

| | |
|---------------------|---|
| Zeitschrift: | Schweizerische Bauzeitung |
| Herausgeber: | Verlags-AG der akademischen technischen Vereine |
| Band: | 95 (1977) |
| Heft: | 41: ASIC-Sondernummer: Brückenbau |
| Artikel: | Der Lehnenviadukt Beckenried: Nationalstrasse N2: Abschnitt Höfe- Seelisbergtunnel (Kt. Nidwalden) |
| Autor: | Bänziger, Dialma Jakob |
| DOI: | https://doi.org/10.5169/seals-73468 |

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: 10.02.2026

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

ASIC Association Suisse des Ingénieurs-Conseils
 Schweizerische Vereinigung Beratender Ingenieure
 Associazione Svizzera degli Ingegneri Consulenti

Sondernummer 1977: Brückenbau

L'ASIC et la sécurité de l'emploi

Tout en saluant la parution annuelle consacrée une fois de plus à l'activité de quelques membres de notre association, nous aimerions souligner que depuis 1973, début de la récession, les effectifs de nos collaborateurs – 1800 personnes – n'ont pratiquement pas varié. A quoi cela tient-il? Peut-être que nos statuts, très strictes dans le domaine de la formation, de l'expérience et de l'indépendance, font que nos quelques 180 propriétaires de bureaux d'étude, bureaux petits et moyens pour l'essentiel, sont fortement personnalisés et de ce fait sont à même de pratiquer une grande souplesse d'adaptation et offrir une certaine qualité

de prestations aux maîtres d'ouvrages qui existent encore. En tout état de cause, une bonne stabilité du personnel garantit un meilleur exercice de la profession et nous voulons espérer que le nombre de nos collaborateurs ne fléchira pas ces prochaines années. Le corollaire à cette situation, c'est le problème de notre règlement d'honoraires. A ce sujet, l'ASIC soutient sans restriction la SIA dans ses efforts pour assurer à ses membres une rémunération équitable assurant une existence raisonnable à nos bureaux d'étude.

Frédéric Matter, président de l'ASIC

Der Lehnenviadukt Beckenried

Nationalstrasse N2: Abschnitt Höfe–Seelisbergtunnel (Kt. Nidwalden)

Von Dialma Jakob Bänziger, Zürich

Allgemeines und Grundlagen

Die Grundlagen des Projektes, die Vorbereitung und Durchführung des Submissionswettbewerbes gemäss SIA-Ordnung 153 vom 28. Februar 1973 bis 29. Oktober 1973 sowie die Beurteilung und der Entscheid durch das Preisgericht im April 1974 sind im Bericht von *U. M. Eggstein* (Luzern) (SBZ, Nr. 34, 1974) veröffentlicht worden [1]. Die besonderen geologischen und geotechnischen Aspekte bei der Planung und beim Bau des Lehnenviaduktes wurden an der *Frühjahrstagung der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik* in Luzern vom 13. Mai 1977 in folgenden Referaten behandelt: «Allgemeines über Planung der Nationalstrasse N2 im Kanton Nidwalden» (*B. Boffo*), «Erläuterung des Gesamtprojektes des Lehnenviaduktes Beckenried» (*U. M. Eggstein*), «Der Einfluss der Fundation auf das Konzept des Viaduktes» (*D. J. Bänziger*), «Geologie und Geotechnik» (*T. R. Schneider*), «Bodenmechanische Probleme, Hangstabilität und Hangsanierungsprojekt» (*R. Mengis*), «Berechnung und Durchführung der Schächte – Erdbauarbeiten» (*U. Vollenweider*). Die Referate werden durch die genannte Gesellschaft und zum Teil auch in der SBZ publiziert. Im folgenden Bericht wird daher auf die *Grundlagen* und die besonderen *geotechnischen Aspekte* nur noch so weit eingetreten, als es für das Verständnis der Zusammenhänge notwendig ist.

Grundkonzept des Projektes

Bei Beginn der Projektierungsarbeiten am Trassee, die durch das *Kantonsingenieurbüro Nidwalden* und das *Ingenieurbüro Hch. Bachmann* (Luzern) erfolgten, wurde an eine konventionelle Strassenführung mit Dämmen, Hanganschnitten, Stützmauern und Brücken über die zahlreichen Bachtobel hinweg gedacht. Dementsprechend schmiegt sich die Linienführung so gut als möglich an das bestehende Gelände an. Das Projekt ist 1969 bezüglich Lage und Nivellette öffentlich aufgelegt worden (Bild 1).

Die *geologischen Untersuchungen* von *T. R. Schneider* (Uerikon) zeigten, dass der Hang weder stark angeschnitten noch mit Dämmen belastet werden darf, weil dadurch seine Stabilität und die des Strassenkörpers gefährdet würde. Ein konventioneller Strassenbau schied somit aus. Wegen des sehr steil abfallenden Geländes hätte er auch keine Kostenvorteile gebracht. Als *Alternative* wurde durch den Geologen auch eine *Tunnellösung* geprüft. Der Tunnel hätte im westlichen Bereich auf eine grösere Länge Lockergestein und bautechnisch ungünstigen Flysch-Schiefer durchfahren müssen. Vom Tunnelende in der Felswand des Rütenerseelis bis zum Portal des Seelisbergtunnels wäre eine rund 460 m lange Brücke erforderlich gewesen. Die Untersuchungen für diese Variante ergaben zwei- bis dreimal so hohe Erstellungskosten im Vergleich mit

einer Brücke. Ausserdem hätte ein hoher Unterhaltsaufwand dazugerechnet werden müssen.

Eine *vollständige Überbrückung* des ganzen Hangbereiches erwies sich als *sicherste und gleichzeitig kostengünstigste Lösung*. Das Hauptproblem der Brückenlösung bildet die *Foundation im kriechenden Hang*. In den eingangs erwähnten Berichten und Referaten wird im einzelnen dargelegt, dass bei der zur Ausführung bestimmten Fundation der Pfeiler mittels *beweglichen Schutzschächten bis auf den Fels* sowohl das Risiko für den Bauherrn wie die Erstellungs- und Unterhaltskosten verglichen mit allen anderen denkbaren Fundationsmöglichkeiten ein Minimum darstellen.

Massgebende Entwurfsgedanken und Hauptelemente

Allgemeine Hauptpunkte

Folgende Kriterien haben uns beim Entwurf geleitet:

- Einfaches klares Konzept, gute ästhetische Gestaltung,
- Dauerhaftigkeit durch gute konstruktive Ausbildung mit dem Ziel: Minimum an späterem Unterhalt, einfache Kontrollmöglichkeiten,
- Wirtschaftlichkeit durch Wahl von rationellen Bauvorgängen,
- Geringes Risiko während der Bauausführung und im Betrieb.

Konzept

Der Viadukt liegt rund 80 m über dem Spiegel des Vierwaldstättersees und ist vom See her über die ganze Länge von 3,15 km sichtbar. Die *Ästhetik* ist daher von besonderer Bedeutung. Im Gegensatz zu einer Talüberquerung ist beim Lehnenviadukt die Höhe über Terrain gering. Sie beträgt stellenweise nur 5 m.

Die Brücke soll die Hanglandschaft möglichst wenig dominieren. Ein schmales Band bei einheitlichen Pfeilerabständen, d.h. eine durchlaufende Balkenbrücke mit konstanter massvoller Trägerhöhe gewährleistet am besten einen ruhigen Gesamteindruck (Bild 2). Der sichtbare Teil der Brücke hat, trotz schwieriger Fundationsverhältnisse, optisch so in Erscheinung zu treten, wie wenn normale Bodenverhältnisse vorhanden

wären. Dem unbefangenen Beobachter bleiben ja der Baugrund selbst und die umfangreichen bis 76 m tiefen, im Boden liegenden Konstruktionen verborgen. Er könnte es nicht verstehen, wenn fundationsbedingt ein hoher Brückenträger auf massiven Pfeilern knapp über dem Terrain durchlaufen würde.

Für die Wahl der Trägerhöhe ist neben den ästhetischen Gesichtspunkten nur noch das Lichtraumprofil bei der Unterführung Anschluss Emmettenstrasse sowie das allfällige Anschneiden des Hanges im Zusammenhang mit dem Gerüst zu berücksichtigen. Beides spricht für eine geringe Trägerhöhe. Die einheitliche Gestaltung über die ganze Länge und die Anwendung von rationellen Baumethoden verlangen eine möglichst grosse Zahl von gleichen Spannweiten.

Bevor wir uns für eine Ortbetonlösung mit dem Vorschubgerüst System Polensky + Zöllner entschlossen, haben wir eingehend auch vorfabrizierte Konstruktionen und Stahlverbundträger untersucht. Es zeigte sich dabei, dass die Kostendifferenz zwischen Ortbeton und Vorfabrikation nicht ausschlaggebend war, während die Stahlverbundlösung preislich deutlich höher lag.

Wahl der optimalen Spannweite

Die Festlegung der Spannweiten eines Brückenprojektes ist der Haupt-Entscheid mit den grössten Auswirkungen. Normalerweise kann er auf Grund der Randbedingungen und mittels Erfahrungswerten getroffen werden. Im vorliegenden Fall waren die Einschränkungen aus Randbedingungen wie Strassen, Bachläufe, Leitungen, Rutschungen gering. Dagegen lagen keine Erfahrungswerte über den Schachtbau vor.

Unser Vorgehen für die Optimierung ist im einzelnen an der Luzerner Tagung dargelegt worden. Die optimale Spannweite liegt je nach Querschnittstyp zwischen 52 und 58 m. Der Viadukt wird eingeteilt in

- 55 Felder zu 55 m Spannweite,
- 1 Endfeld West zu 40 m Spannweite und
- 2 Endfelder Ost zu 50 und 35 m Spannweite.

Die Konstruktionshöhe des Trägers haben wir unter Berücksichtigung der ästhetischen Punkte mit 3,0 m festgelegt, wobei ein noch wirtschaftlich günstiges Schlankheitsverhältnis $h:1$ von 1:18,3 resultiert.

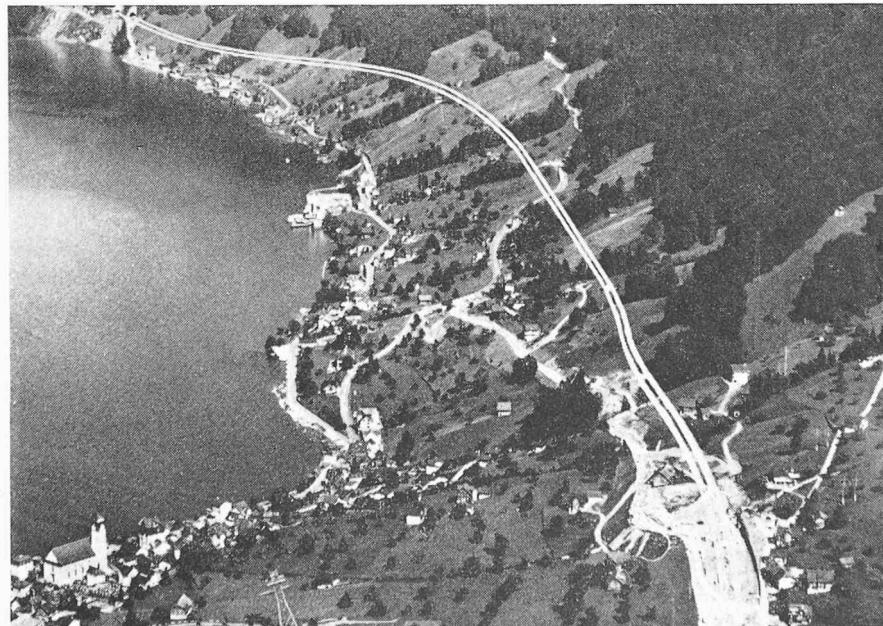


Bild 1. Photoaufnahme des Geländes mit einzeichnete Linienführung der N 2 im Bereich des Lehnenviaduktes vom Widerlager West unter der Seilbahn Klewenalp bis zu den Tunnelportalen des Seelisbergtunnels (Aufnahme: A. Odermatt, Stans)

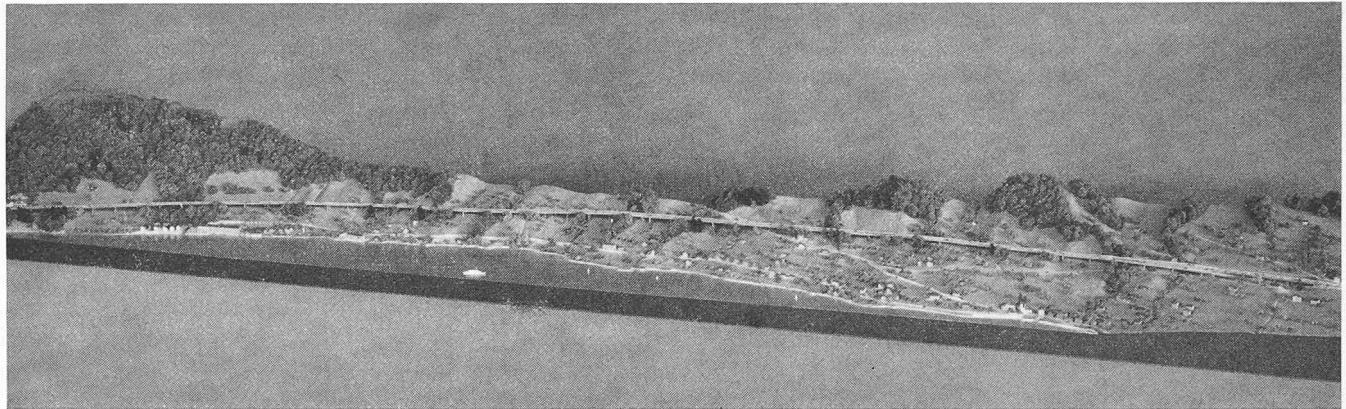


Bild 2. Ganze Viaduktänge. Modellphoto (H. Köpfli, Luzern)

Wahl des Längssystems

In Längsrichtung haben wir den Viadukt in *fünf Brücken* unterteilt (Bild 3):

| | | |
|-------------------|---------------------------------------|--------------------------|
| – Brücke 1 | mit Anschluss Beckenried | 491 m |
| – Brücken 2, 3, 4 | mit konstanten Verhältnissen | $3 \times 715 \text{ m}$ |
| – Brücke 5 | Spreizbereich gegen die Tunnelportale | 512 m |
| Total 3148 m | | |

Die Trennung der Brücken erfolgt durch vier Dilatationsfugen, die je auf dem Kragarm in einem Fünftel der Spannweite angeordnet sind, und in zwei Dilatationsfugen je bei den Widerlagern. Die Bewegungsdifferenzen in den Fahrbahnübergängen erreichen im Maximum 36 cm.

Jede Brücke ist für sich, unabhängig von der Nachbarbrücke, stabil. Dies wird durch eine möglichst grosse Zahl von Kipplagerverbindungen zwischen Pfeilern und Überbau im Mittelbereich jeder Brücke erreicht.

Einzelbrücke oder Zwillingsbrücken

Dieser wesentliche Entscheid – eine Brücke über die ganze Breite oder je Fahrtrichtung eine Brücke – ist bei jeder Autobahnbrücke neu zu treffen. Es gibt dafür keine allgemein gültige Lösung.

In jedem Einzelfall müssen die Vor- und Nachteile sorgfältig gegeneinander abgewogen werden. Dabei spielt auch die vom Bauherrn zur Verfügung gestellte Bauzeit eine wichtige Rolle. Im Submissionswettbewerb war sie vom 1. Oktober 1974 bis 30. Juni 1979 mit $4\frac{3}{4}$ Jahren vorgegeben. Im Werkvertrag wurde sie vom 1. Mai 1976 bis 1. Oktober 1980 zu $4\frac{1}{2}$ Jahren festgelegt (Bild 4).

Folgende Überlegungen waren massgebend für unseren *Entscheid zugunsten einer Zwillingsbrücke*:

- Zwei schmale Vorbaugerüste sind in der Anschaffung billiger als ein breites.
- Bei den Vorbaugerüsten für die Zwillingsbrücken ist je Gerüst der 14-Tage-Takt je 55-m-Feld mit normaler Arbeitszeit gut möglich. Jedes Gerüst kann unter Berücksichtigung der Anfangsphase in rund 120 Wochen durchgezogen werden und wird mit der zur Verfügung stehenden Bauzeit gerade voll ausgenutzt.
- Dagegen käme bei der doppelt so breiten Einzelbrücke erfahrungsgemäss der 3-Wochen-Takt in Frage, was mit der Anfangsphase rund 180 Wochen (= vier Jahre zu 45 Arbeitswochen unter Berücksichtigung der Winterpause) erfordern würde. Da für die Betonarbeiten am Überbau drei Jahre zur Verfügung stehen, könnten nur rund 2500 m Brückenlänge mit einem solchen Gerüst hergestellt werden. Der Rest von rund 700 m müsste konventionell gerüstet werden.

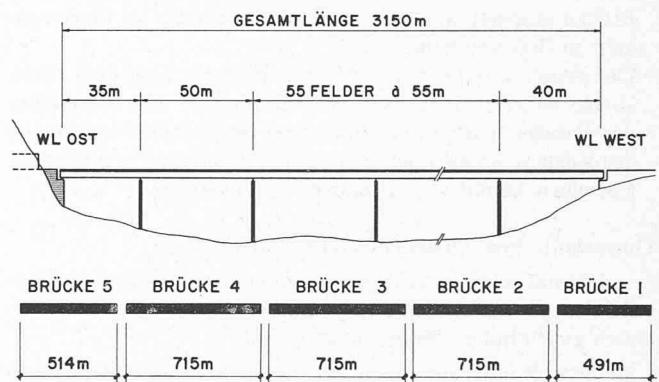


Bild 3. Brückeneinteilung in Längsrichtung, Spannweiten und Brückenabschnitte

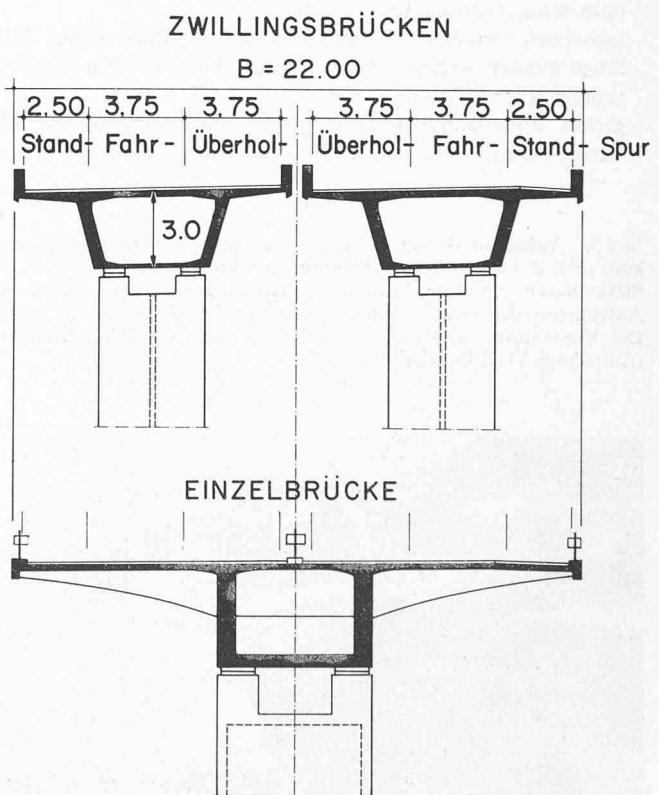


Bild 4. Zwillingsbrücken/Einzelbrücke mit eingetragenen Fahr-, Überhol- und Standspuren. Vergleich der Konzepte

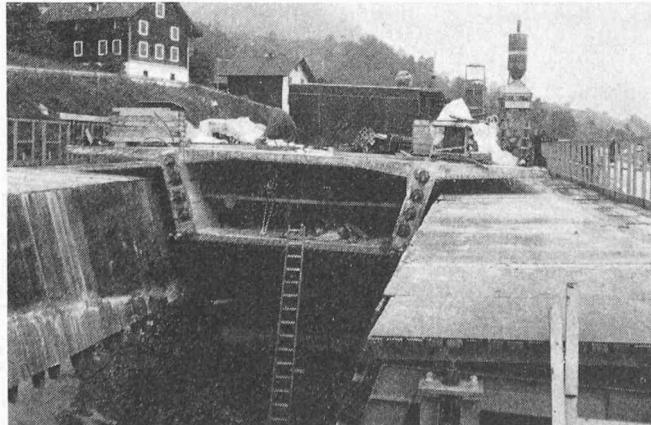
- Bei den Zwillingsbrücken laufen die beiden Rüstungen im Arbeitstakt um eine Woche versetzt, so dass der Arbeitsaufwand durch optimaleren Einsatz der Equipen reduziert werden kann.
- Bei den Zwillingsbrücken erfolgt das Betonieren eines Überbau-Feldes von 55 m mit Ausnahme der Borde in einem Guss *ohne Arbeitsfugen* in einem Tag (normal 325 m³, maximal 350 m³), was für die Qualität vor allem der Fahrbahnplatte ein wesentlicher Vorteil ist.
- Die Abmessungen der Brücken in Querrichtung sind gering (Konsolausladungen, Plattenspannweiten). Die zulässigen Betonspannungen werden nicht ausgenutzt. Eine Quervorspannung ist mit Ausnahme des Querträgerbereiches nicht notwendig. Außerdem ist das Verhältnis Kastenhöhe zu Kastenbreite günstig für die Aufnahme der St.-Venant-Torsion.
- Betrieblich bieten Zwillingsbrücken für den Bauherrn grosse Vorteile. Für Unterhaltsarbeiten (Belag, Lager) kann eine Brücke gesperrt werden, während die andere im Gegenverkehr in Betrieb bleibt.
- Der prozentuale Anteil der Fahrbahnfläche über dem Hohlkasten ist grösser als bei der Einzelbrücke. Die Hauptspur der Fahrbahn ist immer über dem isolierenden Luftpolster des Kastens, so dass die Glatteisgefahr geringer ist als bei der Einzelbrücke mit weit ausladenden Konsolen.

Querschnitt-Typ: Hohlkasten oder Plattenbalken

Die statischen, konstruktiven und unterhaltsmässigen Vorteile des gewählten Hohlkastenquerschnittes, verglichen mit einem gleich hohen Plattenbalken, sind:

- kleinere Randspannungen, σ_B zul. nicht ausgenutzt, daher grosse Tragreserve;
- kleinere Durchbiegungen;
- kleineres Zusatzmoment aus Längsvorspannung wegen tieferer Lage der Schwerachse;
- gute Aufnahme exzentrischer Laststellungen infolge hoher Torsionssteifigkeit (Bild 5);
- gute Massenverteilung;
- ästhetisch vorteilhaft, insbesondere mit geneigten Stegen. Die Stege müssen wegen des Ausschalens beim Gerüstabsenken geneigt sein;
- grosse Widerstandsfähigkeit gegen Witterungseinflüsse im Vergleich zu stark aufgelösten und kantigen Rippenquer-

Bild 5. Aufnahme des Brückenquerschnittes bei der Koppelfuge K 2 kurz nach der ersten Vorschubetappe. Die Stege gehen mit konstanter Stärke durch. An dieser Stelle ist die Höhe reduziert, weil wegen des Anschlusses der Emmettenstrasse ein Voutenfeld ausgebildet wird. Die Voutenform ist an der Stegschalung links deutlich erkennbar. (Aufnahme: D. J. Bänziger, 14. 7. 1977)



schnitten, die dem Frost und den chemischen Einflüssen stärker ausgesetzt sind. Der Hohlkasten hat eine bessere Dauerhaftigkeit;

- keine Feldquerträger notwendig;
- gute Zugänglichkeit im Stützenbereich wegen der fast direkten Abstützung jedes Längsträgers. Dies ermöglicht einen komfortablen Durchgang durch den Stützenquerträger sowie einen Abstieg durch die Druckplatte auf den Stützenkopf zu den Lagern. Im Bauzustand werden nur seitliche Querträgerrippen mitbetoniert, so dass die klappbare Innenschalung auf Gleisen ins nächste Feld durchgezogen werden kann. Der Restquerträger wird anschliessend betoniert.
- Auf diese Weise ist die Herstellung des Hohlkastens ebenso einfach wie jene des Plattenbalkens;
- einfache Anordnung von Leitungen und grosse Reserve für zukünftige zusätzliche Leitungen, auch grösseren Kalibers;
- gute Begehbarkeit für die Kontrolle aller wesentlichen Teile der Brücke;
- wirtschaftlicher als ein gleich hoher Plattenbalken. Um gleiche Wirtschaftlichkeit zu erreichen, müsste die Trägerhöhe des Plattenbalkens vergrössert werden, was ästhetisch schlechter ist.

Vorschubkonzept und Schalung

Unsere Projektgruppe hat schon für den Submissionswettbewerb die Bauunternehmung Polensky + Zöllner (P+Z) in Frankfurt zur Mitarbeit herangezogen und ihre grosse Erfahrung auf dem Gebiet des Brückenbaus mit Vorschubgerüsten verwertet. P+Z arbeitet mit drei grundsätzlich verschiedenen Gerüsttypen:

- Obenliegende Gerüste für Spannweiten von 70 bis 110 m (Siegtal-Gerüst). Dieses scheidet hier aus, da es für Regel-Spannweiten von 55 m unwirtschaftlich ist.
- Untenliegendes Gerüst nach dem Rechenschieberprinzip mit drei Rüstträgern und vorderer Abstützung in der Mitte des Pfeilers. In unserem Fall ist die Anwendung dieses Typs nicht angezeigt, weil die drei Träger bei einer 10,8 m breiten Brücke nicht ausgenutzt wären und weil für den Transport der Auflagerkonsolen zu wenig Bodenfreiheit vorhanden ist.
- Untenliegendes Gerüst mit umsetzbaren Auflagerbalken bei den Pfeilern. Dieses System mit zwei Rüstträgern ist gerade bis zu Spannweiten von 55 m möglich, dabei sehr wirtschaft-

Bild 6. Querschnitt der Vorbaurüstung der bergseitigen Brücke mit den eingehängten Schalrahmen für die Aussenschalungskonstruktion. Rechts ist der sogenannte Manipulator zu sehen, mit dessen Hilfe die Bodenschalungen beim Vorbeifahren am Pfeiler ausgebaut und anschliessend wieder montiert werden. Bei der Innenschalung sieht man hier den Spezialfall mit reduzierter Konstruktionshöhe für das Voutenfeld. Die Rüstträger sind auf die Quertraverse beim Pfeiler 2 abgestützt (Aufnahme: A. Odermatt, 30. 6. 1977)

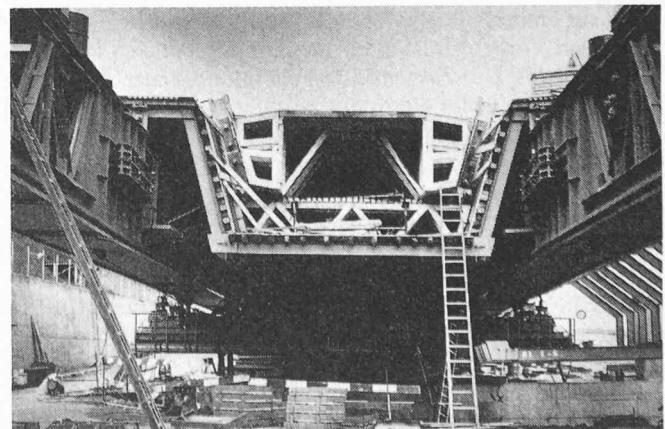
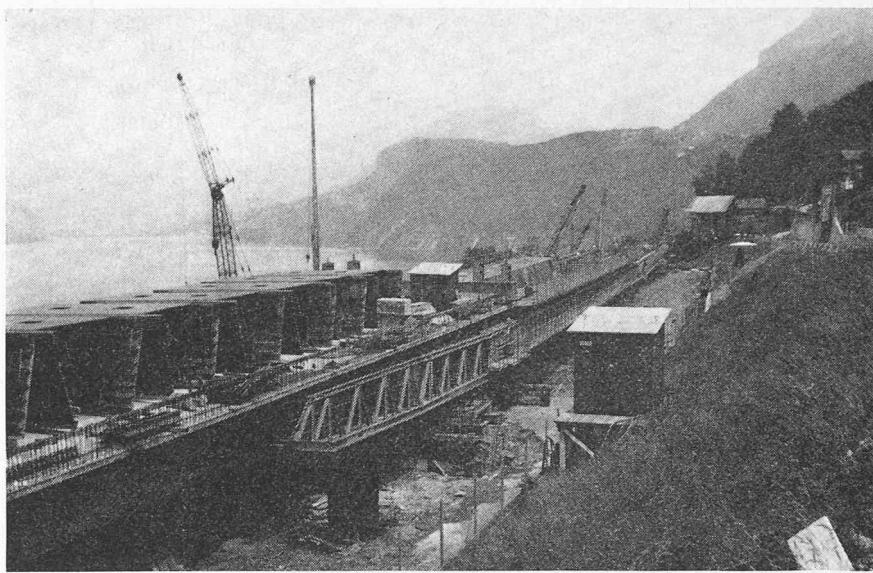


Bild 7. Vorschubgerüst nach der ersten Vorfahrt. Hinten im Bereich des betonierten Brückenfeldes der rückwärtige Fachwerkschnabel. Dann folgt der kastenförmige Rüstträger, der an der Koppelfuge aufgehängt ist. Vorne ist der 46 m Vorfahrschnabel mit Auflagerung auf der Quertraverse beim Pfeiler 4. Auf dem betonierten Teil sind 5 m lange Elemente der klappbaren Innenschalung zu sehen (Aufnahme: D. J. Bänziger, 21. 7. 1977)



lich und erfordert eine Bodenfreiheit von minimal 1,0 m (Bergeseite) bis max. 3,50 m (Talseite, Manipulator und Stützbereich für Traverse) ab UK Brücke.

Dieser letzte Typ wurde gewählt und in Zusammenarbeit mit P+Z für die besonderen Verhältnisse des Lehnenviaduktes Beckenried entwickelt. Zwei komplette Rüstungen werden nach den Projektplänen von P+Z auf Grund einer Gerüstsubmission von den Firmen Weller (Mönchengladbach, BRD) und Joseph Meyer (Luzern) hergestellt und montiert.

Die *Vorbaurüstungen* bestehen aus zwei kastenförmigen Hauptträgern von 2,30 m Höhe, 1,90 m Breite und 62,50 m Länge. Auf diesen Trägern stützt sich die *Aussenschalungskonstruktion* des Betonhohlkastens inkl. Konsolplatten ab (Bild 6).

Die *Rüstträger* sind vorne und hinten durch 46 bzw. 21 m lange Fachwerkschnäbel verlängert, damit beim Vorschieben das nächste Auflager beim Pfeiler erreicht werden kann, bevor die hintere Abstützung entfällt. Die *Vorbauschäbel* sind horizontal schwenkbar, damit die Kurvenfahrt möglich ist. Die insgesamt 129,5 m lange Konstruktion wird mit einer hydraulischen Seilzugvorrichtung mit 1 m/min vorgezogen (Bild 7).

Die *Quertraversen* sind in der sattelförmigen Vertiefung des Pfeilerkopfes klauenförmig gelagert und gegen Abheben verankert. Beim Vorschieben liegen die Rüstträger auf quer-verschieblichen und höhenverstellbaren Gleitschlitten mit Neoprenbelägen. In der Betonierstellung stützen sie sich vorne über hydraulische Hebeböcke auf den Pfeiler ab, hinten sind sie mit dem 11 m weit auskragenden Brückenüberbau an der Koppelfuge in allen drei Richtungen kraftschlüssig verbunden.

Die *Aussenschalung* besteht aus Elementen von 1,25 m Länge, womit sie sich dem jeweiligen Kurvenradius und der variablen Querneigung gut anpassen kann. Die *Innenschalung* ist aus 5 m langen Schalwagen tunnelartig ausgebildet. Sie wird aus der betonierten Etappe eingeklappt, auf Schienen nachgezogen und gerichtet, nachdem in der neuen Etappe die Druckplatten- und Stegarmierung verlegt worden ist (Bild 8).

Bauvorgang und Taktbauweise des Überbaus

Der Bau des Lehnenviaduktes erfolgt vom Widerlager West unter der Seilbahn Beckenried–Klewenalp zum Tunnelportal des Seelisbergtunnels. Nach dem Bau der Erschließungsstrasse entlang den Schachtbaustellen folgen die ver-

Bild 8. Blick auf Vorschubgerüst mit Aussen- und Innenschalung vor dem Armieren der Fahrbahnplatte. Gut erkennbar ist die Anpassung an den Kurvenradius (Aufnahme: A. Odermatt, 30. 6. 1977)

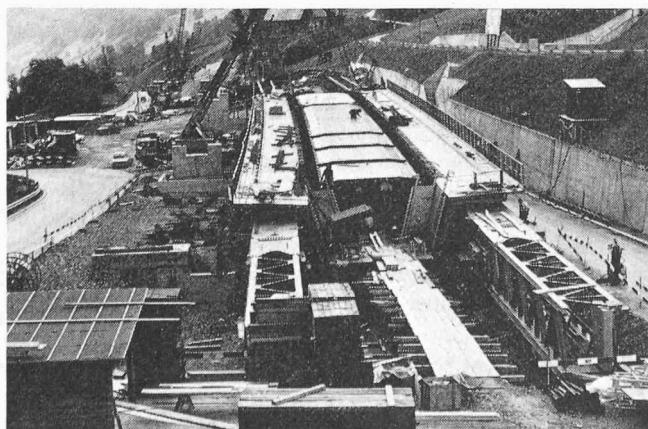
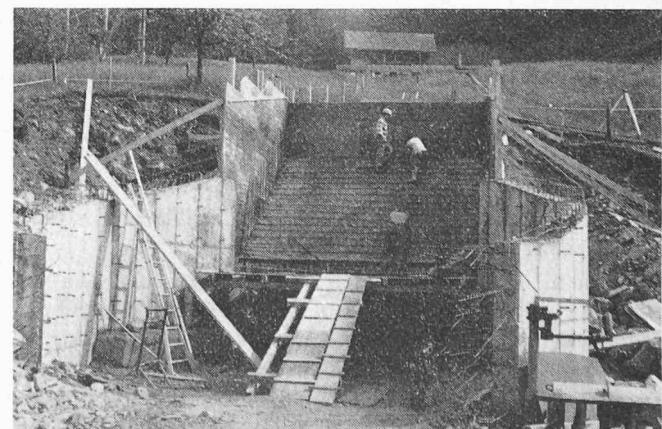


Bild 9. Erste Phase der Schachterstellung: Vom biegesteifen Schachtansatz (BSA) des Schachtes 14 ist hier ein segmentartiger Teil betoniert. Bergseits wird der Schachtaufbau armiert (Aufnahme: D. J. Bänziger, 2. 6. 1977)



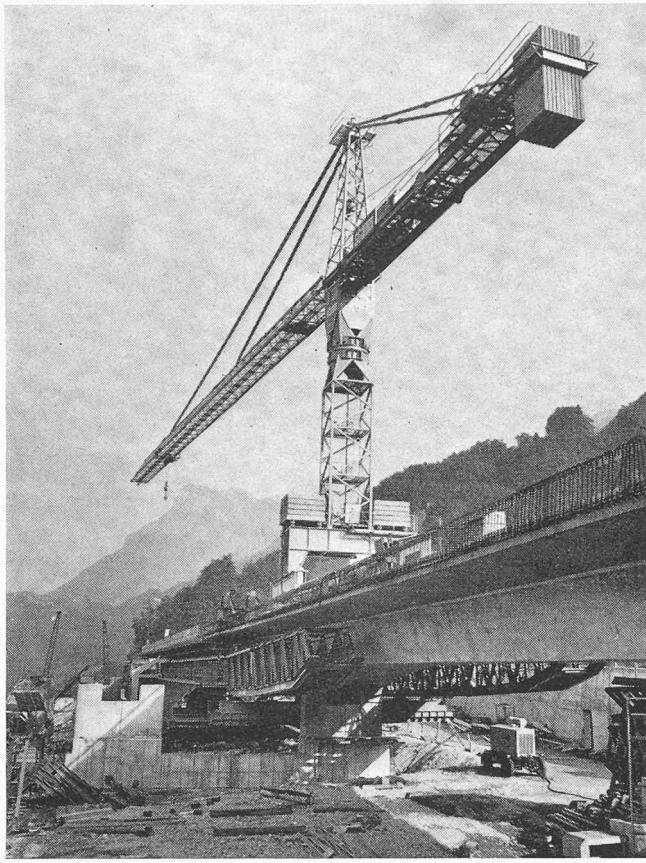


Bild 10. Laufkatzkran mit 67 m Ausladung zur Erstellung der bergseitigen Brücke. Der rund 140 t schwere Kran steht in der Arbeitsstellung über der Stütze und kann das 66 m weit entfernte Kragarmende der nächsten Überbauetappe bedienen. Im Vordergrund ist das erstellte Feld 2 zu sehen, das wegen der darunter verlaufenden Anschlussstrasse mit reduzierter Konstruktionshöhe voutenförmig ausgebildet ist. Unter der Brücke sind die zwei kurzen aufgehenden Pfeiler zu sehen, die auf dem Stützenquerträger 3 stehen (Aufnahme: A. Odermatt, 10. 9. 1977)

schiedenen Phasen der Schachterstellung, der Fundamente und der Pfeiler (Bild 9).

Mit den Bauarbeiten wurde am 15. März 1976 beim Schacht Nr. 3 begonnen. Erst als der Unterbau einen genügenden Vorsprung aufwies, wurde am 18. April 1977 mit der Montage der bergseitigen Vorschubrüstung begonnen. Am 7. Juli 1977 ist das erste Brückenfeld mit Kragarm der bergseitigen Brücke programmgemäß betoniert worden.

Nach dem ersten Vorschub und gleichzeitiger Montage der rückwärtigen Fachwerkschnäbel der bergseitigen Rüstung vom 13. bis 15. Juli 1977 begann die Montage des Vorschubgerüstes der seeseitigen Brücke. Unmittelbar hinter der Vorbaurüstung der bergseitigen Brücke steht auf dem betonierten und vorgespannten Brückenabschnitt über dem Pfeiler ein Laufkatzkran mit der grossen Ausladung von 67 m, die das Bestreichen des ganzen nächsten Abschnittes gestattet (Bild 10). Der Beton wird per Lastwagen auf dem erstellten Brückenteil bis zum Umschlaggerät im Bereich des Kranes gebracht und von dort mit 2-m³-Kübeln an die Einbringstellen verfahren. Für den vordersten Bereich genügt die Kapazität des Kranes immer noch für 1,5-m³-Kübel.

Für die 2–6 Felder zurückgestaffelte seeseitige Vorbaurüstung steht ein kleinerer Kran auf der bereits fertigen bergseitigen Brücke zur Verfügung, der in der Mitte des Arbeitsbereiches aufgestellt wird. Hinter den Vorbaurüstungen werden kontinuierlich je drei Brüstungsschalungen von rund 11 m Länge für die Herstellung des Brückenbordes nachgezogen.

Der 14-Tage-Takt für ein Brückenfeld gliedert sich wie folgt:

1. Woche

Montag:

- Vorspannen des zuletzt betonierten Brückenfeldes auf 100%
- Absenken der Rüstung
- Vorfahren der Rüstung
- Richten der Rüstung

Dienstag bis Freitag:

- Kran verschieben
- Aussenschalung zusammensetzen, reinigen und richten
- Trogarmierung verlegen
- Vorspannkabel verlegen

2. Woche

Montag bis Mittwoch:

- Innenschalung vorschieben und richten
- Restquerträger der vorhergehenden Etappe betonieren
- Armierung Fahrbahnplatte verlegen
- Quervorspannkabel über Stützen verlegen

Donnerstag:

- Betonieren:
- rund 325 m³ Beton in 10–12 Stunden
- Erforderliche Festigkeit nach 4 Tagen: $\beta_{w4} = 325 \text{ kg/cm}^2$
- Erforderliche Festigkeit nach 28 Tagen: $\beta_{w28} = 425 \text{ kg/cm}^2$

Freitag:

- Innenschalung einklappen
- Aufbringen der Schwindvorspannung: 30% V um Schwindrisse zu vermeiden
- Kranbahngleise verlegen
- Installationen verschieben

1. und 2. Woche

- Umsetzen der Quertraversen als Auflager für die Rüstträger auf den nächstfolgenden Pfeiler

Am darauffolgenden Montag beginnt das Spiel des 2-Wochen-Taktes von neuem.

Wahl des Unterbaukonzeptes

Wahl und Gestaltung der Schutzschächte, der Fundamente und der Pfeiler sind in den eingangs erwähnten Berichten im einzelnen dargelegt. Es wird deshalb nachstehend nur noch auf einige besondere Aspekte hingewiesen.

Fundament und Schacht

Im Submissionswettbewerb hat unsere Projektgruppe die armierten Pfeilerfundamente horizontal ausgebildet und den geneigten Felsverlauf mit einem abgetreppten, darunterliegenden Füllbeton berücksichtigt.

Der untere Schachtabschluss war verstärkt und biegesteif ausgebildet. Zwischen Schachtabschluss und OK Fels war eine Gleiteinlage vorgesehen, um die Bewegung des Schachtes auf der untersten Gleitfläche gut zu ermöglichen.

Der Gelenkschachtteil bestand aus einzelnen, 1,30 m hohen horizontalen Druckringen, die durch eine nicht speziell konstruktiv ausgebildete Bewegungsfuge voneinander getrennt waren, um differentielle Bewegungen zu ermöglichen. Durch weitere Sondierungen und Bewegungsmessungen in Funktion der Tiefe im Kriechhang mittels *Slope indicators* und den darauf aufbauenden eingehenden Studien der Experten C. Menn, R. Mengis und T. Schneider und unseres Projekt-Teams vor Inangriffnahme des Ausführungsprojektes wurden folgende Änderungen gegenüber dem Wettbewerbsprojekt vorgenommen (Bild 11):

- Das Fundament wird abgetreppt in den Fels eingebunden, wobei die Fundamentoberfläche identisch mit der Oberfläche des aufgelockerten Felsens und damit der tiefstmöglichen

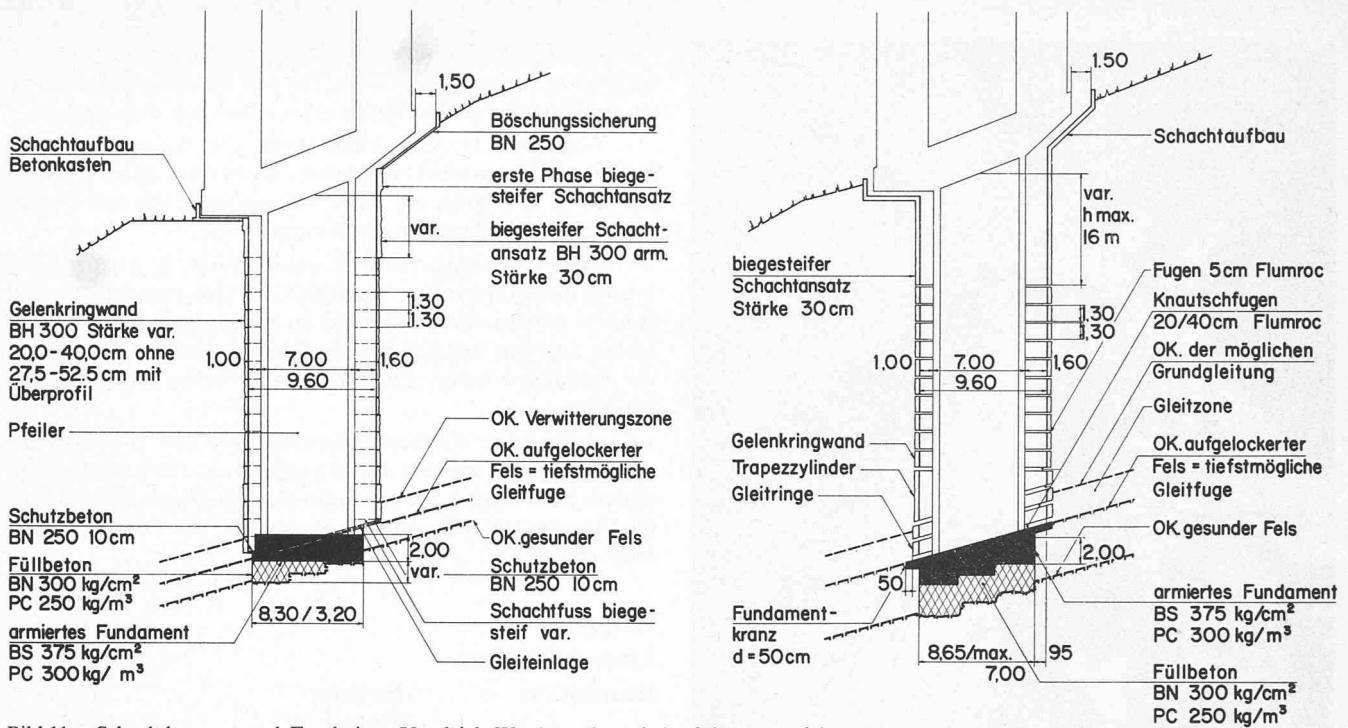


Bild 11. Schachtkonzept und Fundation. Vergleich Wettbewerb und Ausführungsprojekt

Gleitfläche verläuft. Das Fundament kann somit sowohl quer wie längs zur Brückenachse geneigt sein.

- Der Fundamentoberteil ist als Kranz ausgebildet und reicht überall unter den Schachtfuss, auf der Talseite sogar 50 cm darüber hinaus, um für den Schacht eine gute Bewegungsebene für die Grundgleitung zu schaffen: Gleittisch.
- Zwischen Fundamentoberfläche und Schachtfuss wird eine Knautschfuge ausgebildet.
- Sofern nicht eine eindeutig feststellbare Gleitfläche für die Grundgleitung in situ ausgemacht werden kann, sondern eine mehr oder weniger mächtige Gleitzone vorliegt, wird der Schachtfussbereich mittels ein oder mehrerer Gleitringe ausgebildet, deren Neigung jener der Gleitfläche entspricht.
- Der Übergang auf die horizontalen Ringelemente erfolgt durch den sogenannten Trapez-Zylinder.
- Zwischen den Gleitringen und beidseits des Trapez-Zylinders werden Knautschfugen ausgebildet.
- Die Ringelemente von 1,30 m werden durch 5 cm starke Flumroc-Einlagen voneinander getrennt. Diese Einlagen ermöglichen eine gegenseitige Verschiebung um 2,5 cm und eine gegenseitige Verkipfung der Ringe um 2,5 cm.
- Die Knautschfugen sind unter Berücksichtigung der Wirkung der Ringfugen für jeden Schacht auf Grund kinematischer Überlegungen zu dimensionieren.
- Aus der Kinematik ergibt sich auch die Beanspruchung der horizontalen Ringelemente durch Streckung.
- Die horizontalen Ringelemente werden im Unterfangungsverfahren von oben nach unten gebaut, die schiefliegenden Gleitringe dagegen von unten nach oben ausgehend von der als Gleittisch ausgebildeten Fundamentoberfläche und im Schutze einer leicht armierten Spritzbetonschale.
- Der Zusammenschluss erfolgt in der Wartefuge des Trapez-Zylinders.
- Die anzunehmenden Beanspruchungen aus Erd- und Kriechdruck wurden unter Berücksichtigung der Bettung einer eingehenden Analyse unterzogen, wobei auch ein Versuch im Massstab 1:1 mithalf. Zusammengefasst bedeuten die getroffenen Annahmen, deren Erörterung in diesem Bericht zu

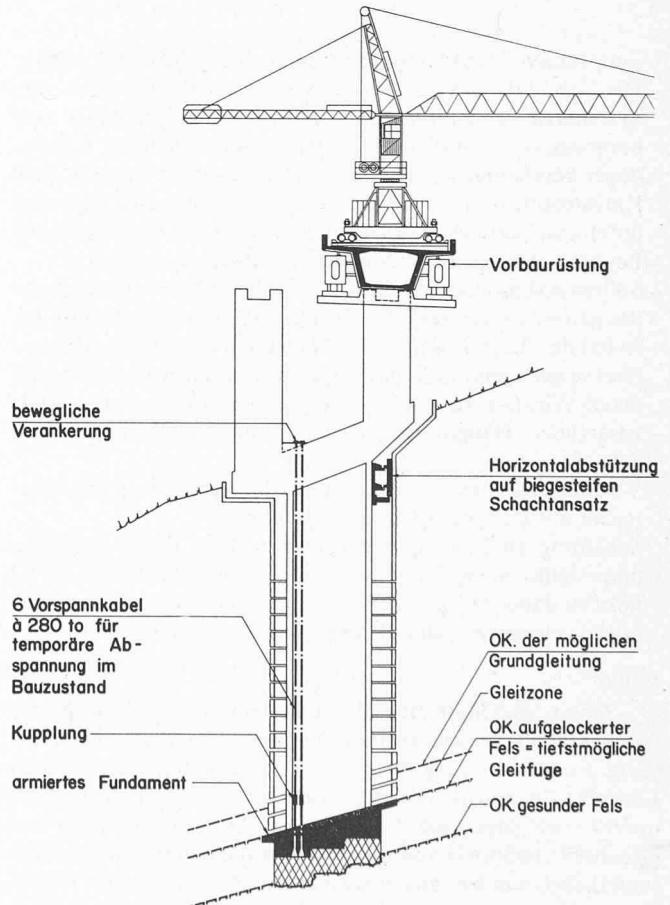


Bild 12. Provisorische Pfeilerabstützung im Bauzustand

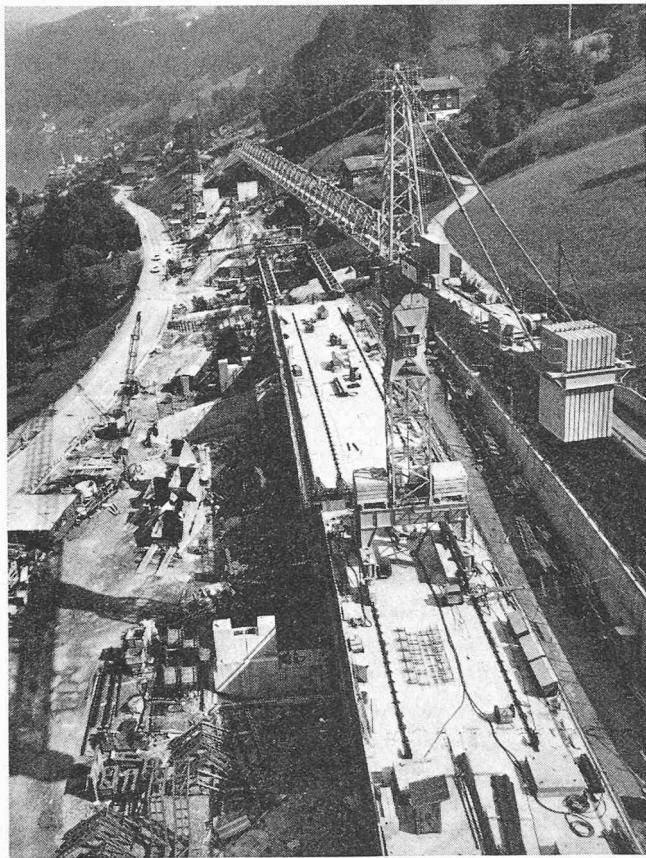


Bild 13. Sicht über die ersten drei erstellten Felder der bergseitigen Brücke und über die Pfeiler- und Schachtbaustellen bis zum Portal des Seelisbergstunnels, das die Brücke im Oktober 1980 erreichen soll (Aufnahme: A. Odermatt, 10. 9. 1977)

weit führen würde, eine bestimmte Sicherheitsphilosophie. Die Schachtbauten haben eine Schutzfunktion und sind nicht Bestandteil des eigentlichen Tragwerks. Es darf daher vorkommen, dass einzelne Schachtringe vor Ablauf der Lebensdauer beschädigt werden und repariert werden müssen. Eine Katastrophe darf jedoch auf keinen Fall eintreten. Dies wird durch eine periodische Überwachung aller Schächte bezüglich Bewegungen und Rissbildung mit Sicherheit verhindert.

- Sollten insbesondere bei einem Schacht grössere Bewegungen des ganzen Schachtes oder einzelner Ringelemente auftreten, so hat der Bauherr dank der eingebauten grossen Bewegungsreserve genügend Zeit, um Gegenmassnahmen zu treffen und deren Wirkung zu kontrollieren. Solche Massnahmen sind:
 - zusätzliche Hangdrainagen, auch durch Bohrungen vom Schacht aus.
 - Verankerung des Schachtes und der betroffenen Hangbereiche mittels vorgespannter Felsanker.
 - Schaffung zusätzlicher Bewegungsreserven durch ringweise hergestellte Ausweitung des Schachtes auf die Bergseite. Es können dabei der ganze Schacht im Unterfangungsverfahren oder auch nur einzelne Ringelemente ausgeweitet werden.

Pfeiler

Durch die Staffelung der Überbauarbeiten belastet die vorausgehende Vorbaurüstung den zentralen Hohlpfeiler einseitig. Eine Bemessung für diesen kurzfristig vorübergehenden Lastfall wäre möglich aber unwirtschaftlich. Er wird deshalb provisorisch gegen die Schachtwand abgestützt und auf der Gegenseite temporär vorgespannt. Die dazu notwendigen Vorspannkabel werden aus dem hohlen Zentralschacht wieder ausgebaut und für die nächste Abspaltung mit Ausnahme der Einleitungsanker im Fels wieder verwendet (Bild 12).

Da die provisorische Abstützung gegen die Schachtwand wegen der Erddruck-Reaktion nur auf die Bergseite sinnvoll ist, muss die bergseitige Brücke der talseitigen vorausgehen.

Wegen des kürzeren Hebelarmes sind die Abstützkräfte bei den kürzeren Schächten grösser als bei den tiefen. Es wird bei diesen Schächten als dritte Massnahme auch das Fundament gegen die Bergseite etwas vergrössert.

Diese provisorische Pfeilerabstützung im Bauzustand musste insbesondere auch bezüglich der Deformationen genau studiert werden, um sie im Griff zu haben. Detaillierte Check-Listen und eine peinlich genaue Regelung der Verantwortung der Beteiligten haben sich bei der praktischen Durchführung bewährt.

Auch beim Wettbewerbsprojekt war eine provisorische Abstützung für diesen Lastfall vorgesehen. Weil der Schacht damals jedoch keine zusammendrückbaren Fugen aufwies, war die Abstützung auf einfache Weise auf den Schacht selbst möglich.

Hauptdaten

Länge der Brücken

| | | |
|-------------|----------|-----------|
| Hauptbrücke | Bergspur | 3150,09 m |
| | Talspur | 3147,36 m |

Rampenbrücke

| | | |
|----------------------|-----------|----------|
| Anschluss Beckenried | Bergseite | 78,68 m |
| | Talseite | 111,48 m |

Breite der Brücken

| | |
|--------------------------------------|------------|
| Normalbreite inkl. Bord | 10,8 m |
| Mittlere Breite beim Rampenanschluss | je 14,3 m |
| Maximale Breite beim Rampenanschluss | je 17,97 m |
| Mittlere Breite der Rampen | 6,8 m |

Längsgefälle

| | |
|-------------|------------|
| Quergefälle | max. 5,5 % |
|-------------|------------|

Fläche der Brückenplatten

| | |
|------------------------------|----------------------|
| inkl. Rampen und Überfahrten | 70945 m ² |
|------------------------------|----------------------|

Betonkubatur Überbau

| | |
|---------------------------------|--------------------------------------|
| inkl. Brüstungen | 45 211 m ³ |
| je m ² Brückenfläche | 0,637 m ³ /m ² |

Regelspannweite

55 m

Anzahl Pfeiler

je 58

Hauptbrücken

2

Rampe Bergspur

3

Rampe Talspur

1

Zwischenbrücke Überfahrt

1

Schachtiefen

10–76 m

Pfeilerlängen im Boden

10–65 m

Pfeilerhöhen über Boden

3–34 m

Max. Pfeilerhöhe

81 m

(UK Füllbeton – OK Stütze)

Baukosten

| | |
|--|--------------------------|
| Total Auftragssumme inkl. Honorare und Ergänzungsleistungen gemäss Werkvertrag vom 13. Januar 1976 auf der Preisbasis der Globalofferte vom 29. Oktober 1973 (ohne Teuerung) | Fr. 65,2 Mio |
| je m ² Brückenfläche | Fr. 919.–/m ² |
| ohne Schächte pro m ² Brückenfläche | Fr. 708.–/m ² |

Mit der Teuerung ab 29. Oktober 1973 und den Mehraufwendungen aus geologischen Gründen:

– Tiefere Schächte und längere Pfeiler bei Brücke 1 (bei den folgenden Brücken sind die tatsächlich aufgeschlossenen Verhältnisse zur Zeit noch nicht bekannt),

- Auftreten von umfangreichen Gleitzenen statt der im allgemeinen erwarteten Grundgleitfläche erfordern die Ausbildung von mehr und zum Teil in Brückenquer- und -längsrichtung geneigten Gleitringen,

werden sich die Gesamtkosten pro m² Brückenfläche auf erhöhen.

Fr. 1000.– bis 1100.–/m²

Dies ist unter Berücksichtigung der wohl *einmalig schwierigen Fundationsverhältnisse* ein äusserst günstiger Preis.

Die 1956 bis 1958 erstellte *Weinlandbrücke* in *Andelfingen* (Kanton Zürich) kostete je m² 1047.– damalige Franken. Mit dem Zürcher Baukostenindex umgerechnet ergäbe dies heute Fr. 2521.–/m².

Die *Indexzahlen* betragen laut Statistischem Amt der Stadt Zürich:

1. 8.1957 = 100 Punkte

1.10.1973 = 240.8 Punkte (Zeitpunkt Preisbasis Globalofferte)

Aus diesem Vergleich ist die *gewaltige Baukosten-Senkung im Brückenbau in den letzten 20 Jahren* deutlich ersichtlich.

Der Vergleich mit den Brückenbaukosten in der Bundesrepublik Deutschland zeigt, dass die Erstellungskosten der Brücken in der Schweiz bedeutend tiefer liegen.

Der Aufwand an Arbeitsstunden je m² Brückenfläche betrug vor 20 Jahren 30–45 Std./m² und heute ca. 15 Std./m²

Diese Angaben über Kosten und Aufwand zeigen die ausserordentliche Entwicklung im Brückenbau in den letzten zwei Jahrzehnten. Noch nie wurden Brücken so rationell und gleichzeitig so wirtschaftlich gebaut wie heute. Dies wurde durch folgende Entwicklungen der Brückenbautechnik ermöglicht:

- Genauere Berechnungsmethoden
- Entwicklung besserer Materialqualitäten mit kleinerer Streuung
- Schärfere Erfassung der Sicherheiten, basierend auf den zwei vorgenannten Punkten
- Konstruktive Verbesserungen und Vereinfachungen durch Erfahrung an ausgeführten Objekten sowie durch Messungen und Versuche
- Rationalisierung der Ausführungsmethoden durch Reduktion der Aufwendungen bei den lohnintensiven Arbeiten, vor allem bei Schalung und Lehrgerüst, in unserem Fall durch Taktbauweise von möglichst viel gleichen Feldern mittels Vorschubgerüst.

Im letztgenannten Punkt liegen grosse Möglichkeiten. Damit sie ausgeschöpft werden können, ist eine enge Zusammenarbeit von Projektverfassern und ausführenden Unternehmen notwendig.

In der Schweiz wurden in den letzten Jahrzehnten nahezu alle grösseren Brückenobjekte durch Projektwettbewerb, Submissionswettbewerb oder zweistufigen Wettbewerb vergeben. Die sehr scharfe Konkurrenz zwingt Ingenieure und Unternehmer zur äussersten Rationalisierung, wobei die Projekte der jeweiligen Preisentwicklung angepasst werden müssen.

Beteiligte

| | |
|------------------------|--|
| <i>Oberaufsicht:</i> | Eidgenössisches Amt für Strassen- und Flussbau (ASF), Bern |
| <i>Bauherr:</i> | Baudirektion des Kantons Nidwalden Regierungsrat B. Leuthold, Stans alt Regierungsrat A. Albrecht, Buochs (bis Wettbewerbsabschluss) Kantonsingenieur B. Boffo, Stans |
| <i>Bauleitung:</i> | J. Tgetgel, dipl. Ing., Scuol/Basel U. M. Eggstein, dipl. Ing., Luzern |
| <i>Experten:</i> | Prof. C. Menn, Chur Prof. R. Mengis, Luzern Dr. T. R. Schneider, Uerikon W. Kollros, dipl. Ing., Luzern |
| <i>Ingenieure:</i> | D. J. Bänziger, dipl. Ing. ETH, Zürich + Buochs (SG), Federführung Ingenieure. Mitarbeiter: H. Huber, Zürich A. J. Köppel, Buochs (SG) P. Tobler, Buochs (SG) |
| | K. Aeberli, Bauing. HTL, Buochs (NW) Werffeli + Winkler, dipl. Ing. ETH, Effretikon (ZH) Mitarbeiter: U. Pfleghard, Effretikon H. Moretti, Effretikon U. Vollenweider, Dr. Ing. ETH, Zürich Mitarbeiter: U. von Matt, Zürich |
| <i>Unternehmungen:</i> | Spaltenstein AG, Hoch- und Tiefbau (Zürich), Federführung und technische Leitung Bless Bauunternehmung AG (Zürich), Kaufmännische Leitung Stamm Bauunternehmung AG, Basel Peikert Bau AG, Zug Element AG, Bern Achermann + Würsch AG, Emmetten Bürgi AG, Hergiswil Felber Bauunternehmung AG, Oberdorf AG Franz Murer, Beckenried AG Robert Achermann, Ennetbürgen SPAG, Schnyder, Plüss AG, Rozloch |

Adresse des Verfassers: *D. J. Bänziger*, dipl. Ing. ETH/SIA, Beratender Ing. ASIC, Engimattstrasse 11, Postfach, 8027 Zürich.

Der Saaneviadukt bei Gümmen

Von Roger Hauser, Bern

Im Abschnitt Bern–Lausanne überquert die *Nationalstrasse N1* das Saanetal unterhalb Gümmenens auf einem ungefähr 850 m langen Viadukt. Als eines der grössern Brückenbauwerke im Raum Bern hat der Saaneviadukt eine ziemlich bewegte Vorgeschichte.

Vorgeschichte

Nachdem das Autobahnamt des Kantons Bern, als Bauherrschaft, eine tiefer liegende, über einen Damm in der Talsohle verlaufende Variante fallengelassen hatte, nahmen 1971 die Projektverfassern die Studien für einen Viadukt in Angriff. Dem Vergleich möglicher Varianten wurden Kriterien der

Wirtschaftlichkeit in der Erstellung und im Unterhalt, der konstruktiven Ausbildung und der Dauerhaftigkeit, der Ausführungsrisiken, der Bauzeit sowie der Ästhetik zugrunde gelegt. Bei der hohen Lage der Fahrbahn über der Talsohle (50–60 m) wurde von Beginn an dem Lehrgerüst und der Art der Bauausführung hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit grössste Bedeutung beigemessen. Aus Gründen der Dauerhaftigkeit, der Unterhaltsanfälligkeit und der damaligen Konkurrenzfähigkeit der Materialien fiel die Wahl des Baustoffes auf *vorgespannten Beton*. In Anbetracht der abgelegenen Lage der Talquerung war es angemessen, der Wirtschaftlichkeit gegenüber der Ästhetik den Vorrang zu geben, um so mehr als