Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 81 (1963)
Heft: 45

Artikel: Die Hinterrheinbrücke der N13 bei Reichenau
Autor: Roš, Mirko Robin
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-66907

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: 09.08.2025

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

ORGAN DES SCHWEIZERISCHEN INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN-VEREINS S.I.A. UND DER GESELLSCHAFT EHEMALIGER STUDIERENDER DER EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE G.E.P.

Die Hinterrheinbrücke der N 13 bei Reichenau

Von **Mirko Robin Ros**, dipl. Ing., Zürich

DK 624.21:624.012.47

1. Gesamtkonzeption

Die bald ihrer Vollendung entgegengehende Brücke über den Hinterrhein bei Reichenau ist eine zweifeldrige, durchlaufende Spannbetonbrücke von $2 \times 37{,}9$ m Spannweite (Bild 1). Die Fahrbahn von $3{,}5 + 7{,}5 + 1{,}25 = 12{,}25$ m Breite ruht auf einem dreizelligen Hohlkasten von 1,4 m Höhe.

Es mag auf den ersten Blick überraschen, dass ein Brükkenpfeiler mitten in den Fluss gestellt wurde. Massgebend für den Entwurf war die Berücksichtigung des Durchflussprofiles einerseits und die Notwendigkeit, mit der Brückenoberkante mit Rücksicht auf eine erträgliche Höhe der Dammschüttung auf der Seite Bonaduz nicht über Kote 594,07 zu gehen. Da der höchste Hochwasserstand des Rheines 591,55 m betrug, ergab sich als Differenz zum H. H. W. 2,52 m, die jedoch nicht voll als Bauhöhe ausgenützt werden konnten, da die Brückeneinbauten auf jeden Fall das ursprüngliche Durchflussprofil beeinträchtigten.

2. Variantenstudium

Bild 2 ist zu entnehmen, welchen Querschnitt der Rhein im unbehinderten Profil bei H. H. W. einnimmt und welcher freie Durchfluss für die verschiedenen Varianten zur Verfügung steht.

2a) Ein *einfacher Spannbetonbalken* mit einer Bauhöhe von 2,83 m gestattet die wirtschaftliche Ueberbrückung einer Spannweite von 67,5 m, h : L = 1 : 24 (Bild 2a).

2b) Für einen *zweifeldrigen Hohlkasten* aus Spannbeton wird für die Ueberbrückung zweier Felder von 43 m eine Bauhöhe von 1,65 m benötigt, wobei das Verhältnis h:L = 1:26 wiederum so gewählt wurde, dass sich ein möglichst wirtschaftlicher Brückenüberbau ergab (Bild 2b).

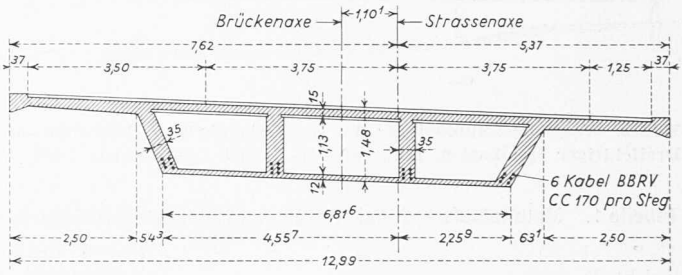


Bild 1c. Querschnitt 1:150

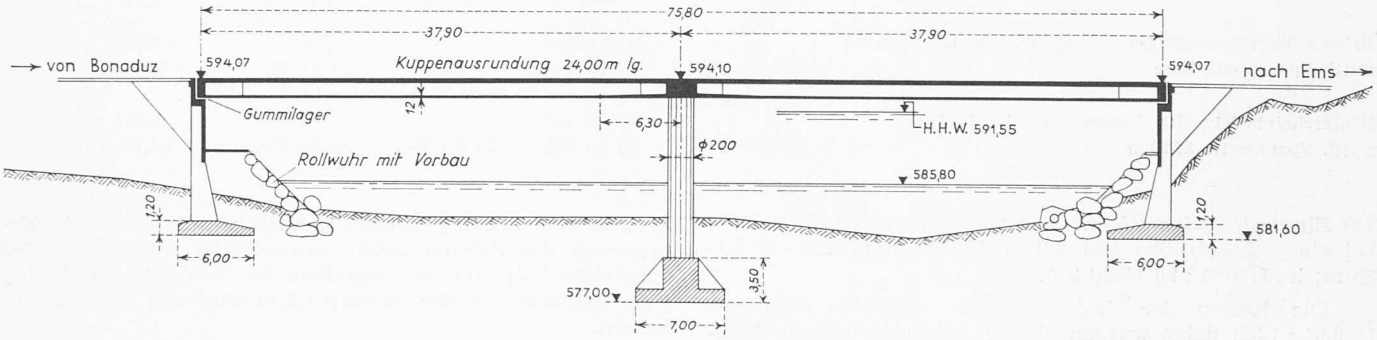


Bild 1b. Längsschnitt 1:600

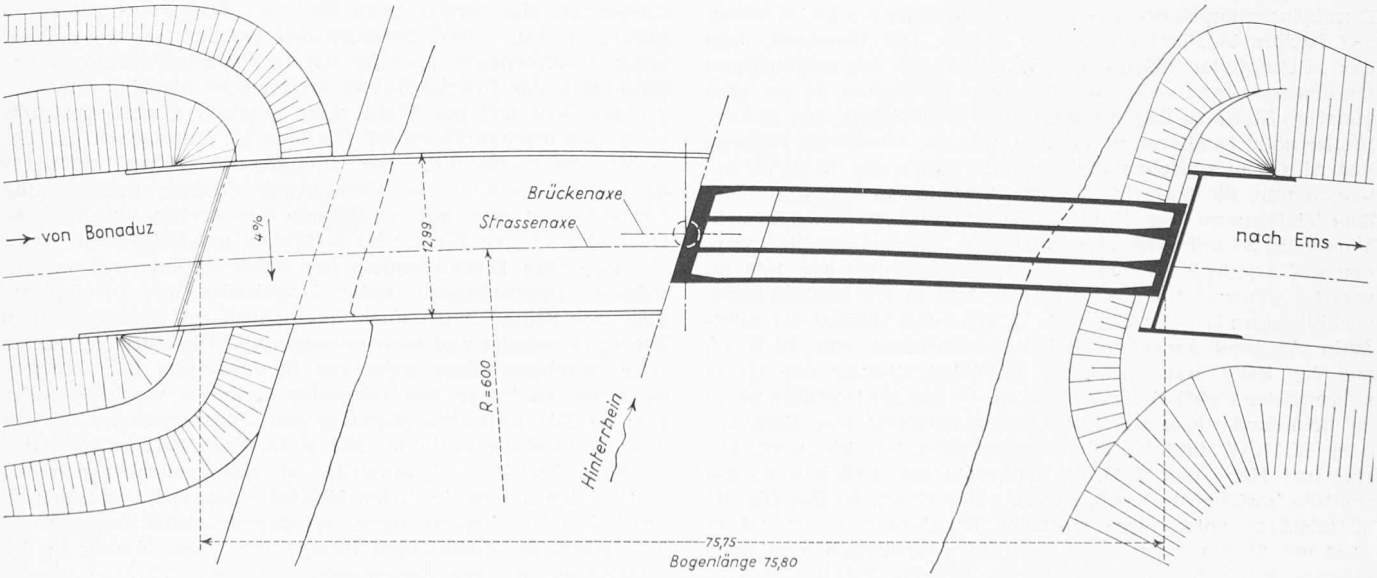


Bild 1a. Hinterrheinbrücke Reichenau der N 13, Draufsicht und Horizontalschnitt 1:600

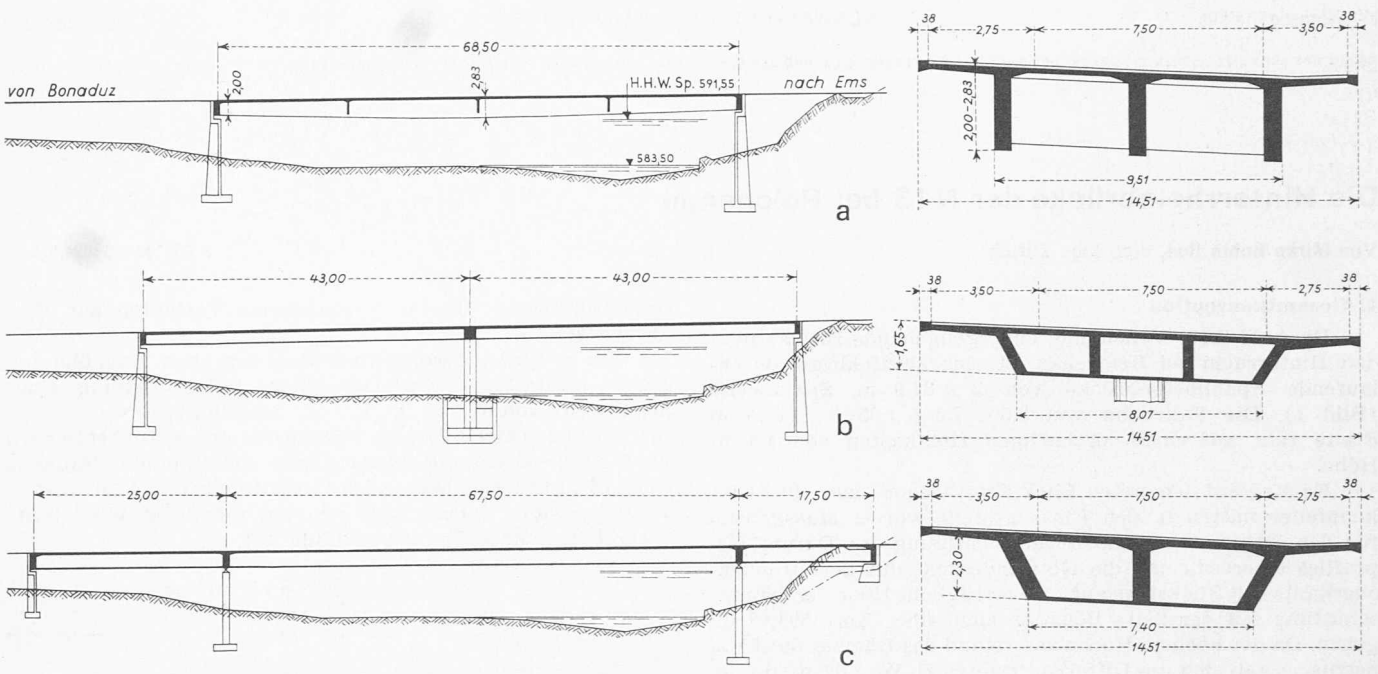


Bild 2. Vergleichs-Studien für die Hinterrheinbrücke Reichenau. a) Einfacher Spannbetonplattenbalken, b) Zweifeldriger Hohlkasten, c) Dreifeldriger Hohlkasten. Längsschnitte 1:1000, Querschnitte 1:250

Tabelle 1. Materialaufwand und Kosten von Hohlkastenbrückenträgern

Objekt	Kosten Brücken-oberbau pro m²	Beton pro m²	Schalung pro m²	Stahl pro m²	Spannstahl $\beta z = 160$ kg/mm² pro m²
Steilerbachbrücke in Sufers, Baujahr 1958/59, mittl. Spannweite 24 m	149,80 Fr.	0,509 m³ 50,90 Fr.	22,60 Fr.	28,60 Fr.	0,0122 t 47,70 Fr.
Brücke Thurgauerstrasse in Opfikon, Baujahr 1961/62, mittl. Spannweite 33 m	178,80 Fr.	0,398 m³ 47,30 Fr.	29,20 Fr.	35,10 Fr.	0,021 t 67,20 Fr.
Hinterrheinbrücke Reichenau, Baujahr 1962/63, mittl. Spannweite 37,90 m	230,10 Fr.	0,485 m³ 53,50 Fr.	31,50 Fr.	53,20 Fr.	0,024 t 91,90 Fr.

2c) Ein *dreifeldriger Hohlkasten* aus Spannbeton überbrückt bei einer Trägerhöhe von 2,3 m Felder von 17,50 - 67,50 - 25 m; h : L = 1 : 29 (Bild 2c).

Die Kosten der drei Varianten verhalten sich wie 1 : 0,91 : 1,52; dabei wurden die der unterschiedlichen Brükkenlänge entsprechenden Dammschüttungen berücksichtigt.

Die günstigste Variante 2b wies zwar den Nachteil eines Strompfeilers auf, war aber bezüglich Abminderung des Durchflussquerschnittes bedeutend günstiger als 2a, in bezug auf Kosten beträchtlich billiger als 2c. Der Umstand, dass der Mittelpfeiler infolge der Einmündung des zukünftigen Unterwasserkanals des Kraftwerkes Reichenau II an eine günstige Stelle zu liegen kommt, die Möglichkeit, den Strompfeiler solid fundieren zu können, und die erhebliche Reserve von rd. 0,9 m zwischen Brückenunterkante und H. H. W. bewogen uns, die Variante 2b zur Ausführung zu empfehlen. Das Tiefbauamt des Kantons Graubünden stimmte diesem Vorschlag zu mit folgenden Auflagen: Die Spannweiten werden auf 2 × 37,9 m herabgesetzt, die Bauhöhe auf 1,48 m, was bei einer statischen Höhe von 1,40 m ein Schlankheitsverhältnis h : L = 1 : 27 ergab. Demgemäss beträgt der minimale Abstand zwischen Brückenunterkante und H. H. W. auf der Seite Bonaduz unter Berücksichtigung der Querneigung der Fahrbahn rund 0,90 m. — Die Mittelstütze ist so zu bemessen, dass sie jeder Beanspruchung aus Eisdruck oder H. H. W. und Treibholz gewachsen ist. Sie wird auf eine auf Höhe des H. H. W. senkrecht zur Brückenaxe gerichtete horizontale Kraft von 90 t berechnet. — Der für die Mittelstütze notwendige statische Durchmesser von 1,8 m wird um 20 cm vergrössert, um einen zusätzlich armierten Schutzmantel anbringen zu können. Erosion, Kavitation oder Frost können die Standfestigkeit des Pfeilers nicht gefährden, da sich allfällig notwendige Reparaturen auf die Erneuerung des Schutzmantels beschränken werden. — Die Fundationskote des Strompfeilers ist zur Gewährleistung einer genügende Kolksicherung 6,5 m unter die Flussohle zu führen.

3. Oberbau

Die Wahl eines *Hohlkastenquerschnittes* fusst auf Untersuchungen, die bereits beim Bau der Steilerbachbrücke in Sufers im Jahre 1957 durchgeführt wurden, sowie auf weiteren Ausführungen gleicher Art in den letzten Jahren. Die Baukosten der Brücke Sufers waren sehr niedrig, was zum grossen Teil auf die Wahl eines statisch günstigen Querschnitts zurückzuführen ist (Tabelle 1). Inzwischen hat der Hohlkastenquerschnitt für Spannbetonbrücken mittlerer Spannweiten eine weite Verbreitung erlangt, und es mag von Interesse sein, auf die Gründe einzutreten, welche diese Querschnittsform für solche Aufgaben prädestinieren.

Der vom Eisenbetonbau her bekannte äusserst zweckmässige Plattenbalken, unter Umständen mit Druckplatte über der Stütze, wird auch heute noch im Spannbetonbau häufig verwendet und zwar vorzugsweise für einfache Balken oder Durchlaufträger grösserer Spannweiten. Für kleinere Spannweiten ist er aus folgenden Gründen weniger geeignet: a) Die schlechte Eignung des Plattenbalkens für die Aufnahme stark variabler Momente. Der Nutzlastanteil bei Brücken kleinerer Spannweite ist verhältnismässig gross, und infolge der wechselnden Momente superponieren sich zu den hohen Druckspannungen der vorgedrückten Zugzone und den hohen Zugspannungen infolge der Vorspannung in der Druckzone weitere Spannungen gleichen Vorzeichens. — b) Bei durchlaufenden Plattenbalkenbrücken sind erfahrungs-

gemäss die Zusatzmomente derart gross, dass die Feldmitten für die Dimensionierung massgebend werden, was fast zwangläufig zu einer zu hohen Vorspannung im Stützenquerschnitt führt. Diese grossen Zusatzmomente sind eine Folge der hohen Lage der Schwerlinie des Plattenbalkenquerschnitts und der dadurch bedingten starken Asymmetrie der Kabelaxe bezüglich der Schweraxe.

Der Hohlkastenquerschnitt ist diesen Nachteilen nicht unterworfen und gestattet eine bessere Abstimmung der erforderlichen Vorspannkräfte in Feld und Stütze. Dafür muss man sich mit einer etwas komplizierteren Bauausführung und einem leicht erhöhten Gesamtgewicht abfinden.

Die Betonierung des in Bild 1 gezeigten Querschnitts ist in Bild 3 dargestellt, welches zu Vergleichszwecken auch einen Querschnitt der Brücke Sufers enthält, die in ähnlicher Weise betoniert wurde. Die als Schalung für die Fahrbahnplatten verwendeten 5 cm dicken, vorfabrizierten Betonplatten enthalten bereits einen wesentlichen Teil der Fahrbahnbewehrung und wirken im Verbund mit der Fahrbahnplatte in Brückenquerrichtung.

Die Vorspannung des Hohlkastenquerschnittes in Längsrichtung erfolgt durch 24 BBRV-Kabel CC 170, was nach Abzug der Reibungs- und Relaxationsverluste einer Vorspannkraft von rund 4000 t entspricht. Die über die ganze Länge der Brücke durchgeführten Kabel sind sowohl im Feld wie auch über den Stützen nahezu gleichmässig ausgenützt. Die minimale Druckreserve in Brückenlängsrichtung beträgt bei voller Belastung 11 kg/cm², die grösste auftretende Druckspannung 119 kg/cm².

4. Lagerung

Der Brückenträger ist auf dem Mittelpfeiler fest, auf den beiden uferseitigen Widerlagern allseitig beweglich gelagert. Der Mittelpfeiler ist sowohl in der Fundationsplatte wie auch im Brückenträger eingespannt. Die zur Brückenaxe schief liegende Flucht der Widerlager führte zur Wahl von Neoprenlagern, die eine allseitige Bewegung um beliebige Kippaxen zulassen. Die an sich geringen Reibungskräfte dieser Lager genügen, um beim Auftreten horizontaler Kräfte den Mittelpfeiler wirksam zu entlasten.

5. Gestaltung

Da die Brücke zur Zeit im Bau ist, muss die in Bild 4 wiedergegebene perspektivische Skizze genügen, um einen Begriff über die Gestaltung und Einpassung in das Landschaftsbild zu geben. Der schräge Seitenabschluss des Hohlkastens wurde gewählt, um die Wirkung der Konsole zu verstärken und um die Untersichtsflächen von Konsole und Hohlkasten besser aufzuteilen. Ausserdem wird dadurch die Form des Oberbaues etwas weicher, was einer harmonischen Abstimmung auf die runde Mittelstütze förderlich ist.

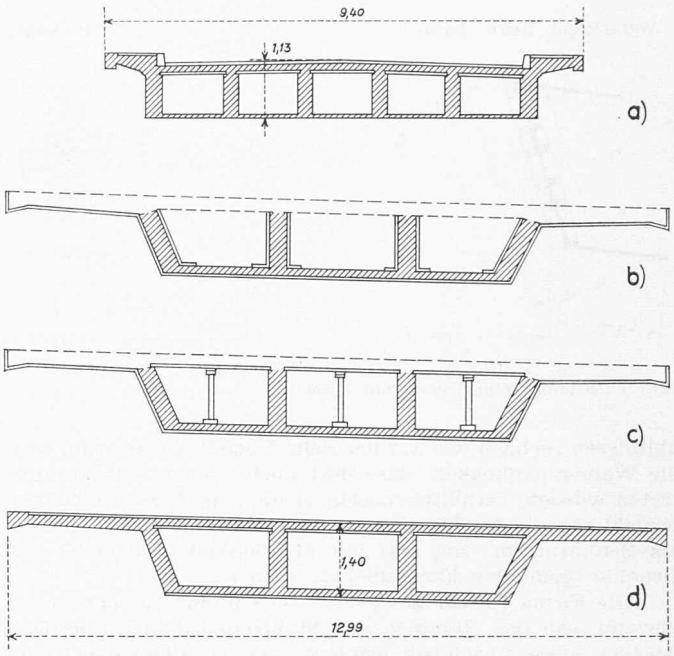


Bild 3. Betoniervorgang, Querschnittvergleiche, Masstab 1:150.
a) Brücke Sufers 1957; b bis d Brücke Reichenau, nämlich: b) Betonierung der unteren Platte und der Stege, c) Verlegen der provisorisch untertstützten, vorfabrizierten Betonplatten, d) Betonieren der Fahrbahnplatte. Nach Schliessen der Arbeitsfugen: Betonieren der Konsolnasen

6. Fundation

a) Einleitung

Die Verwendung von Stahlspundwänden ist normalerweise an die Bedingung geknüpft, dass der Boden das Einrammen gestattet, ohne dass die Spundwände allzu sehr beschädigt werden. Bei der Brücke Reichenau war auf Grund des geologischen Gutachtens und der Sondierbohrung auf der Seite Bonaduz Kies und Sand, normal gelagerte Alluvion und Gerölle bis rd. 15 cm Durchmesser zu erwarten. Das Widerlager auf der Seite Ems lag dagegen in der Zone eines Bergsturzes, und neben dem bereits genannten Material war mit grösserem Gerölle und grobem Blockmaterial bis zu den gröbsten Dolomitblöcken zu rechnen.

Für den Strompfeiler konnte man mit ähnlichen Ver-

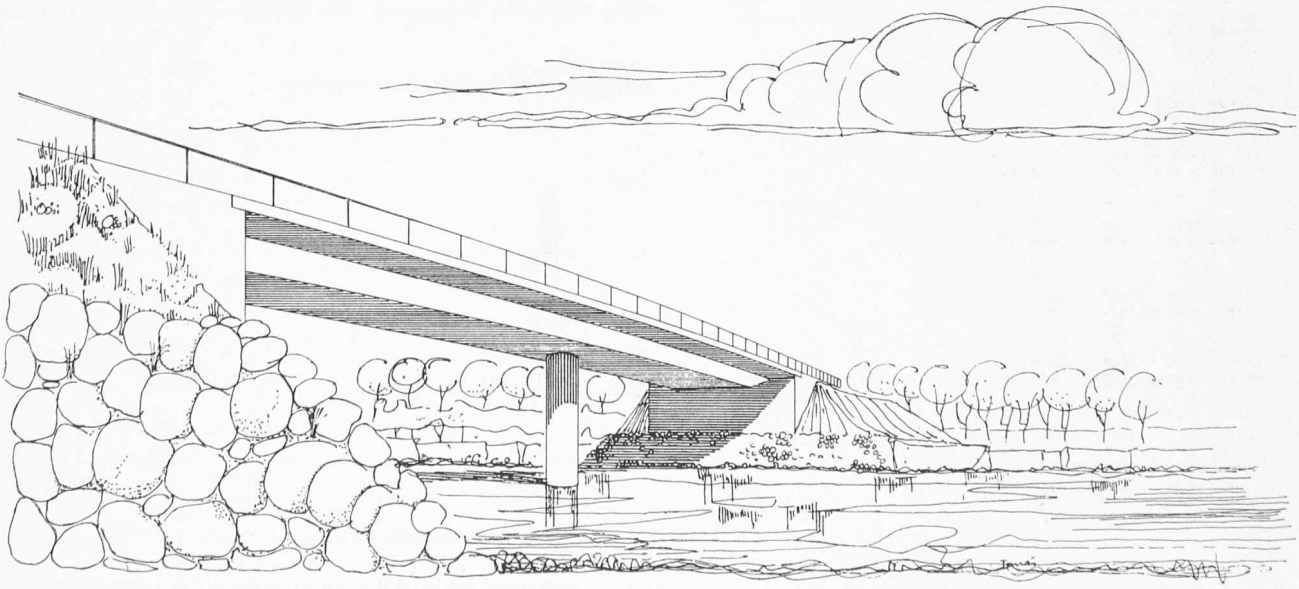


Bild 4. Perspektivische Ansicht der Hinterrheinbrücke Reichenau

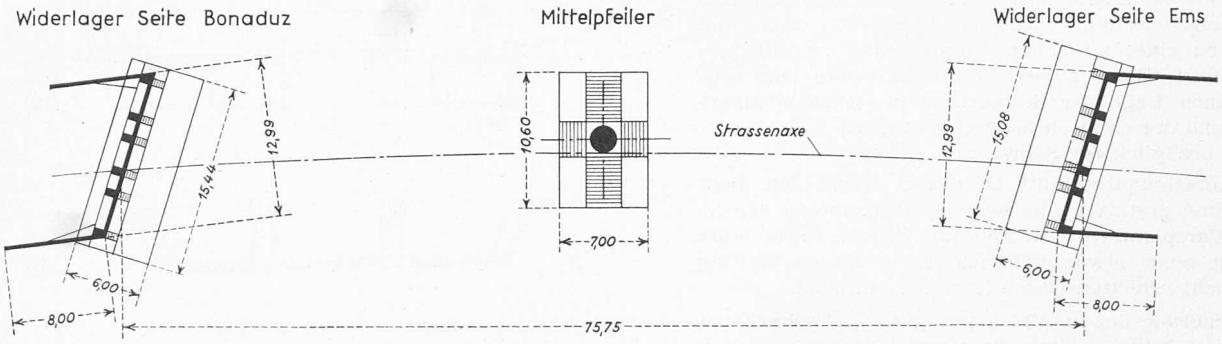


Bild 5. Fundationen, Uebersicht 1:600

hältnissen rechnen wie auf der Seite Bonaduz. Immerhin war die Wahrscheinlichkeit, dass dort auch gröbere Blöcke auftreten würden, verhältnismässig gross. Das Ausschreibungsprojekt sah die Ausführung der Fundation des Strompfeilers als Senkbrunnen vor, mit der Möglichkeit, jederzeit zur Druckluftgründung übergehen zu können.

Die Firma Prader & Co. AG., welche die Ausschreibung gewann, sah das Rammen von Stahlspundwänden vor. Der Aushub sollte maschinell erfolgen, und allfällige das Rammen der Spundwände behindernde Blöcke sollten durch Sprengung zertrümmert werden. Bauherr und Projektverfasser sahen mit Spannung der Bewährung der vorgeschlagenen Methode im Flussbett des Hinterrheines entgegen. Es soll nachstehend über den Verlauf der Gründungsarbeiten und die aufgetretenen Schwierigkeiten berichtet werden, die von der Unternehmung in Zusammenarbeit mit dem Tiefbauamt des Kantons Graubünden nicht nur erfolgreich gemeistert werden konnten, sondern die zu einer Fundationsmethode führten, die dazu berufen sein dürfte, die altbewährte Caissonmethode in vielen Fällen zu ersetzen.

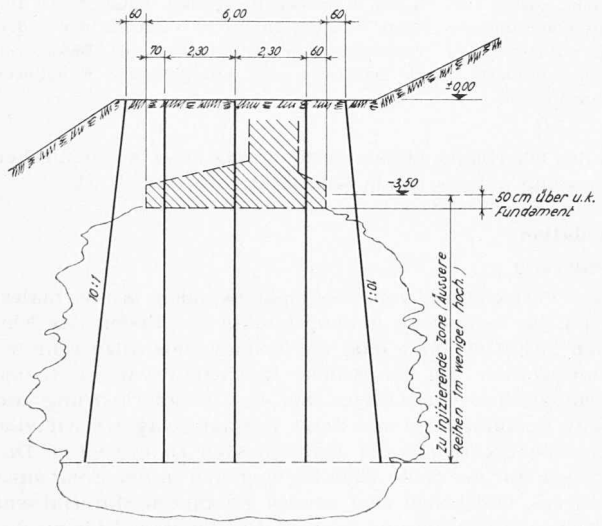


Bild 6. Widerlager Ems: Anordnung der Bohrlöcher, Aufnahme und Verteilung des Injektionsgutes. Masstab 1:250.

b) Injektion des Widerlagers Ems

Die Erstellung des Widerlagers Bonaduz ging programmgemäss vor sich. Für das Widerlager Ems hatte man auf Grund des geologischen Gutachtens, das grössere Hohlräume im Bergsturzbereich erwarten liess, eine Injektion vorgesehen. Es ist bekannt, dass sich Kies-Sand durch Zementinjektionen nicht verfestigen lässt, doch vermag der Mörtel weniger dicht gelagerte Schichten zusammenzudrücken, so dass er im Kies-Sand eine Art Gesteinsadern bildet, die auch in die grösseren Hohlräume eindringen. Aus Erfahrung war ebenfalls bekannt, dass sich der Mörtel auf diese Art über erhebliche Strecken einen Weg bahnt, und dass ein Ausfluss des Injektionsgutes in den Hinterrhein ohne weiteres möglich war.

Es sollten in einer Zone von rd. 8 m Tiefe unter der zukünftigen Fundamentsohle alle grösseren Hohlräume ausgefüllt werden, und im Querschnitt sollte eine Fläche von rd. 10 × 20 m erfasst werden, so dass rund 1600 m³ Kies-Sand zu «injizieren» waren.

Bild 6 zeigt die Anordnung der Bohrlöcher, sowie die pro Bohrloch aufgenommene Menge an Feststoffen. Es wurde überwiegend Portlandzement injiziert, teilweise aber auch etwas Feinsand zugegeben. Die Injektion wurde stufenweise

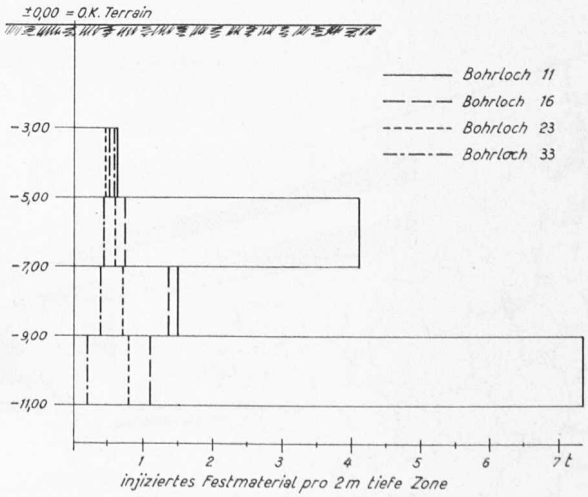


Bild 7. Aufnahme des Injektionsgutes durch die Bohrlöcher 11, 16, 23 und 33

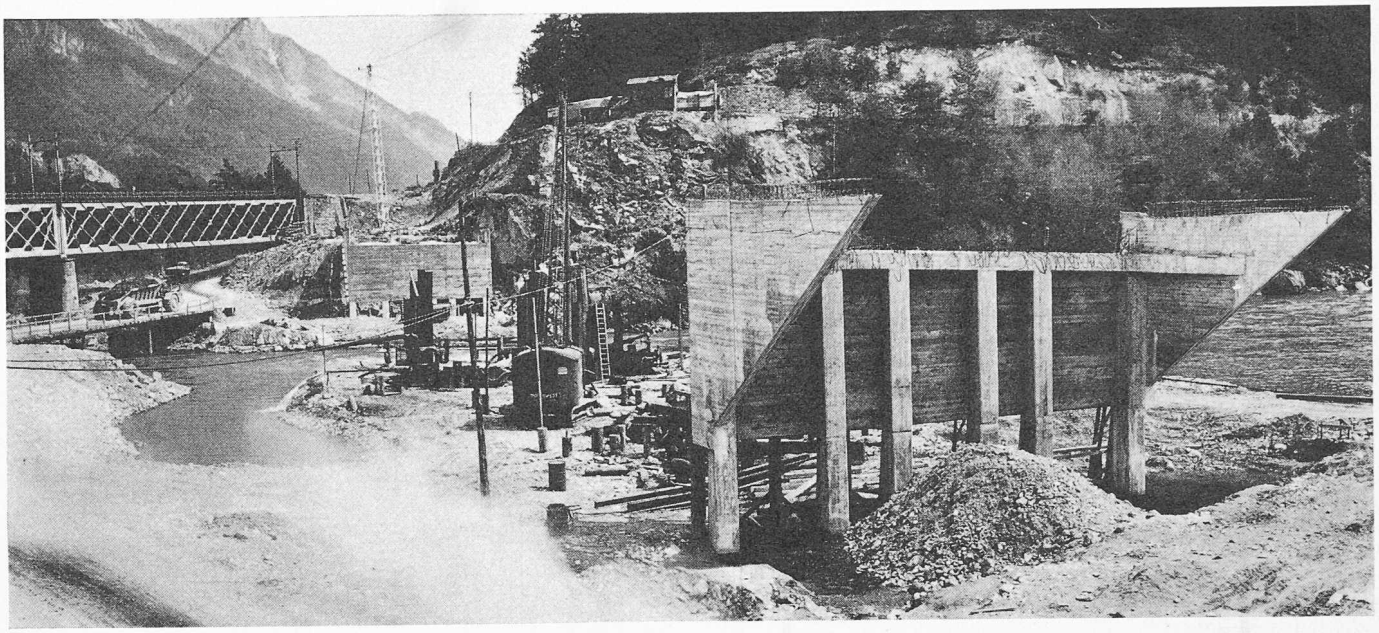


Bild 8. Hinterrheinbrücke Reichenau der N 13, Bauzustand am 17. April 1963

von unten nach oben mit abnehmendem Druck durchgeführt und zwar für die Zonen

von 9 bis 11 m Tiefe maximaler Injektionsdruck 10 atü
von 7 bis 9 m Tiefe maximaler Injektionsdruck 6 bis 8 atü
von 5 bis 7 m Tiefe maximaler Injektionsdruck 4 bis 6 atü
von 3 bis 5 m Tiefe maximaler Injektionsdruck 2 bis 4 atü

Der Injektionsdruck war ferner beschränkt durch die Bedingung, dass der Mörtel weder das Bohrloch umlaufen bzw. ihm entlang hochsteigen noch in den Hinterrhein austreten durfte. Geschah dies, so wurde die Injektion eingestellt und an einem anderen Tage wiederholt. Dementsprechend wurden einzelne Löcher zwei-, drei- oder sogar viermal nachinjiziert, bis man die Gewissheit hatte, dass ein weiteres injizieren keinen praktischen Nutzen mehr bringen würde.

Um eine gewisse Auflast zu haben, hat man die Baugrube vorerst nicht ausgehoben, sondern die Injektionslöcher durch die 3,5 m hohe Deckschicht gebohrt. Wie zweckmässig diese Massnahme war, zeigt sich aus dem Umstand, dass bei der Injektion der 3 bis 5 m tiefen Zone das Injektionsgut in vielen Fällen schon bei Drücken von 0 bis 1 atü bis zur Oberfläche aufstieg.

Bild 6 zeigt ebenfalls, dass keinerlei Abhängigkeiten zwischen Bohrlochtiefe und aufgenommenem Material abgeleitet werden können, sondern dass die nicht vorsehbare Hohlraumverteilung für die Zementaufnahme massgebend war. Die bergseitigen Löcher 12, 3, 15, 16, 17 nahmen je rd. 3 t auf, das zuerst injizierte Loch 11 sogar über 13 t. Es bestätigte sich somit die Voraussage des Geologen. Eine gegenseitige Beeinflussung der Bohrlöcher durch die Injektion war gelegentlich festzustellen, das Injektionsgut stieg in einigen Fällen durch das Nachbarloch hoch. Die am Schluss in einem gewissen Bereich injizierten Bohrlöcher 1, 14, 20, 21, 22, 24, 26, 32 wiesen im Durchschnitt eine Aufnahme von nur 1,18 t auf, gegenüber einem gesamten Mittelwert aller Löcher pro Bohrloch von 1,78 t. Es zeigte dies, dass die gewählten Bohrlochabstände genügend klein waren, um alle grösseren Hohlräume zu erfassen.

Nimmt man an, dass sich auf eine Tonne Zement rd. 400 l Wasser an der Feststoffbildung des injizierten Mörtels beteiligen, so kommen wir bei rd. 80 t injiziertem Zement auf rd. 60 m³ Feststoff, der durch Injektion in den 1600 m³ Kies-Sand gebildet wurde, d. h. wir hätten im Mittel rd. 3,5 bis 4 Volumenprozent Hohlräume gefüllt.

c) Injektion der Strompfeiler

Von der Seite Bonaduz wurde eine Schüttung bis zur Strommitte angelegt, so dass die Flussohle von rd. 583,20 auf 584,50 erhöht wurde. Bild 8 zeigt den Bauzustand am 17. April 1963. Die beiden Widerlager sind beendigt, und die künstliche Halbinsel ist durch Rammgeräte und die von Spundwänden umschlossene Baugrube des Mittelpfeilers belegt.

Es wurde die zwischen der Kote 573,00 und 576,50 von den Spundwänden eingeschlossene Zone injiziert, und zwar wurden die Injektionslöcher in 1,4 bis 1,5 m Abstand voneinander angeordnet (Bild 9). Mit dieser Injektion sollte der k-Wert der Alluvion verkleinert, also das in die Baugrube anfallende Wasser vermindert werden, und es sollte eine Herabsetzung der Spundwandlänge ermöglicht werden, ohne dass ein Grundbruch auftritt.

Bei einer injizierten Zementmenge von total nicht ganz 10 Tonnen erhält man 7 m³ durch Injektion gebildete Fest-

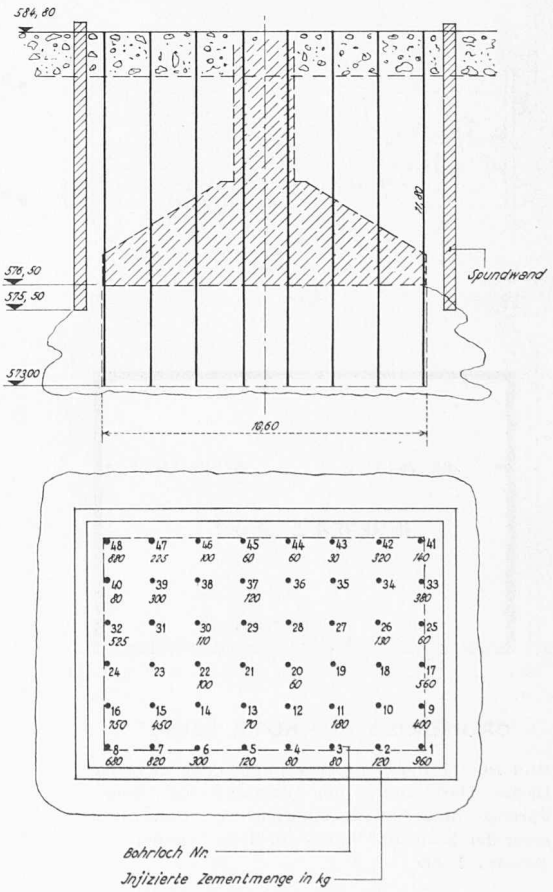
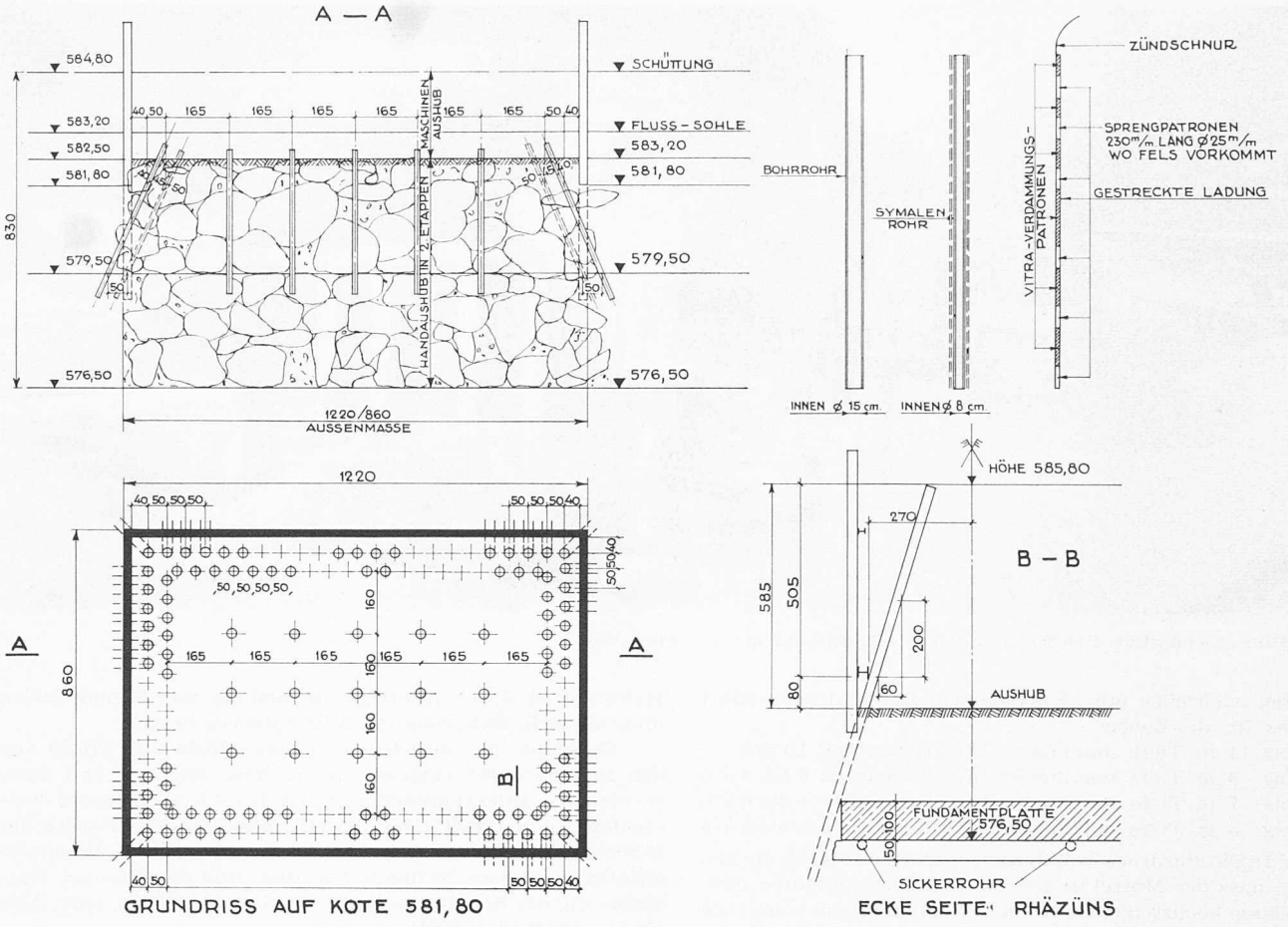


Bild 9. Strompfeiler: Anordnung der Bohrlöcher, aufgenommenes Injektionsgut. Masstab 1:250



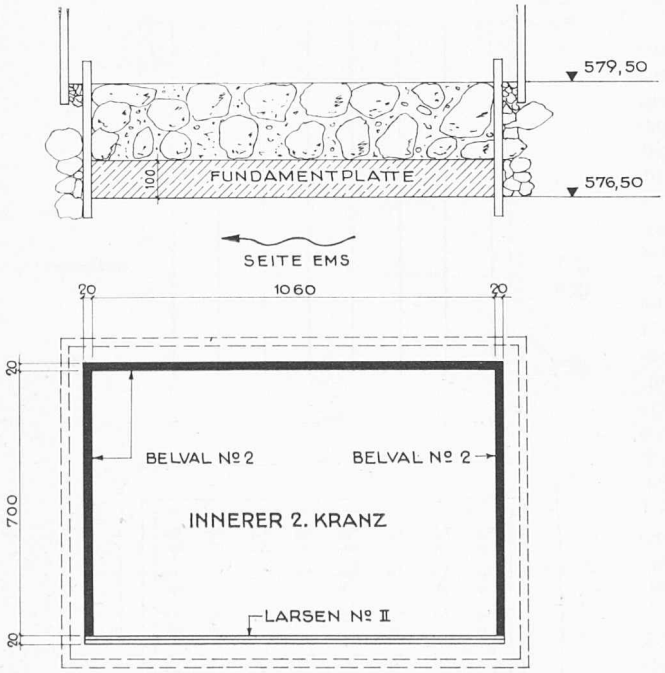


Bild 10. Hinterrheinbrücke Reichenau. Schematische Darstellung des kombinierten Bohr-, Spreng- und Rammverfahrens zur Umschliessung der Baugrube mit Stahl-Spundwänden. Masstab 1:200

stoffe, was, bezogen auf eine Kiesmasse von 3 × 8 × 12 m, rd. 2 bis 2,5 % ausmacht.

d) Das Schlagen der Spundwände

Schon beim Rammen der Spundwände «Belval 2» von Kote 583,20 auf 582,00 zeigten sich erhebliche Schwierigkeiten, verursacht durch grobes Gerölle und Felsfindlinge von 30 bis 50 cm Durchmesser. Man hatte bald den Zustand erreicht, wo die Spundwände so stark abgewiesen wurden und aus den Schlössern sprangen, dass an ein weiteres Rammen nicht mehr zu denken war (Bild 11). Das Ausräumen der Baugrube bis an den Fuss der Spundwände und das Anbohren und Sprengen der einzelnen Blöcke, welche das Rammen erschwerten, wäre wohl möglich gewesen, war aber doch mühsam, und eine Abdichtung der Baugrube an den Nahtstellen war schwierig (Bild 12).

Daher wurde nach einer neuen Methode gesucht, die das gleichzeitige Rammen aller Spundwände auf eine bestimmte Kote gestatten würde. Man hat sie in folgendem Vorgehen gefunden:

1. Es werden, wie in Bild 10 dargestellt, von Kote 582,50 bis 579,50 reichende, in zwei Reihen gegeneinander versetzt angeordnete Löcher gebohrt. Die Löcher haben einen Abstand von 40 cm vom Spundwandfuss und unterfahren die Spundwände in einer solchen Neigung, dass sie in rd. 1,5 m Tiefe die Spundwandaxe schneiden.

2. In die verrohrten Bohrlöcher von 150 mm Durchmesser werden Rohre aus Kunststoff «Symalen» von 80 mm Innendurchmesser eingeführt. Sodann werden die Stahlrohre gezogen.

3. Nach Beendigung der Bohrarbeiten wurden die Symalenrohre mit Sprengstoff und Zündschnüren belegt. Wo auf Grund des Bohrprotokolles Fels vorhanden war, wurden Sprengpatronen (Altdorfit A 230 mm lang und 25 mm Durchmesser), in den Zwischenräumen «Vitra»-Verdämmungspatronen verwendet.

4. Durch elektrische Schaltung wurden sämtliche Bohrlöcher zweier gegenüberliegender Spundwände gesprengt und zwar gegenüberliegende Löcher genau gleichzeitig, von Bohrloch zu Bohrloch mit geringstem Zeitunterschied, wodurch die

Felsblöcke zertrümmert und die ganze Zone unter den Spundwänden aufgelockert wurde.

5. Danach wurden die Spundwände auf Kote 579,50 nachgeschlagen.

Diese Methode bewährte sich ausgezeichnet, aber beim nachfolgenden Aushub — es musste nun von Hand ausgehoben werden — zeigte es sich, dass durch die vorgängige Rammung ohne Sprengung die Spundwandprofile so stark gelitten hatten (insbesondere waren die Schlösser aufgegangen), dass bei einem Weiterrammen mit zu grossen Undichtigkeiten gerechnet werden musste. Das Kantonale Tiefbauamt in Chur und die Bauunternehmung kamen zum Schluss, dass unter diesen Umständen ein innerer Spundwandkranz zu erstellen sei, wobei die Methode des Bohrens und Sprengens vor dem Rammen, die sich bewährt hatte, von Anfang an anzuwenden sei. Man rammte nun auf drei Seiten Belval-Profile 2, auf der Seite Bonaduz Larsenprofile 2 mit einer Neigung 1 : 3, um das ursprüngliche Profil wieder zu erreichen (Bild 10). Bohren, Sprengen und Rammen von 579,50 auf 576,50 gelangen planmässig. Es zeigte sich, dass bei den angewendeten Bohrlochabständen von der Spundwand und den gewählten Sprengmitteln eine Beschädigung der Spundwand nicht erfolgte; es zeigte sich aber auch, dass das stärkere Larsen 2-Profil für diese Methode geeigneter war. Insbesondere war die Wasserdichtigkeit der Schlösser besser. Pro Absenkung von 3 m wurden rund 150 Bohrlöcher mit einem Sprengstoffaufwand von rd. 360 kg benötigt.

Bild 13 zeigt den Mittelpfeiler nach Beendigung des Aushubs. Es wurden zwei Entwässerungsschächte plus ein Reserveentwässerungsschacht erstellt. Jeder Schacht verfügte über eine Pumpe mit einer Leistung von 175 l/min, und für die beiden regulären Entwässerungschächte stand noch eine wahlweise einsetzbare Reservepumpe bereit. Während des Bauvorganges war die auftretende Wassermenge zeitweise ganz erheblich und es waren zum Trockenlegen der Baugrube Leistungen von 700 bis 1200 l/min notwendig, was den Einsatz zusätzlicher Pumpen bedingte.

Um ein einwandfreies Betonieren der Fundamentsohle gewährleisten zu können, hat man den Spundwänden entlang Rinnen ähnlich einem Dachkennel angeschweisst und das anfallende Wasser in die Schächte geleitet.

Das hier beschriebene, unter Mitwirkung des Tiefbauamtes des Kantons Graubünden von der Firma *Prader & Co.* AG. entwickelte Verfahren hat sich durchaus bewährt. Wir erblicken in dieser Methode eine zeitgemässe Alternative zur Caissongründung, die den grossen Vorteil hat, dass man mit gewöhnlichem Personal arbeiten kann und auf das unangenehme Ein- und Ausschleusen verzichten kann. Auch in zeitlicher und finanzieller Hinsicht dürfte die beschriebene Methode, wenn die gemachten Erfahrungen systematisch verwertet werden, der Caissonmethode in vielen Fällen überlegen sein.

Die Projektierung der Hinterrheinbrücke Reichenau erfolgte unter der Oberleitung von *A. Aschwanden*, dipl. Ing., durch *U. Kellner*, dipl. Ing., im Büro des Verfassers.

Adresse des Verfassers: *M. R. Roš*, dipl. Ing., Asylstrasse 58, Zürich 32.

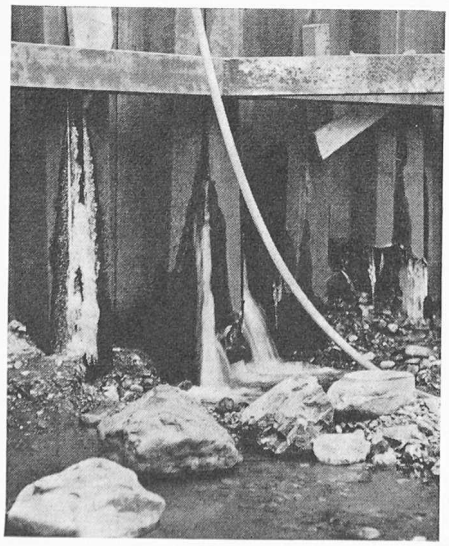
Fettschmierung aus «Konserven»

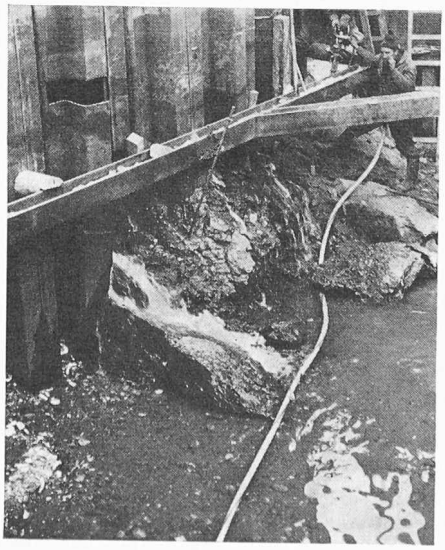
DK 621.896

Wie auf andern Gebieten, so gehen auch in der Schmiertechnik ständig Weiterentwicklungen vor sich. Immer mehr werden z. B. stationäre und fahrbare Schmieranlagen eingesetzt, die die rasche Abschmierung von Fahrzeugen in der Garage oder die rationelle Durchführung des Schmierdienstes auf Grossbaustellen ermöglichen. In allen diesen Fällen bleibt aber die Abhängigkeit vom Fettfass bestehen. Dies wird oft als Mangel empfunden. Ueberdies besteht die Gefahr der Verschmutzung des Fettes durch Manipulation oder offengelassene Behälter. Auf dem Bauplatz, auf grosser Fahrt oder im Industriebetrieb wäre die stete Einsatzbereitschaft eines handlichen Schmiergerätes mit entsprechender Fettfüllung und einfacher Nachfüllmöglichkeit von Vorteil. Es würde dabei der Schmierservice an Ort und Stelle vereinfacht und verbilligt.

Zu diesem Zwecke schuf die Firma Adolf Schmids Erben AG, Bern, die «Schmierfettkonserve». Vom Schmierstofffabrikanten abgefüllt und verschlossen, bietet sie das Maximum an Sauberkeit, und in handlicher Grösse gestaltet, lässt sie sich in jeder Materialkiste und auf jedem Fahrzeug in wünschbarer Zahl unterbringen. Eine besonders konstruierte Schmierpistole erlaubt es, die mit leicht abnehmbarem Deckel ausgebildete Schmierfettpatrone direkt in den Druckzylinder der Pistole zu schieben, die es mit Leichtigkeit ermöglicht, die Schmierungen einhändig durchzuführen. Mit einem Fingerdruck wird an der Düse ein Druck von 560 atü erzeugt, der an jeder Schmierstelle die zuverlässige Beschickung mit Fett sichert. Die andere Hand bleibt zur Führung des Schmierkopfes frei.

Um nun aber den Vorzug der steten Einsatzbereitschaft wirklich gewährleisten zu können, ist es notwendig, in den Schmierfettpatronen ein Fett bereitzuhalten, das als Einheitsfett weitgesteckten Anforderungen genügt. Bei «Aseol Fit» ist das Problem so gelöst, dass zwei Mehrzweckfette in Patronen lieferbar sind: Das eine dient der Verwendung in Industriebetrieben und Werkstätten, das andere dem Einsatz in Strassenfahrzeugen, Baumaschinen und Landmaschi-





Bilder 11 und 12. Hinterrheinbrücke Reichenau, Mittelpfeiler, Spundwand Ost, am 1. Februar 1963

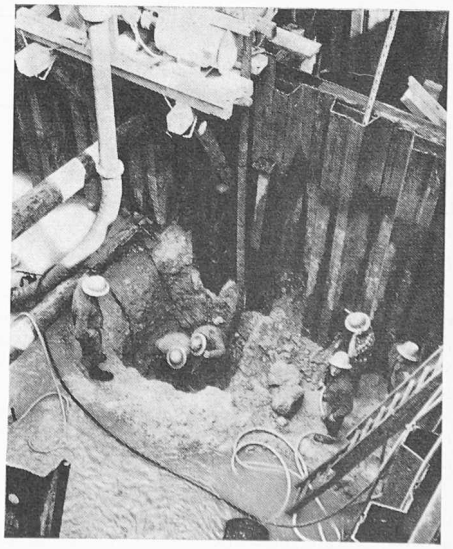


Bild 13. Mittelpfeiler, Erstellung des Entwässerungsschachtes, 17. April 1963