spitzstellen zeigte eindeutige Spuren von Lochfrass. Um die Tragsicherheit und die Dauerhaftigkeit innerhalb der geforderten Restnutzungsdauer zu gewährleisten, mussten Massnahmen ergriffen werden.

Am Bau Beteiligte

Experten

Prof. Dr. Dr. h. c. C. Menn, Chur (Statik)
Prof. Dr. H. Böhni, ETH Zürich, IBWK (Korrosion)

Berater

Prof. Dr. K. Schellenberg, Rottweil (Gussasphaltbelag)

Projektierung und Bauleitung
Ernst Winkler + Partner AG, Altdorf/Effretikon

Hochwasserschutz

EWE Electrowatt Engineering, Zürich
Bauausführung

■ Objekt 407 Reussbrücke Felli
Arge Valentin Sicher AG, Gurtmellen, Kalbermatter GmbH, Wassen
Instandsetzung Brücke: Arge Fellibrücke: AG Conrad Zschokke, Zürich, Bau AG, Erstfeld, Urbag AG, Schattdorf, Kopp AG, Luzern, Murer AG, Erstfeld

Kontrollstege: Griesemer AG, Altdorf
Erdbebensicherung: Schlosserei Trögli AG, Altdorf

Schutzdächer: Bameco AG, Embrach

Hochwasserschutz: Bau AG, Erstfeld, Urbag AG, Schattdorf, Murer AG, Erstfeld

■ Objekt 409 Lehnenviadukt Gurtmellen
Arge Lehnenviadukt Gurtmellen: Spaltenstein H+T AG, Zürich, Gebr. Brun AG, Altdorf, A. Infanger AG, Flüelen, Kalbermatter GmbH, Wassen, Valentin Sicher AG, Gurtmellen, A. Strub + Co., Göschenen

Kontrollstege: Oskar Epp AG, Erstfeld

Erdbebensicherung: Infanger Technik AG, Erstfeld

Schneefanggitter: Griesemer AG, Altdorf

■ Objekt 412 Reussbrücke Wassen
Arge Reussbrücke Wassen: Walker-Porr AG, Altdorf, Walo Bertschinger AG, Altdorf, CST SA, Biasca

Massnahmen, 1997

In einer ersten Phase wurden Instandsetzungsvarianten ausgearbeitet. Die Massnahmen mussten die von der Bauherrschaft formulierten Zielsetzungen erfüllen. Folgende vier Varianten wurden näher untersucht:

- Betonabtrag und Reprofilierung mit Spritzbeton
- Betonabtrag und Betonummantelung

Kathodischer Korrosionsschutz

Elektrochemische Chloridentfernung

Nach eingehender Abwägung der Vor- und Nachteile der einzelnen Instandsetzungsverfahren entschieden sich die Beteiligten dafür, den chloridhaltigen Beton zu entfernen und die Pfeiler mit Beton auf der ganzen Höhe zu ummanteln (Bilder 19 und 20).

Adresse der Verfasser:

Rudolf Vögeli, dipl. Bauing. ETH SIA, Hugo Moretti, dipl. Bauing. HTL, Manuel Schmid, dipl. Bauing. ETH SIA, Ernst Winkler + Partner AG, Rikonerstrasse 4, 8307 Effretikon

Christian Menn, Chur

Ermittlung und Beurteilung der Bewehrungskorrosion

Korrosionsprobleme bei Stahlbetontragwerken wurden lange Zeit vernachlässigt. Es wurde angenommen, dass Bewehrungskorrosion mit expositionsabhängiger Dicke der Betonüberdeckung der Bewehrung, mit Rissverteilung und Rissbreitenbeschränkung vollständig vermieden werden könnte. Inzwischen weiß man aber, dass damit ein dauerhaftes Verhalten von Stahlbeton nicht gewährleistet werden kann. Gravierende Schäden (vor allem infolge Salzeinwirkung), aufwendige Zustandserfassungen und sehr teure Instandsetzungsarbeiten rückten deshalb in den letzten Jahren die Probleme der Bewehrungskorrosion immer mehr in den Vordergrund.

Vor 40 Jahren glaubte man, die Sicherheit und das Verhalten eines Bauwerks sei um so besser, je genauer die Spannungen ermittelt würden. Man wollte sich nicht mehr nur auf die seit Mörsch bekannten Eckwerte der Eisenbetonbauweise «Gleichgewicht und Fachwerk analogie» verlassen und begnügte sich auch nicht mit einer Weiterentwicklung dieser einfachen Bemessungsgrundlagen. Auf der axiomatischen Voraussetzung elastischen Materialverhaltens (Elastizitätstheorie) wurden für Stab- und Flächentragwerke infolge Last, Zwang und Vorspannung (und unter Berücksichtigung von Schwinden und Kriechen) exakte Lösungen und Spannungen berechnet. Seit der Bemessung auf Tragsicherheit dienen solche Berechnungen (jedenfalls bei den meisten Ingenieuren) jedoch höchstens noch als Orientierungshilfen; man hat gelernt, dass bei erfülltem Gleichgewicht und einer generell

len Überprüfung des elastischen Verhaltens im Gebrauchszustand keine statischen Nachteile zu erwarten sind. Unzählige nicht vorhersehbare Sekundäreinwirkungen insbesondere aus der Bauausführung bewirken, dass vermeintlich genaue Spannungsberechnungen ohnehin immer illusorisch sind. Andererseits muss nun aber die Dauerhaftigkeit vor allem mit konstruktiven Massnahmen gewährleistet werden, und bei Schäden und Instandsetzungsarbeiten müssen Ausmass und Auswirkung der Korrosion rechnerisch überprüft werden.

Auch bei der Untersuchung von Korrosionsproblemen gibt es zwei wichtige Eckwerte: die Depassivierung und die Korrosionsgeschwindigkeit. Unter Depassivierung versteht man die Beschädigung oder Zerstörung des Passivfilms auf der Bewehrung. Dadurch wird es möglich, dass der Korrosionsprozess (bei ausreichender Betonfeuchtigkeit und -porosität und genügendem Sauerstoffzutritt zur Bewehrung) überhaupt einsetzen kann. Als Korrosionsgeschwindigkeit wird der durchschnittliche Gewichts- oder Querschnittsverlust pro Zeiteinheit bezeichnet. Diese Eckwerte sind qualitativ seit einiger Zeit bekannt; aber wie beim Bemessungsproblem bemüht man sich heute nicht nur um ein vertieftes Verständnis dieser Grundlagen, man setzt sich offenbar das Ziel, genaue Lösungen für die Korrosionsvorgänge zu erarbeiten. Dies zeigen Sätze aus wissenschaftlichen Arbeiten wie z.B.: «Die Korrosionsgeschwindigkeiten sind momentane Werte, welche mit den Einwirkungen der Umwelt (Temperatur, Feuchtigkeit) schwanken. Für eine Lebensdauerberechnung bzw. Abschätzung des Zeitpunkts einer Instandsetzung sind jedoch gewichtete Angaben über den

Querschnittsverlust pro Jahr erforderlich.» Mit Blick auf die grosse Streuung der für die Depassivierung und Korrosionsgeschwindigkeit primär massgebenden Parameter Betondeckung, Karbonatisierungstiefe, Chloridgehalt, Dynamik des Feuchtigkeitsprofils im Beton, Betonporosität, Sauerstoffangebot, Temperatur usw. dürfte eine einigermassen zuverlässige Prognostizierung des Querschnittsverlusts genau so unzuverlässig und illusorisch sein wie eine exakte Spannungsberechnung; ganz abgesehen davon, dass oft auch noch zeitabhängig wirksame Parameteränderungen durch Instandsetzungsarbeiten und Betonschutzmassnahmen zu berücksichtigen wären. Schliesslich müsste auch noch die Bewehrungsverteilung und die in einem künftigen Zeitpunkt zulässige Sicherheitseinbusse berücksichtigt werden, und die Grundlage dieser ausufernden Ermittlungen wäre eine entsprechend umfangreiche und aufwendige Zustandserfassung.

Es dürfte deshalb viel effizienter sein, von einer einfachen, die Korrosionseckwerte berücksichtigenden Methodik auszugehen und die Unschärfe dieser Methodik aufgrund gezielter wissenschaftlicher Untersuchungen abzubauen.

Konzept für die Beurteilung der Bewehrungskorrosion

In der Regel ist es nicht so, dass die Bewehrung eines Bauwerks oder eines Bau Teils rostet oder nicht rostet. Wegen der starken Streuung der Parameterwerte rostet im allgemeinen nur ein Teil der Bewehrung.

Die Ermittlung und Beurteilung der Bewehrungskorrosion ist deshalb mit Blick auf die ursächlichen, relativ stark streuenden und interdependenten Parameter ein probabilistisches Problem, das nicht im Sinne von zulässigen bzw. unzulässigen Parameterwerten gelöst werden kann.