

Externe Vorspannung ohne Verbund: der Viadotto Preonzo-Claro

Autor(en): **Vogel, Thomas / Heer, Kurt**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **107 (1989)**

Heft 48

PDF erstellt am: **17.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-77213>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Die Formen können je nach Losgrösse und Anspruch an das fertige Teil aus Holz, Kunstharz, Siliconkautschuk oder Metall hergestellt werden.

Der moderne Werkstoff Polymerbeton konnte hier aus Zeit- und Platzgründen

Selbstverständlich gibt es darüber hinaus noch weitere Harze bzw. Modifikationen, die bei der Auswahl der Werkstoffe noch herangezogen werden können.

Andere Reaktionsharztypen werden wegen ihrer interessanten Eigenschaften für den Polymerbetonmarkt weiterentwickelt. So befinden sich z. B. vielversprechende Zweikomponenten-

Auf dem UP-Harzsektor werden weitere schrumpfarm härtende Modifikationen sowie interessante schäumbare Systeme getestet.

Adresse des Verfassers: Dipl. Ing. Heinz
Brink, Scheuermattweg 29, 3043 Uetzingen.

Der Viadotto Preonzo-Claro

Zwischen Biasca und Bellinzona wurde kürzlich eine Strassenbrücke eröffnet, die bezüglich der Vorspannung neue Wege geht. Die Spannungsglieder sind nicht wie üblich in den Stegen einbetoniert und injiziert, sondern trapezförmig im Hohlkasten geführt und gefettet. Sie sind somit kontrollier-, nachspann- und auswechselbar. Nach einer Begründung des Vorgehens werden konstruktive Details, statische Aspekte, Wirtschaftlichkeit und Erfahrungen der Baustelle beschrieben.

Im Rahmen des Baus der N2 zwischen Biasca und Bellinzona musste die Ortsverbindungsstrasse Preonzo-Claro neu

VON THOMAS VOGEL UND
KURT HEER,
ZÜRICH

trassiert werden. Dabei waren sowohl die N2 zu überqueren, eine alte Stahlbrücke über den Fluss Ticino zu ersetzen als auch die angrenzende Ebene für eventuelle Geleiseanlagen sowie das

Trassee der Gotthardbasislinie freizuhalten. Es resultierte eine im Grundriss gerade Strassenbrücke mit Regelspannweiten von 42,50 m und einer Hauptspannweite von 62,50 m über dem Ticino.

In engen Kontakten zwischen Bauherrschaft, Projektverfasser und Vorspannfirma entstand die Idee, parallel zu einer konventionellen Variante eine solche mit aussenliegender Vorspannung zu studieren. Dabei sollte Erfahrung auf einem Gebiet gesammelt werden, das neue Wege bezüglich Bauwerkskontrolle und Bauwerksunterhalt erschliesst.

Konventionelle Spannbetonbrücken

Der konventionelle Spannbeton-Brückenbau in der Schweiz hat einen maximalen Schutz der Spannglieder zum Ziel, indem diese – meist in den Stegen – einbetoniert und injiziert werden. Wenn in der Projektierung die Querschnittsabmessungen nicht zu knapp gehalten und die konstruktiven Detailprobleme erkannt und gelöst werden, haben solche Bauwerke die Chance einer hohen Lebenserwartung. In der Ausführung hingegen sind die Injektionsarbeiten entscheidend. Sie können sehr gut ausgeführt sein; andererseits sind sie weder kontrollierbar noch korrigierbar. Im Unterhalt kann über Zustand der Spannglieder bezüglich Korrosion und Vorspannkraft praktisch nichts ausgesagt werden. Auch sind sie bei erkannten Mängeln weder nachspannbar noch auswechselbar.

Pflichtenheft für eine Versuchsbrücke mit externer Vorspannung

Obige Analyse führte zum Versuch, den Spiess umzukehren und das

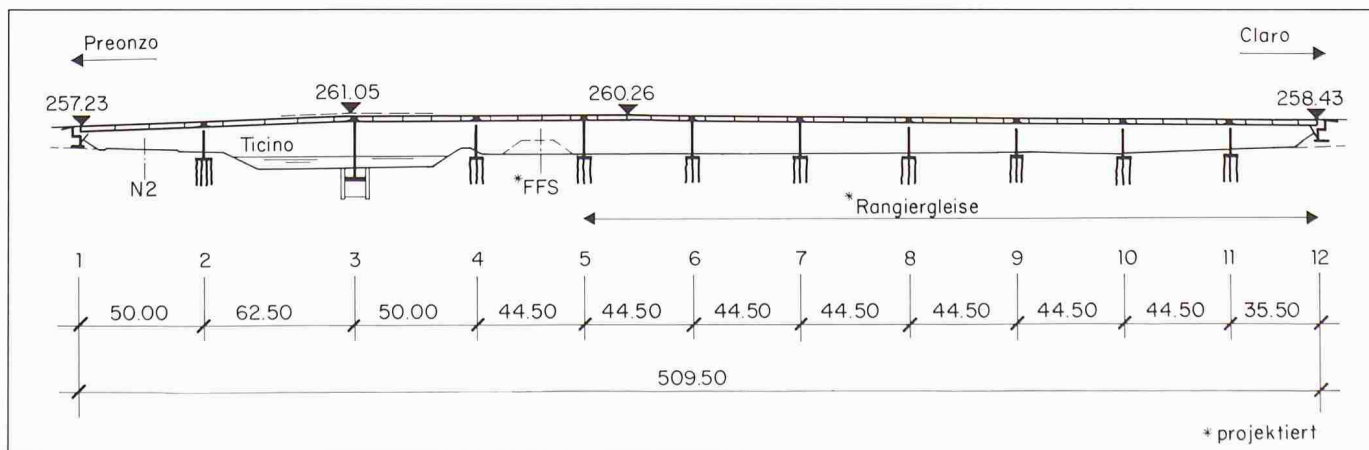


Bild 1. Längsschnitt

Schwergewicht auf die Kontrollierbarkeit und Auswechselbarkeit der Kabel zu legen. Daraus folgte das nachstehende Pflichtenheft für eine Variante mit externer Vorspannung:

- Die Spannglieder sollten jederzeit optisch kontrollierbar sein. Ausserdem muss die Vorspannkraft direkt gemessen werden können.
- Die Spannglieder müssen auswechselbar sein, wenn möglich sogar zerstörungsfrei, so dass sie nach einer Prüfung im Labor wieder eingebaut werden können.
- Das gewählte Konzept muss über die ganze Brücke durchgezogen werden können.
Es ist somit nicht erwünscht, nur einzelne Spannweiten extern vorzuspannen oder für die Hauptspannweite Zusatzkabel in die Stege einzulegen.
- Das äussere Erscheinungsbild der Brücke (Hohlkasten mit senkrechten Stegen) soll unverändert bleiben.

Die zerstörungsfreie Auswechselbarkeit (Bedingung 2) ist eine einschneidende Bedingung, deren Berechtigung für weitere Bauwerke neu zu überprüfen wäre.

Bedingung 4 ergab sich daraus, dass ungeachtet des Variantenentscheides für den Überbau die Pfeiler und Widerlager bereits erstellt werden sollten.

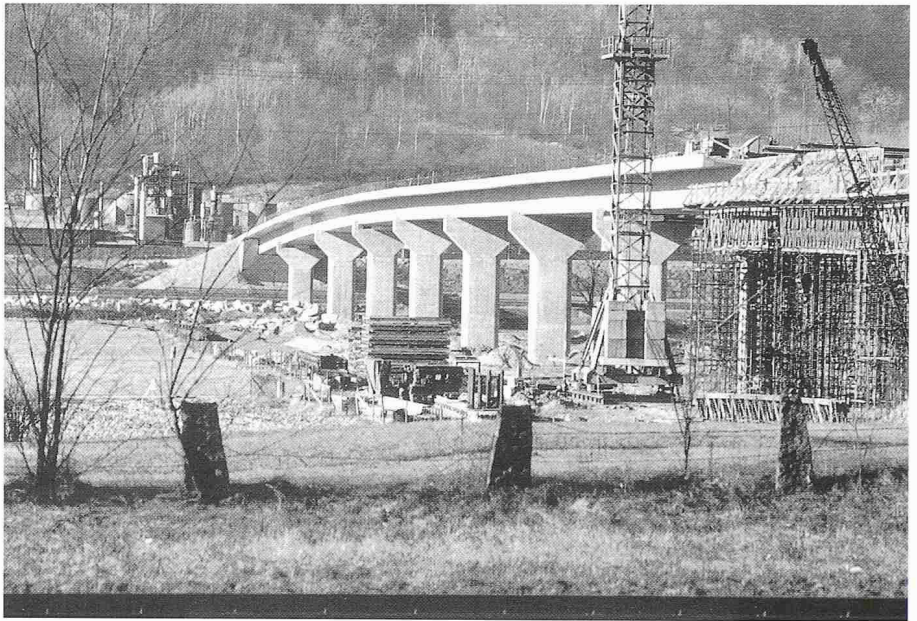


Bild 2. Ansicht der Brücke im Bauzustand aus Richtung Claro (Januar 1989)

Beschrieb des Bauwerks

Die Hauptabmessungen der Brücke sind aus dem Längsschnitt (Bild 1) ersichtlich.

Fundation

Der Baugrund, unter einer Sandschicht von einigen Metern Mächtigkeit, ist an sich gut, aber nicht vorbelastet (Scho-

ter des Ticino). Es wurden folgende Fundationen gewählt:

Widerlager – Flachfundation nach Vorbelastung des Baugrundes

Flusspfeiler 3 – Flachfundation unterhalb Flusssohle. Schacht aus Jetting-Pfählen. Jetting-Propfen unterhalb Fundament zur Auftriebssicherung.

Übrige Pfeiler – 14 bis 18 Ortsbeton-Vi-

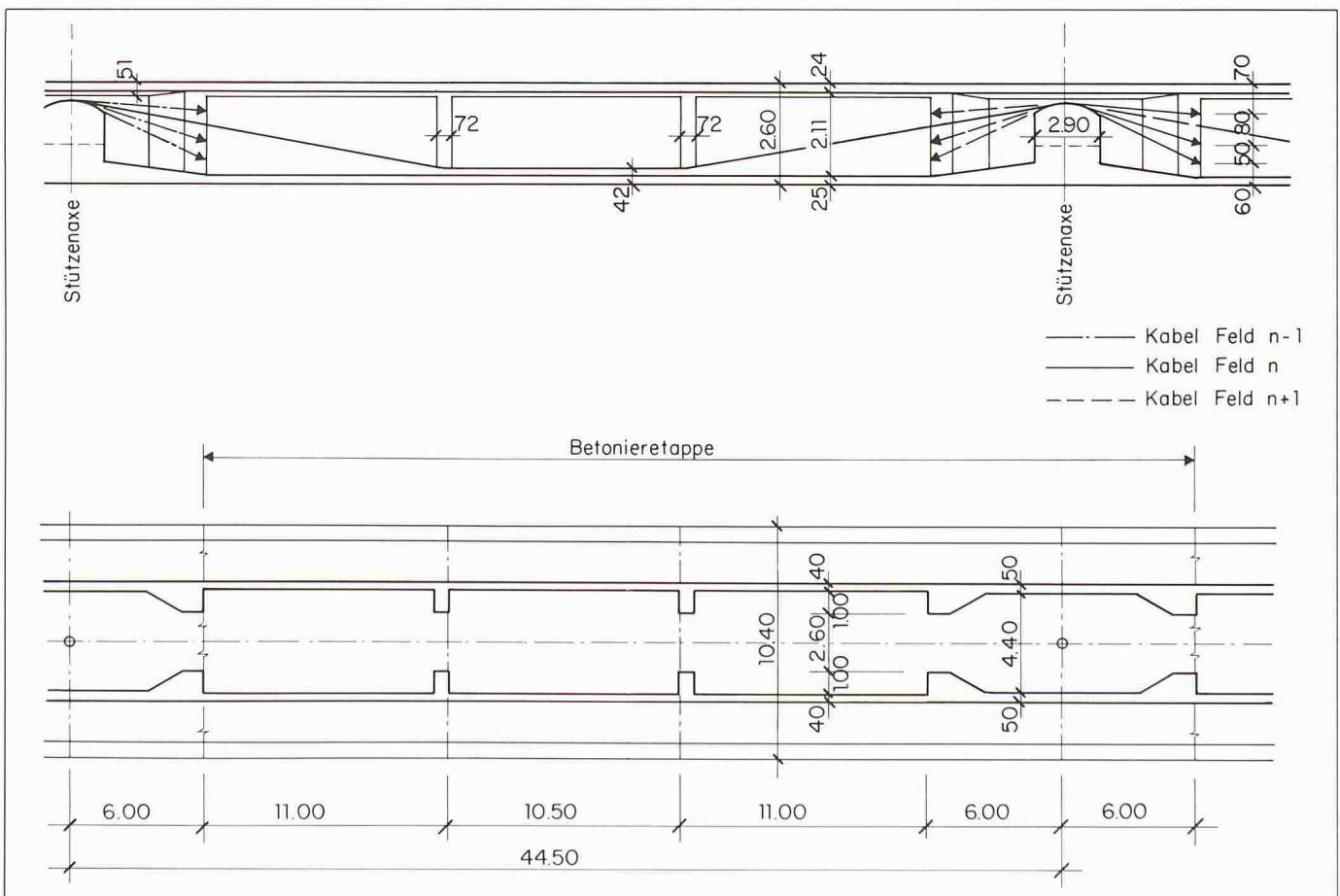


Bild 3. Längsschnitt und Grundriss eines Normalfeldes mit Kabelanordnung und Lage der Umlenksättel und Abspannstellen

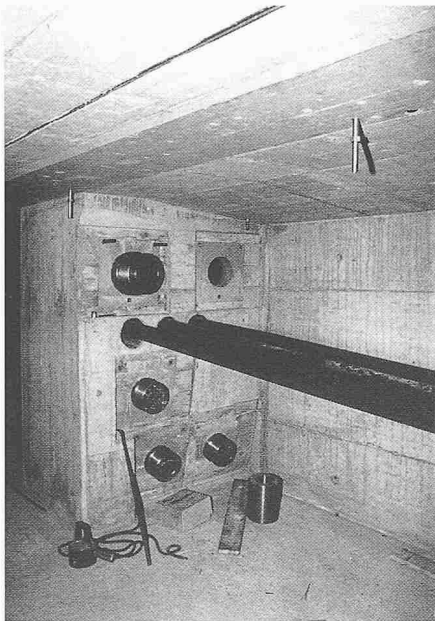


Bild 4. Abspannstelle im Brückenkasten

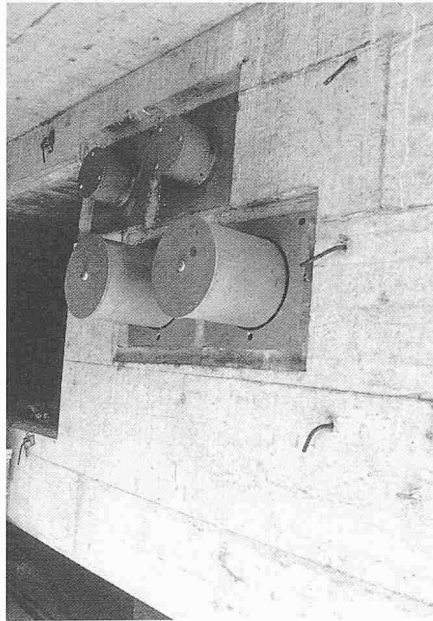


Bild 5. Abspannstelle beim Widerlager Preonzo mit Schutzhauben für die Ankerkörper

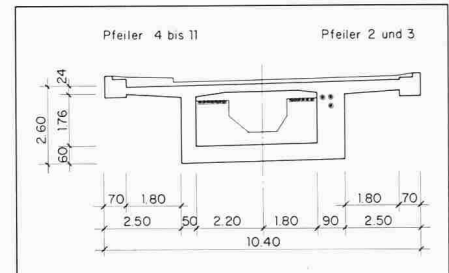


Bild 6. Querschnitt über den Stützen mit Kabelumlenksätteln

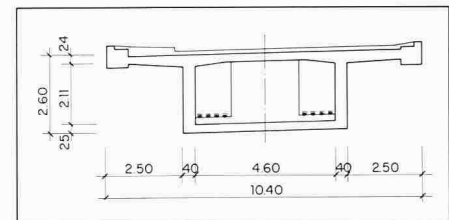


Bild 7. Querschnitt im Feld mit Kabelumlenksätteln

brierpfähle $\varnothing$ 65 cm pro Pfeilerfundament (Unternehmervariante)

Pfeiler und horizontale Stabilisierung

Die Pfeiler müssen einerseits die Anprallkräfte im Bereich der zukünftigen Geleisanlagen aufnehmen, andererseits im Bereich des Ticino hydraulisch günstig geformt sein. Daraus ergab sich ein ovaler Querschnitt des Pfeilerschaftes.

Die Ausbildung des Pfeilerkopfes als Hammerkopf entspricht einem Wunsch der Bauherrschaft (Bild 2).

Die Brücke ist schwimmend gelagert mit dem Bewegungszentrum zwischen den Pfeilern 6 und 7.

Die Pfeiler 3, 5, 6 und 7 sind monolithisch mit dem Überbau verbunden. Die Pfeiler 4, 8, 9 und 10 weisen Kipplager, die Pfeiler 2 und 11 sowie die beiden Widerlager Rollenlager auf.

Vorspannung

Alle Kabel werden im Hohlkasten trapezförmig über eine Spannweite geführt und in den Nachbarfeldern 6,0–8,5 m hinter der Stützenachse verankert. Daraus ergeben sich maximale Kabellängen von 77,5 m (Bild 3).

Die Umlenkung geschieht generell mit einem Radius von 5,0 m; über den Stützen über Querträger von 2,90 m Breite, im Feld durch Stützscheiben ca. in den Drittelpunkten zwischen den Verankerungsstellen. In den Umlenkpunkten werden die Kabel durch U-förmige Rinnen geführt.

Es werden folgende Kabeleinheiten verwendet:

Feld	Anzahl	Kabeltyp	Aufbau
1–2	8	4600 kN	102 $\varnothing$ 7 mm
2–3	10	4600 kN	102 $\varnothing$ 7 mm
3–4	8	4600 kN	102 $\varnothing$ 7 mm
4–5 bis 10–11	6	3700 kN	78 $\varnothing$ 7 mm
11–12	4	3700 kN	78 $\varnothing$ 7 mm

Durch die Überlappungen in den Stützenbereichen ergeben sich 18 Kabel über den Stützen 2 und 3, die nicht mehr alle in einer Lage im Hohlkasten Platz finden. Es werden deshalb dort einzelne Kabel im Stützenbereich in den Stegen doppel verrohrt geführt. Somit ist für total 8 Kabel die zerstörungsfreie Auswechselbarkeit nicht mehr gegeben.

Die Verankerungen sind in einem Abspannblock so angeordnet, dass sich minimale horizontale Ablenkung ergeben (Bilder 4 und 5).

Überbau

Angesichts der vielen Neuerungen im Bereich der Vorspannung wurden die Betonabmessungen von Stegen, Druckplatte, Umlenk- und Abspannstellen eher grosszügig gewählt. Der Stützenquerschnitt (Bild 6) zeichnet sich nebst der Druckplattenverstärkung durch Stege von 90 cm Breite über den Stützen 2 und 3 bzw. 50 cm Breite über den übrigen Stützen aus. Ausserhalb der Abspannblöcke, d.h. im Feldbereich, weisen die Stege eine Stärke von 40 cm auf (Bild 7).

Bauvorgang

Die Brücke wurde feldweise auf einem Lehrgerüst erstellt. Um den Trogquerschnitt insbesondere im Bereich der

Umlenkpunkte nicht ungünstig zu beanspruchen, wurde das Lehrgerüst auf die gesamte Überbaulast dimensioniert und erst nach vollständiger Vorspannung einer Etappe abgesenkt. Der Einbau der Kabel wird in [1] detailliert beschrieben.

Beschrieb der Kabel und Umlenksättel

Kabel

Die Spannkabel für die externe Vorspannung entsprechen in den Einzelteilen den BBRV-Normkabeln vom Typ 3700 resp. 4600. Anstelle von Stahlwellrohren wurden glatte Hartpolyäthylenrohre verwendet. Um die Menge der (teuren) Injektionsmasse möglichst klein zu halten, wurden extrem kleine Hüllrohrdurchmesser verwendet. Die 78 Drähte $\varnothing$ 7 mm des Kabeltyps 3700 liegen in Hüllrohren mit $\varnothing a/\varnothing i = 90/79,8$ mm, die 102 $\varnothing$ 7 mm des Kabeltyps 4600 in Rohren mit $\varnothing a/\varnothing i = 100/89$ mm. Für beide Kabeltypen ergibt sich damit ein Völligkeitsgrad von ca. 0,6 (A Spanndraht/A Innen).

Die PE-Rohre wurden aus 12 m langen Einzelstücken mit Spiegelschweissungen zur erforderlichen Gesamtlänge zusammengeschweisst. An den Kabelenden bildet ein PE-Teleskoprohr den Übergang zu den Verankerungen. Die Enden der Teleskoprohre sind dicht am Verankerungsgrundkörper angeschlossen; der Übergang zum Normaldurchmesser ist mit einer Elektrobandschweissung abgedichtet.

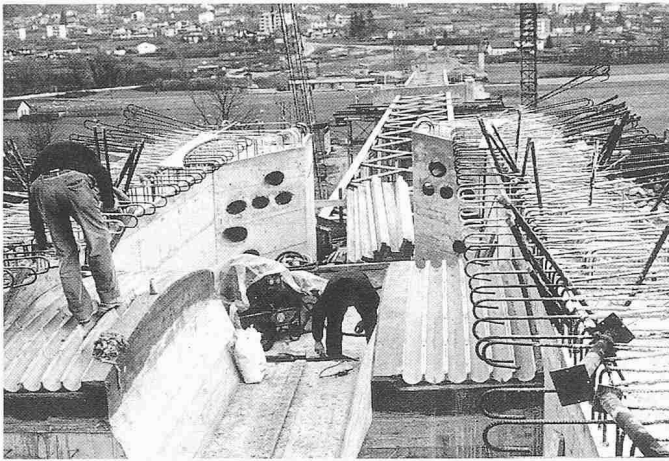


Bild 8. Umlenksättel für die Spannkabel über den Stützen, im Hintergrund Abspannblöcke mit Aussparungsrohren für die Kabeldurchführungen

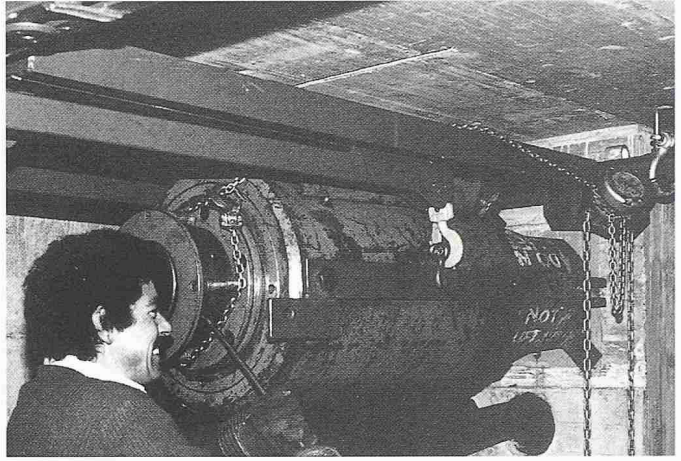


Bild 9. Spannpresse mit Hebevorrückung

Verankerungen

Beide Verankerungen der Kabel sind spannbar. Dabei ist eine der Verankerungen – im Prinzip eine BBRV-Verankerung Typ A – nur für kleine Spannwege ausgelegt. Die Platzverhältnisse an den Abspannblöcken verunmöglichen an den unteren Abspannstellen den Einsatz normaler Spannpressen. Die Kabel wurden deshalb einseitig in zwei Etappen von 50% und 100% auf die erforderliche Kraft gespannt und die Gegenseite wurde mit einer gedruckten Spannpresse, mit entsprechend kleinen Spannwegen, nachgespannt.

Die Spezialspannpresse – nur ca. 1/4 so schwer wie die normale Spanneinrichtung – wird später auch eingesetzt für Kraftkontrollen.

Umlenksättel

Die Umlenkrillen sind im Querschnitt halbkreisförmig ($\varnothing 90$ bzw. 100 mm) mit einem aufgesetzten 2 cm hohen geraden Schenkel. Wegen des hohen Volligkeitsgrades genügt der Halbkreis allein nicht; die aufgesetzte seitliche Führung verhindert ein Herausquetschen der oberen PE-Rohrhälfte aus der Rille. In Längsrichtung sind die Rillen mit einem Radius von 5 m gekrümmt.

Als Material für die Umlenkrillen wurde Stahlguss gewählt, und zwar wurden Einzelteile gegossen und nach Erfordernis zusammengebaut. Die unteren Umlenkungen in den Drittelpunkten sind 70 cm lang für einen maximalen Umlenkwinkel von 8° (theoretische Umlenkwinkel 6° bzw. 4°).

Die Umlenkstrukturen über den Stützen sind 280 cm lang und ermöglichen eine Umlenkung von maximal 32° (theoretisch erforderlich maximal 26° .)

Die unteren Umlenksättel wurden in die Schalung eingelegt und direkt betoniert, die oberen wurden auf die

teilweise betonierten Querträger aufgesetzt und mit Fließmörtel untergossen (Bild 8).

Vorversuche

Die grösste Ungewissheit bezüglich Materialverhalten bestand bei den Umlenkpunkten. Deshalb wurden 1986 Vorversuche an der Technischen Hochschule am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie unter Prof. Dr.-Ing. Josef Eibl durchgeführt. Ein Spannglied $78 \varnothing 7$ mm in einem PE-Rohr $\varnothing 90/79,2$ mm wurde über einen Umlenksattel umgelenkt. Der Umlenkwinkel von total 6° entsprach dem Tiefpunkt der Normalspannweiten der Brücke. Das Kabel wurde auf 3500 kN gespannt und anschliessend $2,5$ Mio Lastwechseln unterworfen. Die Anzahl Lastwechsel und die Lastamplitude von $0,01 f_{tk}$ waren aufgrund einer Abschätzung der Beanspruchung der PE-Rohre mittels eines Verkehrsmodells aus dem damaligen Entwurf zur SIA-Norm 160 [3] gewählt worden.

Zur Simulation der Alterung der PE-Rohre wurde der ganze Versuch bei 35°C gefahren.

Die wesentlichen Ergebnisse dieses ersten Versuches waren:

- Trotz gefetteten Drähten verhindert die Haftreibung Relativverschiebungen zwischen Draht und Hüllrohr oder Hüllrohr und Sattel.
- Die Hüllrohre weisen nach Versuchsende Eindrücke bis $0,7$ mm auf, die jedoch als zulässig betrachtet werden.

Zwei weitere Versuche wurden bei -15°C und mit einem kleineren Umlenkwinkel von 4° , sonst aber gleichen Parametern gefahren. Sie zeigten keine wesentlich anderen Resultate.

Die Vorversuche führten nebenbei zu einem verbesserten Verfahren der Fettinjektion und zur Weiterentwicklung der konstruktiven Kabeldetails.

Der Experte konnte schliesslich der Bauherrschaft die Baubarkeit der Brücke in einem Bericht [4] bescheinigen.

Zur statischen Berechnung

Die Vorspannkraft waren so gewählt worden, dass unter ständiger Last eine ausgeglichene Momentenverteilung entsteht. Durch die kleine nutzbare statische Höhe und die übergreifende Anordnung aller Kabel über den Stützen ergaben sich relativ grosse Normalkräfte, insbesondere im Stützenbereich.

In der statischen Berechnung wurde die Vorspannung als äussere Last auf den Brückenträger betrachtet.

Infolge der geringen Schlankheit des Tragwerkes wurde im Bruchzustand keine Erhöhung der Kabelkräfte berücksichtigt. Vielmehr wurden alle Vorspannkraft wahlweise als günstig oder ungünstig wirkende Lasten mit den entsprechenden globalen Sicherheitsfaktoren beaufschlagt. Mit den so erhaltenen M-N-Wertepaaren und Bruch-Interaktionsdiagrammen wurde die schlaffe Armierung bemessen. Die Resultate stimmten recht gut mit den Berechnungen des Prüfsachverständigen überein, der die

Die Hauptausmasse

Pfählung		1 300 m ³
Unterbau	Beton	2 000 m ³
	Schalung	3 000 m ²
	Armierung	185 t
Überbau	Beton	4 100 m ³
	Schalung	13 500 m ²
	Armierung	663 t
	Vorspannstahl	120 t

	ständige Lasten			ständige Lasten + Verkehrslast		
	σ zentr	σ oben	σ unten	σ zentr	σ oben	σ unten
Feldmitte 2-3 (62.50 m-Feld)	-7.10	-8.89	-4.32	-7.10	-11.7	- 0.49
max. Stützenmoment (Stütze 2)	-8.15	-8.32	-7.98	-8.15	- 5.32	-11.1
Feldquerschnitt Normalfeld	-3.09	-4.14	-1.57	-3.09	- 5.87	- 0.93
Stützenquerschnitt Normalfeld	-4.79	-4.98	-4.60	-4.79	- 3.05	- 6.51

Tabelle 1. Betonspannungen im Gebrauchszustand $t = \infty$ (N/mm²)

Vorspannung als nicht injizierte Spannglieder als Teil des Querschnittswiderstandes betrachtete. Die schlaffe Bewehrung musste lediglich in der unteren Kastenplatte im Feldbereich über die Minimalbewehrung hinaus verstärkt werden (bis $\varnothing 22$ s = 150 in den Feldern 1-2 und 2-3).

Für das Gebrauchsniveau wurden konventionelle Spannungsnachweise durchgeführt. Die Brücke ist auch unter Verkehrslasten voll vorgespannt. Einige massgebende Betonspannungen sind in Tabelle 1 aufgeführt.

Zur Wirtschaftlichkeit

Obwohl es sich beim vorliegenden Objekt um eine Versuchsbrücke handelt, wird immer auch die legitime Frage der Wirtschaftlichkeit gestellt.

Diese soll aus verschiedener Sicht beleuchtet werden.

Materialverbrauch

Im vorliegenden Fall wurde für den Überbau ca. 3% mehr Beton benötigt als für das konventionelle Vergleichsprojekt. Wenn jedoch die Stege noch dünner gewählt und die untere Kastenplatte auf die üblichen 16-25 cm reduziert werden, sind Einsparungen an Be-

ton und somit auch an Gewicht möglich.

Der Verbrauch an schlaffem Stahl liegt leicht höher, jedoch führt eine grosszügig bemessene Minimalarmierung zu einem besseren Verhalten des Tragwerkes im Gebrauchszustand.

Der Verbrauch an Spannstahl sowie an Stahl für die Verankerungen liegt je ca. 30% höher als beim konventionellen Vergleichsprojekt. Dies hat folgende drei Hauptursachen:

- Der geringere Hebelarm (1,70 m statt 2,12 m im Normalfeld) erklärt bereits eine Zunahme der Kabelquerschnitte um ca. 25%.
- Die Überlappung aller Kabel im Stützenbereich ist nicht optimal bezüglich Spannkraftbedarf.
- Die geringere Ausnützung der Kabel im Bruchzustand σ_{peff} statt f_{tk} führt ebenfalls zu einem Mehraufwand.

Systembedingte Mehrkosten

Abgesehen von den mengenbedingten Mehraufwendungen sind folgende Kosten zu beachten:

- Mehrkosten Lehrgerüst, da keine Mitwirkung des Trogquerschnittes
- Liefern und Versetzen der Kabelsätze
- Mehrkosten des Korrosionsschutzes (Fett statt Zementmörtel) und des Hüllrohres
- Mehrkosten der Verankerungen
- Mehrkosten des Verlegens der Kabel

Bewertung

Da die Bauabrechnung noch nicht erstellt ist, sind noch keine definitiven Kosten greifbar. Immerhin können folgende Aussagen gemacht werden:

Die Baukosten der konventionellen Variante waren mit Fr. 6 900 000.- veranschlagt, was einen m²-Preis von Fr. 1290.-/m² ergibt.

Die Mehraufwendungen verteuern den m²-Preis um Fr. 148.-/m² oder 11,5%.

Den Mehrkosten stehen folgende Vorteile gegenüber:

- Die Kabel können kontrolliert, nachgespannt und ausgewechselt werden.
- Die Stege sind einfacher zu betonieren, was qualitative Vorteile bietet.
- Die hohen Normalkräfte und die relativ grossen Armierungsgehalte garantieren ein gutes Verhalten im Gebrauchszustand.
- Mit zunehmender Erfahrung werden auch Einsparungen beim Eigengewicht und somit auch bei den Fundationskosten möglich sein.
- Bei Unterhaltsarbeiten am Beton (Erneuerungen, Fahrbahnübergänge, Isolationen, Entwässerungen, Kragplatten) besteht keine Verletzungsgefahr für die Vorspannung.
- Die Kabel können vollständig im Werk gefertigt werden, wo kontrollierbare Bedingungen herrschen.
- Das Ermüdungsverhalten der Kabel ist systemimmanent besser.

Stand der Arbeiten und Erfahrungen

Nachdem sich die Bauherrschaft im April 1987 für die externe Vorspannung entschieden hatte, wurde diese Variante weiterverfolgt. Die Meilensteine des Überbaues waren:

November 1987: Betonieren 1. Etappe

1987: Trog
Januar 1988: Einbau und Spannen der Kabel 1. Etappe

Juni 1989: Betonieren letzte Etappe
Fahrbahnplatte

Juni/Juli 1989: Einbau und Spannen der Kabel letzte Etappe
Oktober 1983: Eröffnung

Vor der Eröffnung wurden verschiedene Messkampagnen und Probelastungen sowohl am grössten Feld als auch an einem speziell instrumentierten Normalfeld durchgeführt.

Folgende Erfahrungen der Baustelle sind wertvoll:

- Die Genauigkeitsanforderungen beim Versetzen der Sättel und Ankertrompeten erreichen die Grenze dessen, was auf einer Baustelle verlangt werden kann.
- Bei entsprechender Planung, die vor allem die Einlage von Schienen, Ankern etc. zur Folge hat, und den richtigen Hilfsapparaturen ist das Einziehen der Kabel in den fertigen Brückenquerschnitt erstaunlich einfach. Einzig bei grosser Kälte sind die Kabel steif und schwierig zu handhaben. Es sind somit zukünftig auch Kabel über mehrere Felder denkbar, die nebst statischen auch wirtschaftliche Vorteile bieten. Der Einsatz der Spannpressen im Brückenkasten

Die Beteiligten:

Oberaufsicht:

Bundesamt für Strassenbau, Bern

Bauherr und Bauleitung:

Stato del Cantone Ticino Ufficio Strade Nazionali - Costruzione, Bellinzona

Experte:

Prof. Dr. Ing. J. Eibl, Karlsruhe

Projektverfasser:

GUZZI AG, Studio d'ingegneria, Locarno-Muralto/Zürich

Prüfingenieur:

F. Balmelli, dipl. Ing. ETH/SIA, Lugano-Massagno

Unternehmer:

Mancini & Marti, Bellinzona

Subunternehmer Vorspannung:

Stahlton SA, Lugano/Zürich

drin bedingt ebenfalls Einlagen und Hilfskonstruktionen (Bild 9).

Ausblick

Es wäre vermessen, die in Preonzo-Claro gewählte Lösung als die alleinseligmachende anzupreisen. Vielmehr sind auch Zwischenlösungen denkbar, wie Kabel bestehend aus gefetteten Drähten oder Litzen, die nach wie vor in die Stege einbetoniert werden.

Eher als für Neubauten kommt wohl das gewählte Verfahren zum Zuge, wenn bestehende Brücken saniert, ver-

stärkt oder um die Standspuren verbreitert werden müssen. Gerade letzteres wird langfristig mit vielen Objekten unseres Nationalstrassennetzes zu geschehen haben.

Dass auch die andern Fälle nicht utopisch sind, zeigt die Reussbrücke der N2 in Wassen, wo bei der Rekonstruktion nach den Hochwassern von 1987 dieselben Kabel zur Anwendung gelangten [5].

Adressen der Verfasser: *T. Vogel*, dipl. Bauing. ETH/SIA, Vizedirektor, GUZZI AG, Ottikerstr. 40, 8006 Zürich. *K. Heer*, dipl. Bauing. ETH/SIA, Vizedirektor, Stahlton AG, Riesbachstr. 57, 8034 Zürich.

Literatur

- [1] Sartoris G.: Viadotto Preonzo-Claro con precompressione esterna. Stahlton-Informationen Heft 34/November 1988
- [2] Heer K.: Viadotto Preonzo-Claro. Stahlton-Informationen Heft 35/Juni 1989
- [3] SIA: Entwurf E 160 Gelbdruck, Januar 1985: Einwirkungen auf Tragwerke
- [4] Eibl J.: Stellungnahme zur Baubarkeit der Brücke Preonzo-Claro (unveröffentlicht).
- [5] Lüpold K.: Rekonstruktion der Reussbrücke Wassen. Stahlton-Informationen Heft 34/November 1988

Uran-Reserven und Entwicklung der Kernenergie

Im Zusammenhang mit der Kernenergie wird die Frage nach den Uranvorräten und ihrer kurz-, mittel- und langfristigen Verfügbarkeit immer wieder gestellt. Die nachfolgenden Ausführungen vermitteln keine neuen Szenarien zur Entwicklung der Kernenergie und zur damit verbundenen Nutzung der Uranvorkommen. Sie beleuchten vielmehr einige besondere Aspekte dieser Ressourcen und ihrer Nutzung, damit das Ausmass der Vorkommen besser beurteilt werden kann, und legen weiter die Gründe dar, die dafür sprechen, dass die Uran-Reserven den Ausbau der Kernenergie nicht bremsen werden.

Art und Umfang der Uran-Reserven

In der Erdrinde ist, in mehr oder weniger gleicher Verteilung, enorm viel Uran vorhanden. Der Boden enthält im

VON JEAN LOUIS PFAEFFLI,
LAUSANNE

Durchschnitt 3 bis 4 Gramm Uran pro Tonne, das Meerwasser ungefähr 3 Milligramm pro Tonne. In konzentrierter Form findet sich Uran in etwa 150 bekannten Arten von Mineralien. Das reichste wirtschaftlich genutzte Vorkommen, das man bisher gefunden hat, weist einen mittleren Gehalt von 120 kg Uran pro Tonne Erz auf. Wegen der Art und mannigfachen Besonderheiten ihrer Entstehung ist die Ausdehnung uranhaltiger Vorkommen in der Erde um so grösser, je geringer ihr Urangehalt ist (in dieser Hinsicht anderen Metallen wie Chrom, Zink oder Blei vergleichbar).

Die Kosten der Uranerzgewinnung sind um so grösser, je niedriger der Urangehalt ist. Daraus folgt, dass bei grösseren nutzbaren Uranvorräten ein höherer Uranpreis vertretbar ist, der damit höhere Förderkosten erlaubt.

Bei der Schätzung der unter wirtschaftlichen Bedingungen abbaubaren Uranvorkommen sind zwei Aspekte in Betracht zu ziehen. Das sind einerseits die Entwicklung der Techniken zur Uranerzgewinnung und deren Auswirkungen auf die Förderkosten. Andererseits gehört es zu den bemerkenswerten Besonderheiten der Kernenergie, dass der Preis des Natururans die Gesteinskosten des Nuklearstroms je Kilowattstunde nur wenig beeinflusst (bei Uran, das zu Kosten von US\$ 30 pro Pfund U308 abgebaut wird, macht dies gegenwärtig etwa 5% der Kosten für die kWh aus). Bestünde nicht das gerechtfertigte Bestreben, die Produktionskosten möglichst tief zu halten, könnten zahlreiche Länder schon heute einen zwei- bis fünffach höheren Uranpreis in Kauf nehmen, ohne die Wirtschaftlichkeit des Atomstroms zu beeinträchtigen.

Die noch vor Ende dieses Jahrhunderts zu erwartende Anreicherung mit Laser-Strahlen bedingt wegen der grossen Selektivität der Isotopentrennung ausserdem eine weitere Verringerung des spezifischen Natururan-Bedarfs. Dies wiederum reduziert den Anteil des Uranpreises an den Gesteinskosten je Kilowattstunde.

Um das Ausmass der Uran-Reserven richtig beurteilen zu können, sind daher deren Verteilung in der Erde, der bescheidene Einfluss der Gewinnungskosten auf die Stromproduktion und die laufenden technologischen Entwicklungen zu berücksichtigen.

Neueste Daten über die förderbaren Uran-Reserven

Der Stand der Uran-Reserven in den Ländern ausserhalb des Ostblocks wird durch die Experten der OECD und der IAEA regelmässig ermittelt und analysiert. Die jüngsten Daten sind in einem Bericht aus dem Jahr 1988 enthalten (1). Danach belaufen sich die bekannten Reserven ausserhalb des Ostblocks, die nach der Definition der OECD/IAEA die gesicherten Vorkommen und zusätzlich geschätzten Vorkommen zu Gewinnungskosten von weniger als US\$ 130 je Kilogramm Uran umfassen, auf 3,55 Mio Tonnen Uran. Weitere geschätzte Vorkommen und aufgrund geologischer Betrachtungen vermutete Vorkommen der gleichen Kostengruppe werden mit 11,3 bis 13,8 Millionen Tonnen Uran beziffert. In sogenannten nicht-klassischen Vorkommen, hauptsächlich in Phosphaten, werden weitere mehr als 7 Millionen Tonnen Uran an-