

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 82 (1964)
Heft: 27

Artikel: Die Mühletobelbrücke der N 3 ob Richterswil
Autor: Streich, W.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-67532>

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: 05.04.2026

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

Die Mühltobelbrücke der N 3 ob Richterswil

DK 624.21:624.012.47

Von **W. Streich**, dipl. Ing. ETH, in Ingenieurbüro E. Schubiger, Zürich

Die Tendenz, den Kasten als die gültige Querschnittform für Brücken zu betrachten, zeichnet sich ab. Der folgende Aufsatz versucht daher, den Plattenbalken und seine Vorteile dem Konstrukteur näherzubringen.

1. Allgemeines

Aus einem engeren Wettbewerb zwischen einer Stahl- und einer Betonkonstruktion ist für das Mühltobel eine Plattenbalkenbrücke aus vorgespanntem Beton mit fünf Oeffnungen zu 31 bzw. 26 m Spannweite hervorgegangen. Stahl wäre nur bei einem dreifeldrigen Balken konkurrenzfähig gewesen. Man hat umso mehr auf grosse Spannweiten und kühne Lösungen verzichtet, als das Tobel dicht bewaldet ist und die Brücke von keinem zugänglichen Standort als Ganzes gesehen werden kann (Bild 1). Auf die Wirtschaftlichkeit des Plattenbalkens bei kleineren Spannweiten und freier Bauhöhe wird in diesem Aufsatz besonders hingewiesen.

2. Ausführungsprojekt

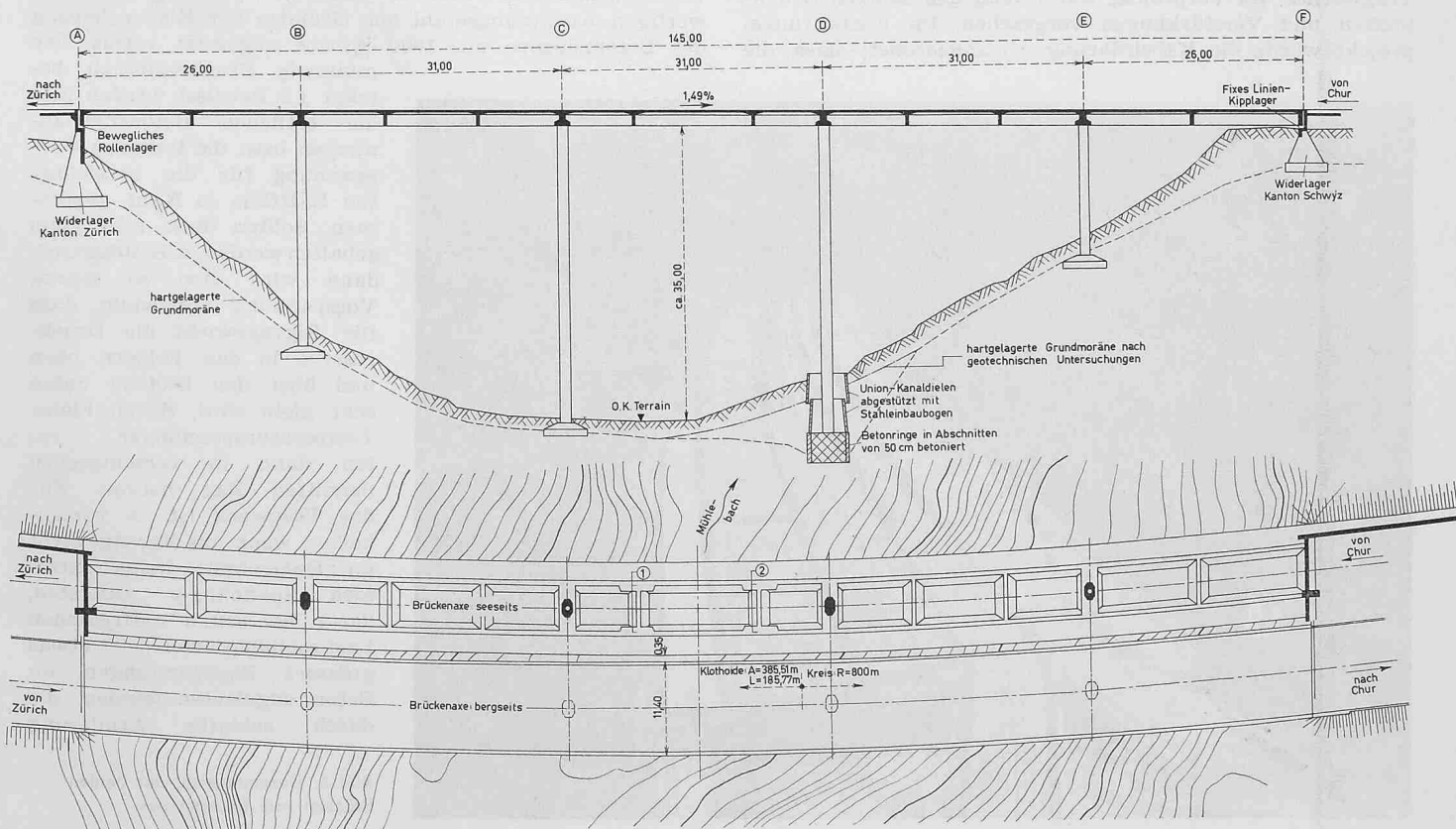
2.1. Ueberbau

Die beiden Fahrrichtungen laufen über zwei getrennte parallele Brücken mit gleichen Krümmungsverhältnissen (Bilder 2 bis 5). Die Widerlagerjoche und Pfeilerfluchten sind nicht radial, sondern alle parallel zur Erleichterung der Gerüstverschiebung bei zweimaliger Verwendung des Lehrgerüsts. Da die Bauhöhe über dem Tobel nicht beschränkt



Bild 1 (rechts). Ansicht der Brücke vom Wanderweg aus durch das Mühltobel. Grosse Spannweiten wären hier zu aufwendig

Bilder 2 und 3. Mühltobelbrücke, Längsschnitt: 1:900, darunter Unter- und Draufsicht: 1:900; die seitlichen Verstärkungen 1 und 2 der Längsträger im Feld C—D enthalten die Zwischenvorspannstellen für die Längsbabel



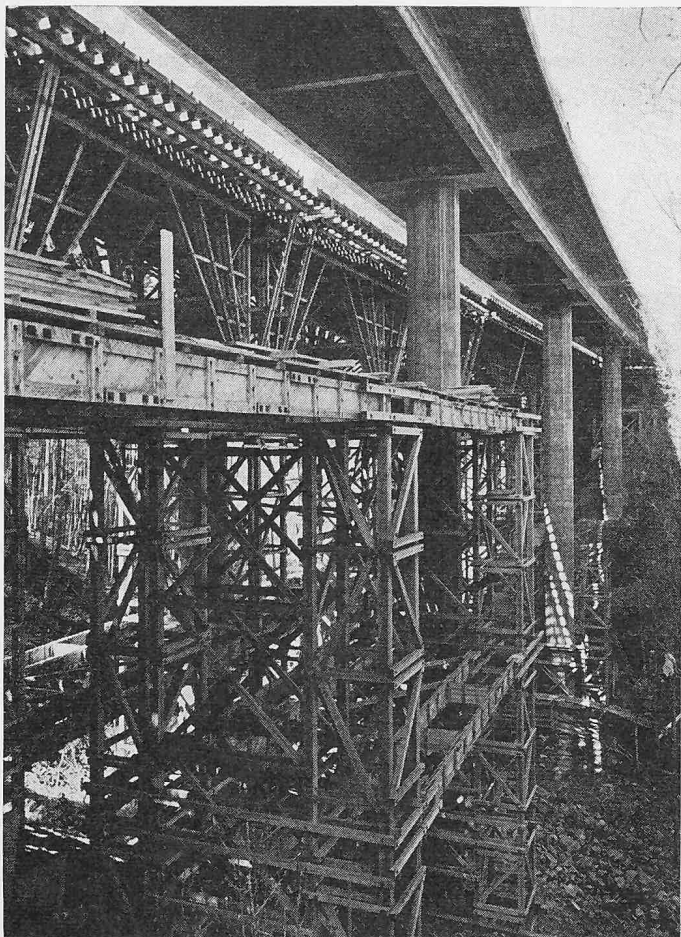


Bild 4. Untersicht der talseitigen Brücke mit Kontrollsteg; die seitlichen Verstärkungen der Längsträger im Mittelfeld enthalten die Zwischenvorspannstellen für die Längskabel

ist, wählte man als Querschnitt einen Plattenbalken mit nicht übertrieben kleiner Bauhöhe. Die Schlankheit $\frac{1}{16}$ erwies sich als die wirtschaftlichste. Zwei Feldquerträger dienen der besseren Lastverteilung bei asymmetrischer Belastung des Tragwerkes. Im Vorprojekt waren über den Stützen Druckplatten und Verstärkungen vorgesehen. Im Ausführungsprojekt wurde die Kabelführung so angeordnet, dass die

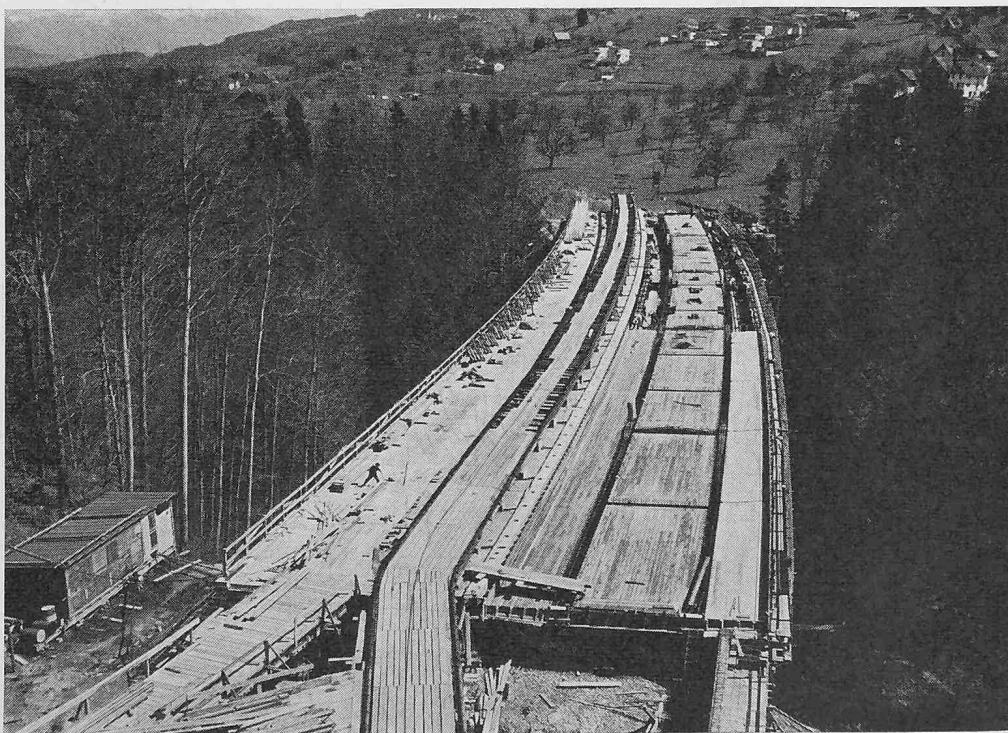


Bild 5. Gesamtansicht der beiden Brücken vom Baukran aus

Druckplatten usw. vermieden werden konnten, was für die Ausführung der Schalung eine grosse Vereinfachung und damit eine Verbilligung bedeutet. Mit den Stützen ist die Fahrbahnkonstruktion biegesteif verbunden. Das feste Widerlager befindet sich auf Seite Schwyz, das bewegliche auf Seite Zürich.

Statisch stellt die Brückenkonstruktion für die vertikalen Lasten einen unverschieblichen Rahmen dar. Der Winddruck in horizontaler Richtung wird durch die Pfeiler und den Ueberbau entsprechend ihren Steifigkeiten aufgenommen, wobei wegen der relativ schlanken Pfeiler der grösste Anteil in den Ueberbau geht.

Die Brücke ist für den Lastfall Eigengewicht plus Verkehrslasten voll vorgespannt. Die verwendeten BBRV-Kabel pro Längsträger sind: 3 Kabel zu 220 t, 1 Kabel zu 100 t und 1 Kabel zu 100 t, welches nur in den beiden Randfeldern vorhanden ist. Die vier erstgenannten werden im Feld C—D ungefähr in den Drittelpunkten aus den Längsträgern seitlich herausgenommen, um Zwischenvorspannstellen zu schaffen (Bilder 6 u. 7). Die Kontinuität der Vorspannung bleibt durch entsprechendes Uebereinandergreifen der Kabel gewährleistet. Eine Vorspannung nur an den beiden Brückenden hätte bewirkt, dass in Brückenmitte mit einem Vorspannverlust infolge Reibung von rd. 35 % zu rechnen gewesen wäre, was zusätzliche Kabel erfordert hätte. Das Zusatzkabel von 100 t in den Randfeldern hat den Reibungsverlust in den Feldern B—C bzw. D—E wettzumachen.

Im Bild 8 sind die Betonrandspannungen für die Lastfälle: Eigengewicht, Eigengewicht + Nutzlast, Eigengewicht + Nutzlast + ungleichmässige Temperaturverteilung aufgetragen. Der Berechnung der Spannungen 1. und 2. Art infolge ungleichmässigen Temperaturschwankungen liegt ein Temperaturgefälle von $\pm 10^\circ\text{C}$ über die Fahrbahnplatte zu Grunde. Als weitere Beanspruchung des Ueberbaues wurden die Momente aus Brückenverlängerung und -verkürzung, die Torsionsmomente infolge asymmetrischer Belastung am drehsteifen Kreuzwerk sowie der horizontale Winddruck berücksichtigt.

Die maximalen rechnerischen Betonzugspannungen betragen infolge Temperatureinflüssen (Bild 8) OK Fahrbahnplatte 22 kg/cm^2 und UK Längsträger 15 kg/cm^2 . Die selten auftretende und ungünstigste Kombination aller erwähnten Lastfälle ergibt örtliche Betonzugspannungen von 30 kg/cm^2 bzw. 25 kg/cm^2 . Diese werden durch die schlaaffe Armierung voll übernommen, wobei die zulässige Spannung für hochwertigen Armierungsstahl aus Gründen der Rissesicherung der Betonzugzone mit 1800 kg/cm^2 angesetzt wurde. Die minimale Bruchsisicherheit beträgt 1,8. Bewusst werden hier die örtlichen Betonzugspannungen bzw. die teilweise Vorspannung für die bezeichneten Lastfälle in Kauf genommen. Sollten diese sehr klein gehalten werden, z. B. 10 kg/cm^2 , dann wird eine so starke Vorspannung notwendig, dass für Eigengewicht die Druckreserve in den Feldern oben und über den Stützen unten sehr klein wird. Schon kleine Temperaturspannungen rufen dann in verschiedenen Schnitten Zug hervor. Für das Tragwerk ist es vorteilhafter, wenn aus Eigengewicht im Querschnitt keine extremen Spannungen auftreten, dafür bei selten auftretenden Lastkombinationen etwas grössere Zugspannungen im Beton zugelassen werden, die durch schlaaffe Armierung

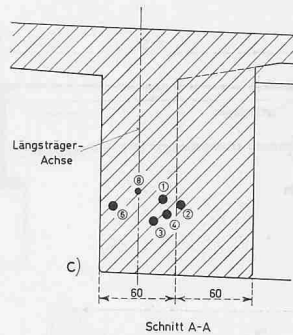
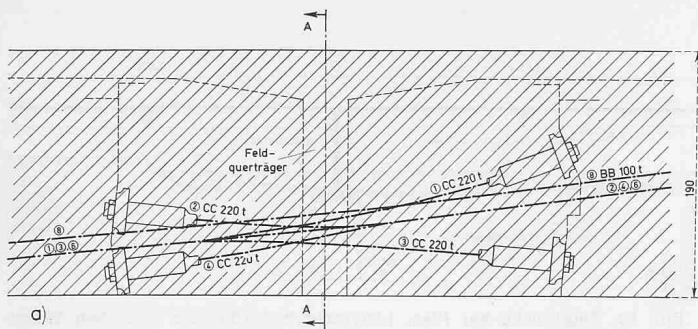


Bild 6 a, b, c. Ansicht, Grundriss und Querschnitt einer Zwischenvorspannstelle der Längskabel im Feld C—D, Massstab 1:60

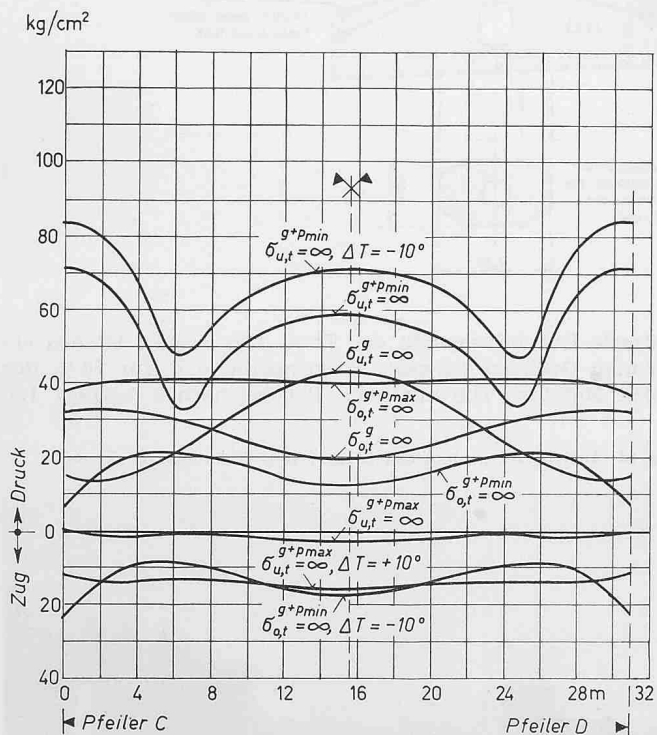
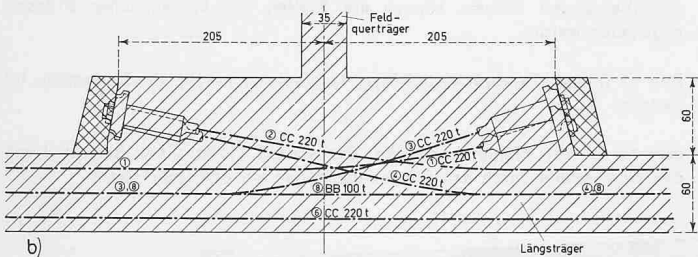


Bild 8 (oben). Mühlentobelbrücke, Betonrandspannungen für verschiedene Belastungszustände

Bild 9 (rechts neben Bild 8). Thurbrücke, Betonrandspannungen für verschiedene Belastungszustände

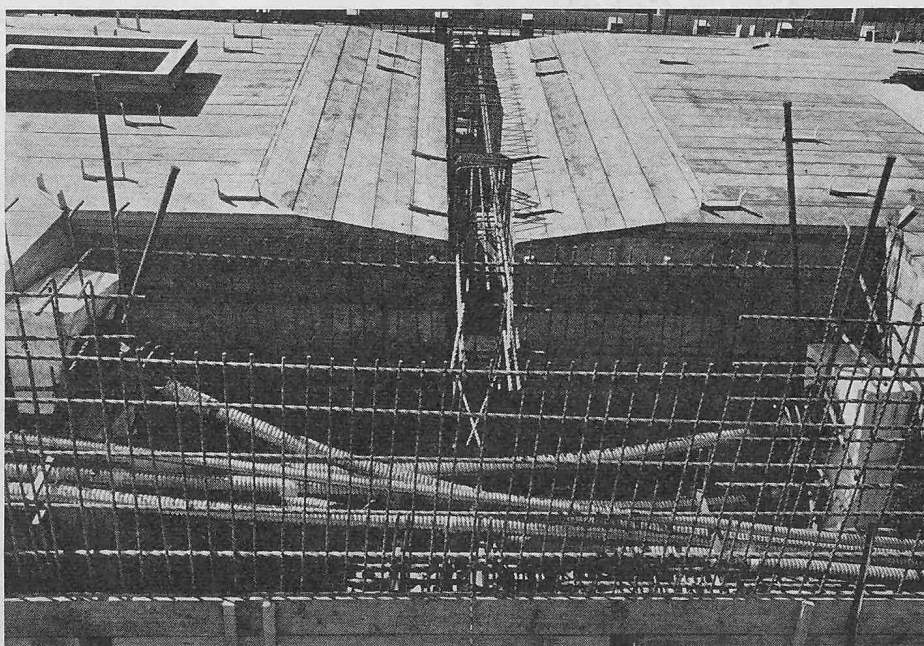
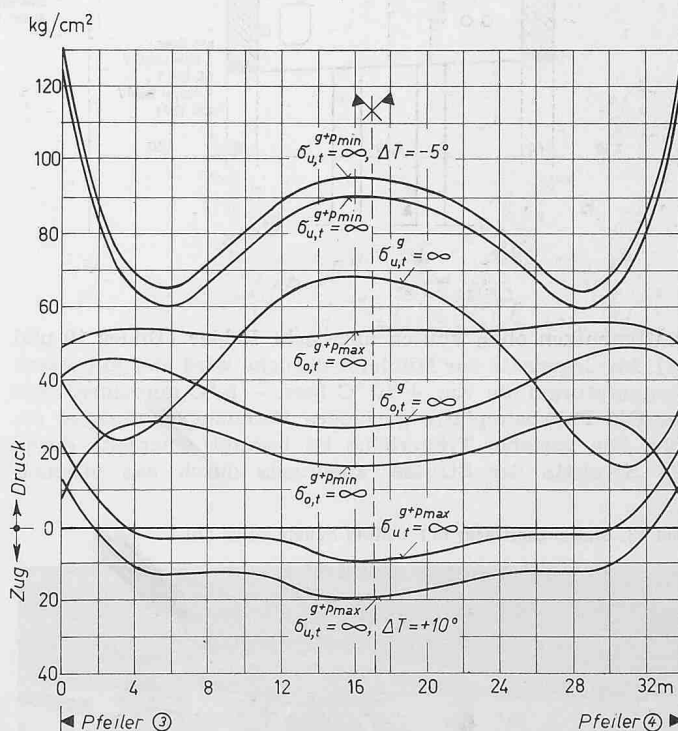


Bild 7 (rechts). Zwischenvorspannstelle im Längsträger des Mittelfeldes

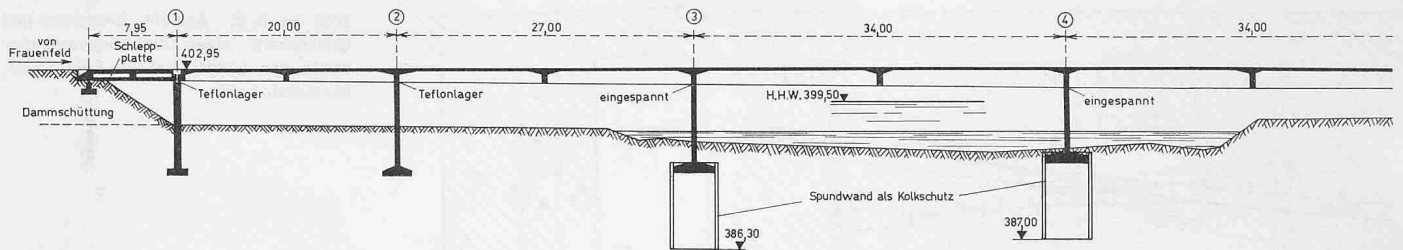


Bild 10. Thurbrücke bei Pfyn, Längsschnitt 1:700. Die seitlichen Widerlager sind durch Schlepp-Platten ersetzt. Bei eventuellen Setzungen der anschliessenden Dämme können die Platten mit hydraulischen Pressen angehoben werden

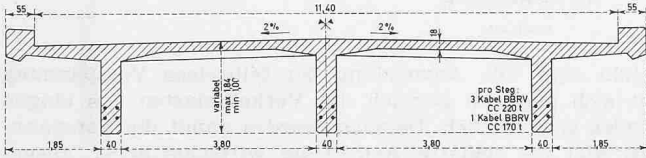


Bild 11 (links). Thurbrücke bei Pfyn, Querschnitt 1:150, die Trägerhöhe ist variabel

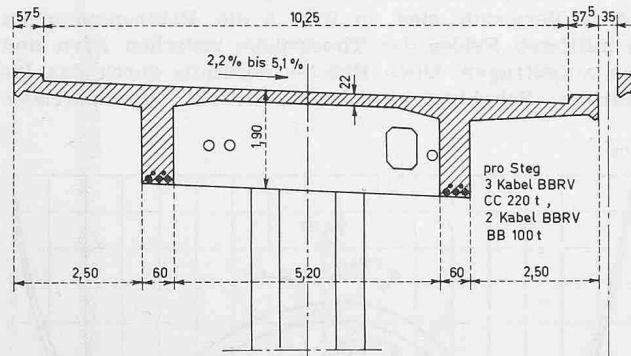
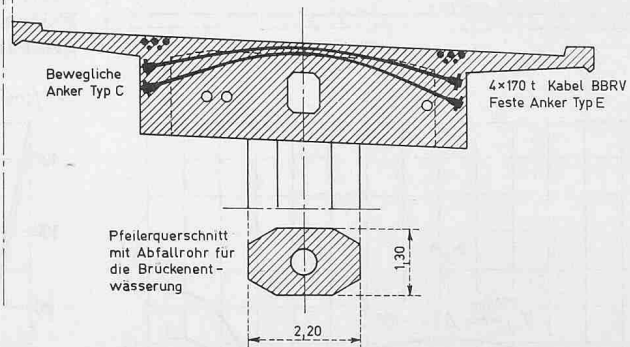


Bild 12 (unten). Mühletobelbrücke, Querschnitt 1:150; links Schnitt durch das Feld, rechts durch den Stützenquerträger mit den Querkabeln



Plattenbalken ohne Voüten über acht Felder (Bilder 10 und 11). Im Gegensatz zur Mühletobelbrücke wird hier mit einem Temperaturgefälle von $+10^{\circ}\text{C}$ bzw. -5°C gerechnet, was für OK Fahrbahnplatte geringere Betonzugspannungen ergibt. Die variable Trägerhöhe ist bedingt einerseits durch die Nivelette der Strasse, andererseits durch das offenzu-

haltende Durchflussprofil der Thur. Die Brücke ist aus erwähnten Gründen teilweise vorgespannt, d. h. für 70 % der vollen Nutzlast. Die minimale Bruchsicherheit beträgt 1,8.

Bild 13. Stützenquerträger mit 4 BBRV-Kabeln zu je 170 t

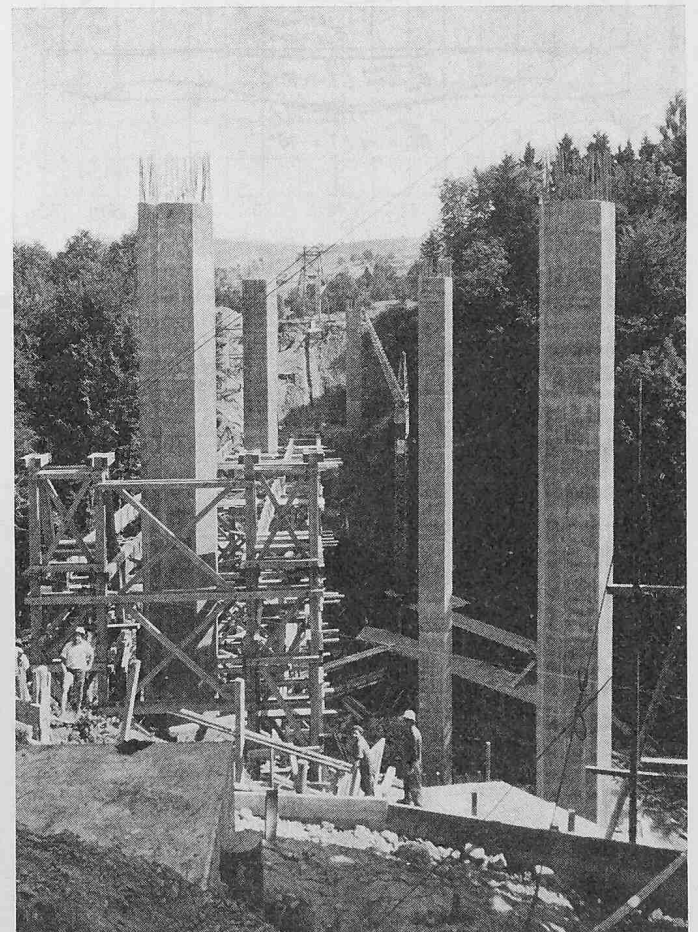
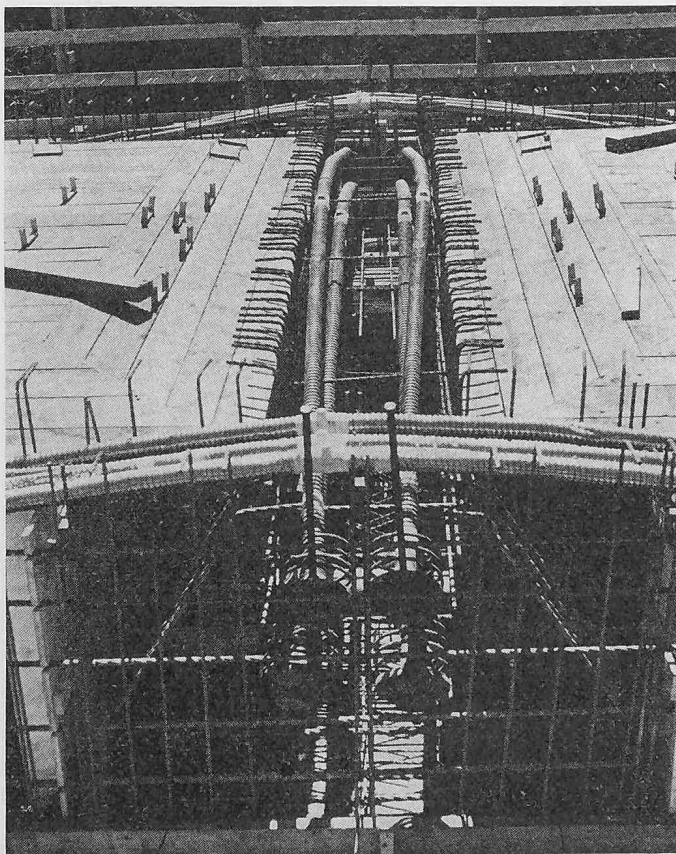


Bild 14. Ansicht der achteckigen Stützen vom Widerlager Zürich aus

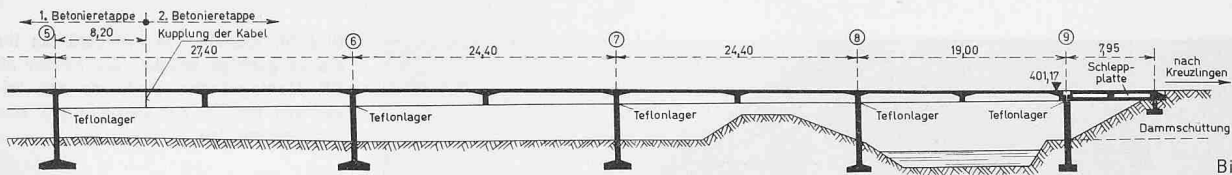


Bild 10. Fortsetzung

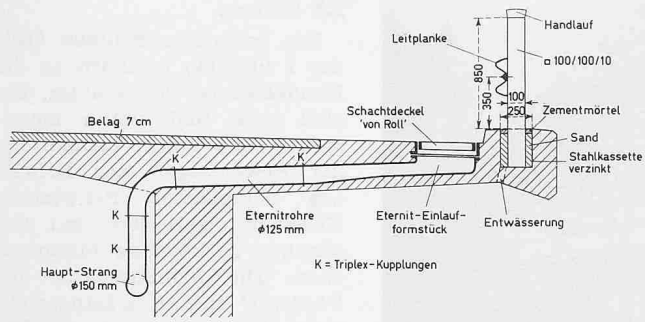


Bild 15 (links). Brückenentwässerung und Schutzgeländer mit Leitplanken 1:60

Bild 16 (unten links). Widerlager Zürich mit Rollenlager und Teflonlager am Längsträgerende für die Windkräfte

Bild 17 (unten). Brunnengründung für Pfeiler D, oben Kanaldielen mit Einbaubogen, unten ist der erste Betonring armiert.

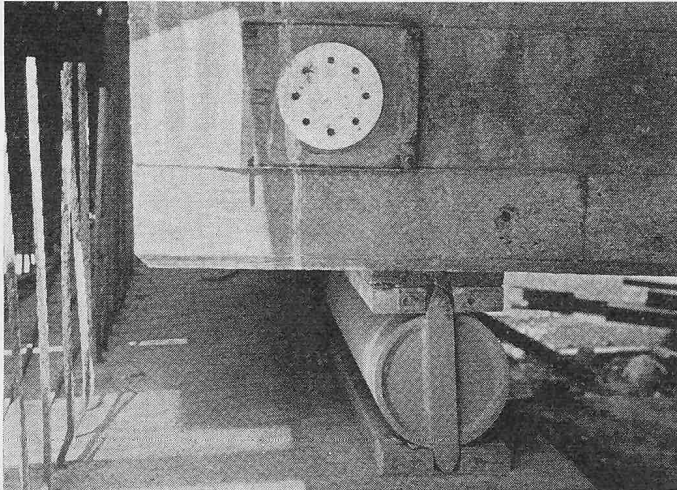
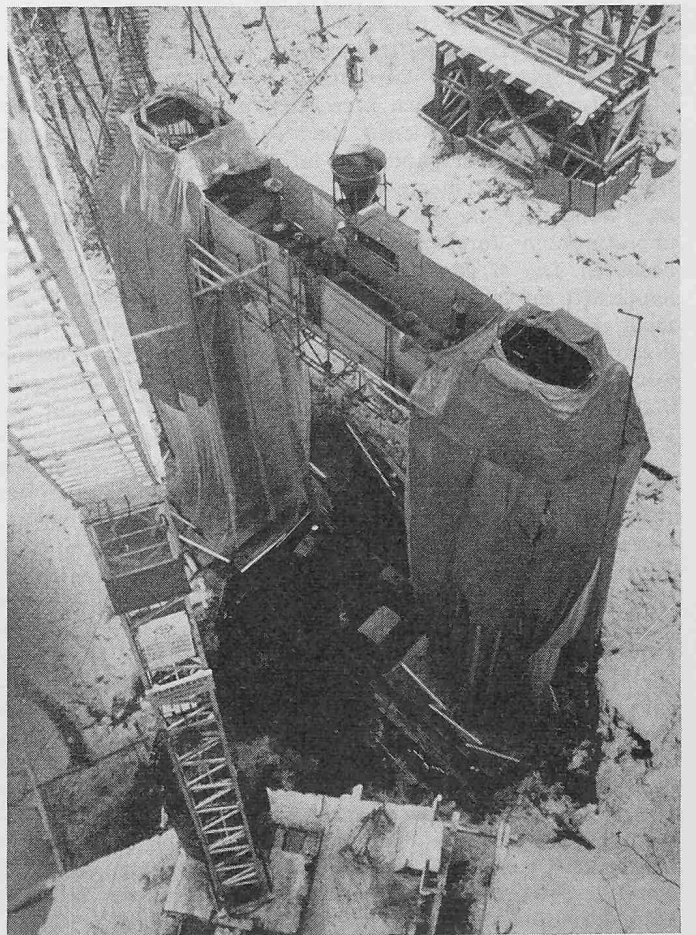


Bild 18. Hochziehen eines Pfeilerpaares mit hydraulisch gesteuerten Stahlgleitschalungen



Bild 19. Die Pfeiler D wurden bei -18°C hochgezogen; Oefen hielten die Temperatur unter den Plastikhüllen auf $+5^{\circ}\text{C}$



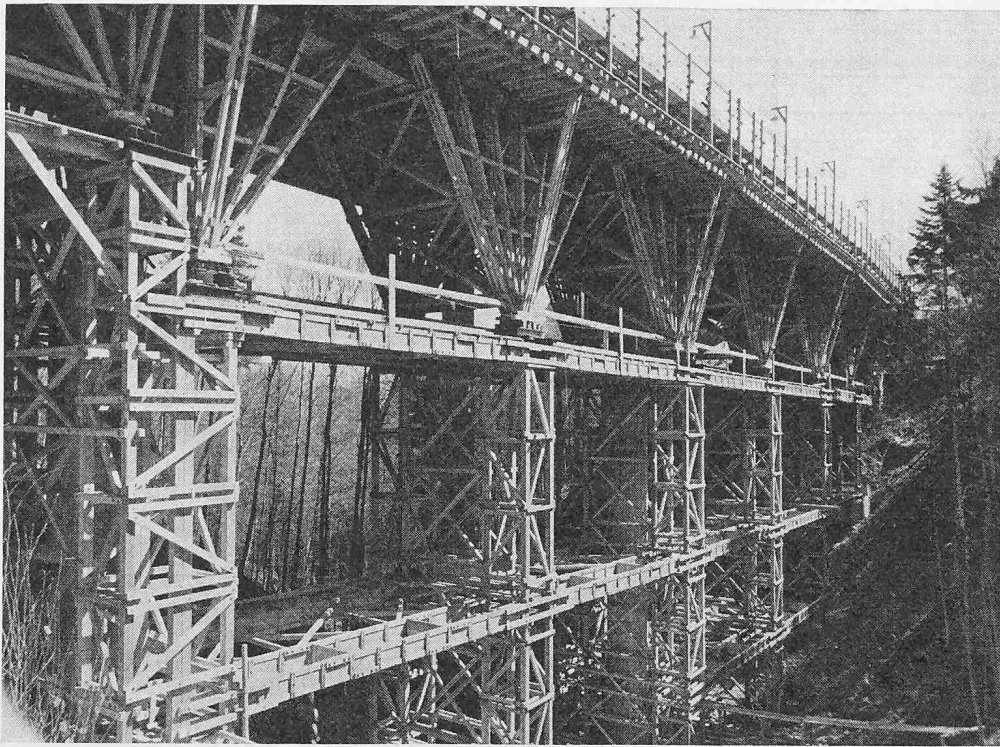


Bild 20. Ansicht des Lehrgerüsts für die bergseitige Brücke; die Fächer ab OK Montageboden sind von der talseitigen Brücke zur bergseitigen verschoben worden

2.2 Stützen

Die schlanken Stützen (Bilder 1 und 14) erinnern an die Baumstämme des Waldes. Sie sind oben und unten eingespannt und haben demzufolge die Bewegungen der Brücke aus Temperatur, Schwinden, Kriechen, elastischer und plastischer Verkürzung mitzumachen. Die Schlankheiten bei Pfeiler C und D in Längsrichtung sind grösser als 50. Die Pfeiler müssen daher auf exzentrisches Knicken berechnet werden, was als Spannungsproblem zweiter Ordnung zu behandeln ist. Die numerische Lösung der Differentialgleichung zweiter Ordnung erfolgt mit Hilfe der Seilpolygongleichung nach Prof. Dr. F. Stüssi. Bei Berücksichtigung aller ungünstigen Einflüsse betragen

Hier liegen die extremen Betondruckspannungen gegenüber der Mühltobelbrücke wegen der teilweisen Vorspannung und der grösseren Schlankheit höher.

Die Stützenquerträger der Mühltobelbrücke sind mit je vier BBRV-Kabeln zu 170 t vorgespannt (Bilder 12 u. 13). Sie haben die Auflagerreaktionen der Längsträger aufzunehmen und in die Stützen abzuleiten. Die Fahrbahnplatte einschliesslich der seitlichen Auskragungen sind in Querrichtung schlaff armiert.

Wie erwähnt, wählte man für den Ueberbau einen Plattenbalkenquerschnitt. Häufig besteht die Ansicht, dass Plattenbalken für Durchlaufträger mit kleineren Spannweiten wenig geeignet seien. Der Hohlkastenquerschnitt, so wird behauptet, gestatte einen besseren Ausgleich zwischen den Feld- und Stützenmomenten und damit eine gleichmässige Ausnutzung der Vorspannkabel im Feld und über der Stütze. Die endgültigen Momente aus Vorspannung sind $M_v = M_v^0 + M_v^1$, wobei M_v^0 die Vorspannmomente und M_v^1 die statisch unbestimmten Vorspannmomente oder Zwängungsmomente bedeuten. Die M_v -Momente können z. B. mit Hilfe der Umlenkkräfte infolge Vorspannung $u = V \cdot 8f/2l$ (V = Vorspannung, f = Pfeilhöhe, l = Spannweite) und den Einflusslinien des statisch unbestimmten Systems direkt erhalten werden. Die Ueberlagerung der M_v -Momente mit den maximalen bzw. minimalen Momenten der Grenzwertlinien ergeben die resultierenden Momente MR für die Spannungsberechnung. Die Betonrandspannungen werden bekanntlich erhalten aus $\sigma = V/F \pm MR/(W_o/u)$. Bei Plattenbalken ist nun $W_o > W_u$ (W_o und W_u = Widerstandsmomente für die Berechnung der oberen bzw. unteren Randspannung). Um über der Stütze und im Feld bei minimalen bzw. maximalen resultierenden Momenten die Kabel gleichmässig auszunützen, sind die Vorspannkraft V und die Kabellage bzw. die Bauhöhe (Pfeilhöhe f) so aufeinander abzustimmen, dass $|MR|$ über der Stütze $> |MR|$ im Feld entsprechend $W_o > W_u$. Das Resultat zeigt, dass, wie bereits erwähnt, eine nicht übertrieben kleine Bauhöhe die wirtschaftlichste ist. Mit der Vorspannung hat es somit der Konstrukteur in der Hand, die Nachteile des Plattenbalkenquerschnittes gegenüber dem Hohlkasten zu beseitigen. Die einfachere Bauausführung des Plattenbalkens gegenüber dem Hohlkasten bleibt dagegen erhalten und spricht daher für seine Anwendung auch bei Durchlaufträgern kleinerer Spannweite, falls nicht die Bauhöhe durch äussere Bedingungen sehr gedrückt ist.

die max. Stahl- und Betonspannungen in der Stütze $B \sigma_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_b = 180 \text{ kg/cm}^2$, Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen 500 kg/cm^2 . Diese ist als die vom fixen Lager am weitesten entfernte und kurze Stütze am stärksten beansprucht.

2.3. Fundationen

Das Resultat der geotechnischen Untersuchungen auf Grund von 5 Rotationsbohrungen, 2 Sondierschlitzten und 16 Proben für Klassifikation lautet: Unter einer 1,4 bis 6,3 m mächtigen, weich gelagerten Deckschicht aus Auffüllmaterial, Humus, Verwitterungsmaterial und gelockerter Grundmoräne folgt bis in die erbohrte Tiefe von 21 m die sehr hart gelagerte Grundmoräne, bestehend aus tonigem Silt mit Sand, Kies und Steinen. Auf Grund dieses Ergebnisses entschloss man sich, die Pfeiler und Widerlager in der hart gelagerten Grundmoräne zu gründen. Bei Hanglage der Fundamente wurde die Stabilität derselben geprüft und die Einbindetiefe entsprechend gewählt.

2.4. Konstruktive Einzelheiten

Seite Zürich wurden als bewegliche Lager zwei Stahlrollenlager (Bild 16), Seite Schwyz zwei fixe Linienkipplager eingebaut. Da die Führungsleisten der Rollenlager bzw. die Dollen der Linienkipplager nicht genügt hätten, um den horizontalen Winddruck aufzunehmen, wurden bei den Längsträgern an den äusseren Seiten kleine Teflonlager (Bild 16) angeordnet. Die Lager sind Erzeugnisse der Maschinenfabrik Esslingen, die Fugenabdeckungen bei den Widerlagern vorgespannte elastische Fugenübergänge System RUB. Die Entwässerung der Fahrbahn erfolgt mittels Eternitschächten, die durch Querleitungen mit der Längsleitung verbunden sind (Bild 15). Ferner erhält die Brücke eine Belagsheizung nach System Huber und Küffer.

3. Die Bauausführung

3.1. Fundationen

Wie erwähnt, sind die Fundamente auf die hart gelagerte Grundmoräne gestellt. Mit Ausnahme von Pfeiler D ist diese in der erwarteten Tiefe gefunden worden; bei Pfeiler D dagegen erst 8 m unter Terrain. Die Gründung erfolgte hier durch Abschachten einer Baugrube für jeden Pfeiler von 5 m Durchmesser (Bild 17). In einer oberen, weicheren Schicht wurden dabei Stahlringe und Kanaldielen verwendet. Die darunter liegende härtere Schicht wurde in Abschnitten von 50 cm ausgehoben unter gleichzeitiger Betonierung eines Ringes von 30 cm Dicke.

3.2. Pfeiler

Für das Betonieren der Pfeiler wurden Gleitschalungen System Acrow verwendet, die hydraulisch angehoben werden (Bilder 18 und 19). Bei Tag- und Nachtbetrieb wurde dabei eine maximale Steigleistung von 30 cm pro Stunde und Pfeilerpaar erreicht. Um die Armierung während des Steigens der Schalung kontinuierlich verlegen zu können, hat man die Stösse der Eisen spiralförmig angeordnet.

3.3. Ueberbau

Im Gegensatz zu den Fundationen und Pfeilern wurde der Ueberbau für die beiden Brücken nacheinander erstellt. Dadurch konnte das Lehrgerüst ab OK Montageboden zweimal verwendet werden (Bild 20). Die von diesem Boden aufgehenden Fächer werden für jedes Feld als Ganzes auf Verschubahnen mittels Seilwinden unter die zukünftige zweite Brücke gezogen. Das Betonierprogramm verlangt, dass Brückenabschnitte zwischen je zwei Stützen in vollem Querschnitt ohne Unterbruch betoniert und über den Pfeilern von der Breite des Stützenquerträgers Fugen offengelassen werden. Diese sind 24 Stunden vor der 30%igen Vorspannung zu betonieren. Nach der ersten Vorspannung werden die Konsolen erstellt und dabei Deformationen des Lehrgerüsts ausgeglichen. 10 Tage später wird auf 60% vorgespannt und anschliessend das Lehrgerüst abgesenkt, um ungünstige Wirkungen auf den Ueberbau infolge Rückfedern des hohen Gerüsts auszuschalten. 28 Tage nach der ersten Vorspannung wird auf 100% gespannt kurz überspannt und injiziert. Die 30%ige Vorspannung in den Stützenquerträgern erfolgt nach der ersten Längsvorspannung. Bei den weiteren Spannetappen werden die Kabel in den Querträgern jeweils vor der entsprechenden Längsvorspannung gespannt.

Zurzeit ist die seeseitige Brücke fertig erstellt, die bergseitige wurde Ende Mai 1964 betoniert.

4. Materialaufwand und Kosten

Im folgenden sind Materialaufwand und Kosten exklusiv Lehrgerüst und Installationen pro m² Ueberbau angegeben.

Dabei werden die entsprechenden Werte der bereits erwähnten Thurbrücke gegenübergestellt.

Materialaufwand	Mühletobel	Thurbrücke
Beton einschl. Konsolkopf	0,55 m ³ /m ²	0,40 m ³ /m ²
Schalung einschl. Konsolkopf	1,95 m ² /m ²	1,88 m ² /m ²
Stahl	63 kg/m ²	43 kg/m ²
Vorspannstahl ohne Querkabel über Stützen	11,0 kg/m ²	14,9 kg/m ²
Kosten Preisbasis 1963		
Beton einschl. Konsolkopf	Fr. 39.80/m ²	Fr. 35.20/m ²
Schalung einschl. Konsolkopf	Fr. 44.50/m ²	Fr. 63.40/m ²
Stahl	Fr. 63.—/m ²	Fr. 48.20/m ²
Vorspannstahl mit Querkabel über Stützen	Fr. 48.60/m ²	Fr. 54.10/m ²
Materialkosten des Brückenüberbaues	Fr. 195.90/m ²	Fr. 200.90/m ²

Bei dem relativ hohen Stahlgewicht pro m² der Mühletobelbrücke ist zu beachten, dass die Zugspannungen aus horizontalem Winddruck — dieser ist wegen der schlanken Pfeiler vorwiegend durch den Ueberbau aufzunehmen — durch schlaffe Armierung übernommen werden. Weiter sind der Abstand der Längsträger und die Auskrugung der Fahrbahnplatte ziemlich gross, was ebenfalls eine stärkere Armierung gegenüber der Thurbrücke bedingt. Die obigen Preise dürften die Wirtschaftlichkeit des Plattenbalkens bei Durchlaufträgern kleinerer Spannweiten bestätigen.

Die Oberbauleitung der Mühletobelbrücke liegt in den Händen des Brückenbaubüros des Kantons Zürich, Brückeningenieur Rudolf Schiltknecht und Ing. Bernhard Fiedler sei für ihre wertvollen Ratschläge gedankt. Projekt und Baukontrolle der Fundamente, Gerüste und Vorspannarbeiten obliegen dem Ingenieurbüro E. Schubiger, Zürich. Die örtliche Bauleitung der Brücke besorgt das Ingenieurbüro E. Toscano, Zürich. Mit der Ausführung ist die Bauunternehmung Brunner & Co., Zürich, betraut.

Adresse des Verfassers: W. Streich, dipl. Ing. ETH, im Ingenieurbüro E. Schubiger, Universitätsstrasse 86, Zürich 6.

Schulanlage Loreto in Zug

Ankauf (2000 Fr.) Roland Gross, Zürich

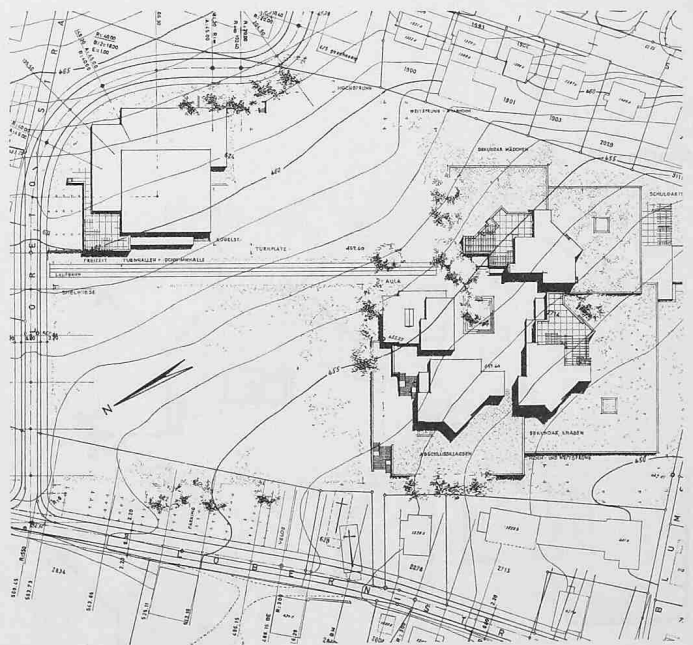
Bericht des Preisgerichtes

Die Gruppierung der in den Massen bescheidenen und originell geformten Baukörper um einen zentralen Hof ist für das Projekt charakteristisch. Grundsätzlich ist der Schwerpunkt der Baumassen im südwestlichen Areal möglich. Mit der darunterliegenden zweigeschossigen Terrasse rückt der Verfasser jedoch zu nahe an die Grundstücksgrenzen. Die im Rücken der Schulbauten angelegte Spielwiese und Pausenfläche gewährleisten wohl einen ungestörten Schulbetrieb, doch kommen dadurch die Schulräume nicht in den Genuss dieser grossen Freifläche. Lage und Einfügung der niedrigen Turnhallenbauten befriedigen. Diese stehen in guter Beziehung zu den Sportanlagen.

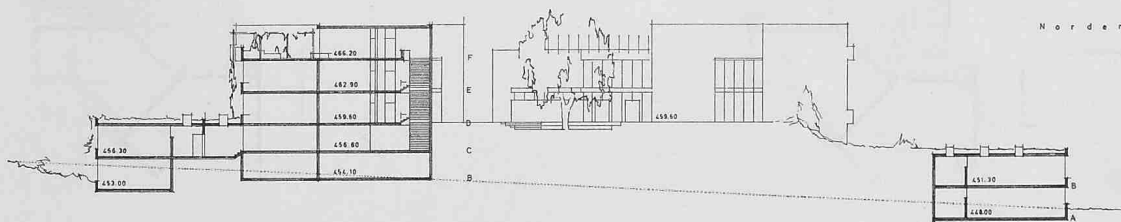
Die Stärke des Projektes liegt in der originellen und sinnvollen Gestaltung der Schultrakte als Ganzes und der Klassenzimmer mit Gruppenzimmern im einzelnen. Leider wirkt die Anordnung der Spezialräume monoton und ist nicht im Einklang mit der phantasievollen Grundidee des Projektes. Erschliessung und Belichtungsverhältnisse der Spezialräume sind teilweise ungenügend.

Trotz diesen Mängeln zeigt das Projekt eine eigenwillige und interessante Gestaltung.

Kubikinhalt 69 015 m³.



Situation 1:2500



Schnitt 1:800 durch Hauswirtschaft und Mädchen-Klassen sowie Werkräume Abschlussklassen. Dazwischen Ansicht Sekundarschule Knaben aus Südwesten.