

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 91 (1973)
Heft: 41: SIA-Heft, Nr. 9/1973: Brücken

Artikel: Zwei Nationalstrassen nordöstlich St. Gallen: der Bergbachviadukt
Autor: Kunz, Hansruedi / Kapp, Hans
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-72016>

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: 16.04.2026

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

SIA-Heft Nr. 9, 1973, Brücken

Zwei Nationalstrassenbrücken nordöstlich St. Gallen

Der Bergbachviadukt

DK 624.27

Von H. Kunz und Dr. H. Kapp, St. Gallen

1. Allgemeines

Im Osten der Stadt St. Gallen liegt der Taleinschnitt des Bergbaches, der von der Nationalstrasse in einer mittleren Höhe von 20 m überquert wird (Bild 1). Das Gerinne selbst ist nicht von Bedeutung, und das ursprüngliche Projekt verfolgte die Idee, mit einer kurzen Brücke und vorgeschobenen Strassendämmen das Tal zu überwinden.

Die geologischen Voruntersuchungen zeigten aber äusserst ungünstige Untergrundverhältnisse auf, so dass grössere Dammschüttungen im näheren und weiteren Bereich des Bacheinschnittes von Anfang an ausgeschlossen werden mussten.

Das Ergebnis dieser geologischen Voruntersuchungen, das in weiten Teilen die Grundlage für alle Massnahmen in diesem Gebiet bildete, sei im nachstehenden kurz charakterisiert (Bilder 2 und 6).

Zone I: Lage: südwestliche Talflanke des Bergbaches
kleine bis mittlere Kriechtendenz (wenige cm in 50 bis 100 Jahren). Rutschmasse im obern Bereich trocken, als ganze Scholle in Bewegung. Länge in Brückenachse 70 bis 90 m.

Zone II: Lage: Mittelbereich zwischen Bergbach und Seitenbach
mittelgrosse Kriechtendenz (wenige Dezimeter in 50 bis 100 Jahren), mit stark durchnässtem Rutschmaterial. Untergrund: tonig-siltige bis sandige See-

ablagerungen. Länge in Brückenachse 140 bis 160 m.

Zone III: Lage: nordöstlich des Seitenbaches
grosse Kriechtendenz (mehrere Dezimeter bis Meter in 50 bis 100 Jahren) mit Aussicht auf katastrophale Rutschungen.

Untergrund: harte Moräne.

Länge in Brückenachse rd. 180 bis 200 m.

Die Hauptursachen dieser schwierigen geologischen Ausgangslage bildeten einerseits die fortschreitende Bacherosion, andererseits das stark durchnässte, eventuell von einem Hangwasserstrom durchflutete siltige Moränenmaterial.

In der Folge hat sich das Kantonale Baudepartement von St. Gallen zur Erlangung verschiedener Projektideen für die Ausschreibung eines Studienwettbewerbes entschlossen.

2. Überlegungen zum Studienauftrag

Die Überbrückung des möglichen Rutschgebietes mit Grösstspannweiten kam von Anfang an aus wirtschaftlichen Gründen nicht in Frage. Richtungweisend für die Lösung war das Ausschalten bzw. das Verbessern der Instabilitäten beider Hangflanken in Verbindung mit einer Brücke, die auf Setzungsdifferenzen nicht zu empfindlich reagiert. Es zeigte sich bald, dass die zweckmässigste Brückenvariante im Bereich der mittelgrossen Spannweiten zu suchen war, um einerseits das gefährdete Rutschgebiet mit möglichst wenig Stützen zu

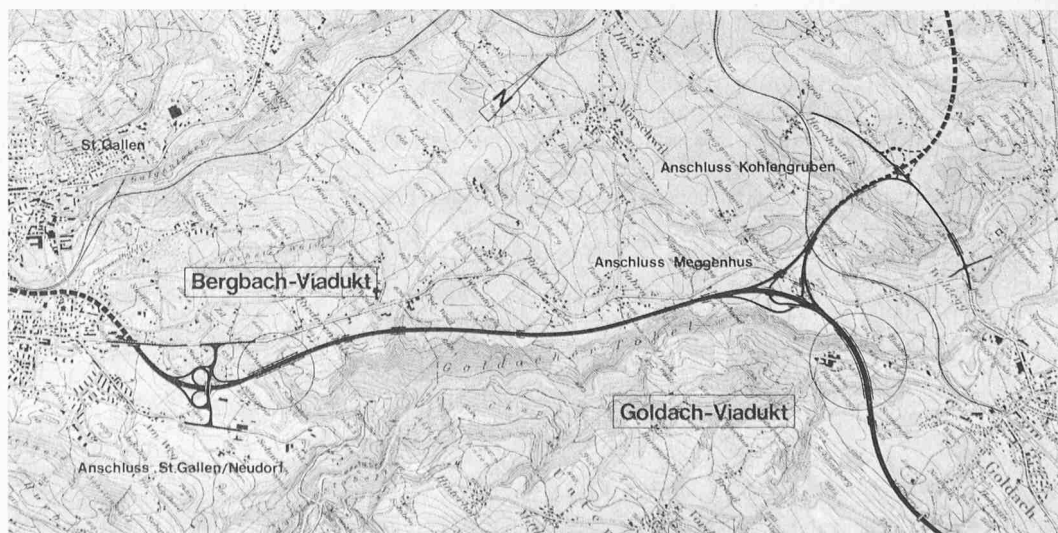


Bild 1. Die schweizerische Nationalstrasse N1 von St. Gallen Ost bis Rorschacherberg. Massstab 1:50 000. Reproduziert mit Bewilligung der Eidg. Landestopographie vom 4. 5. 73

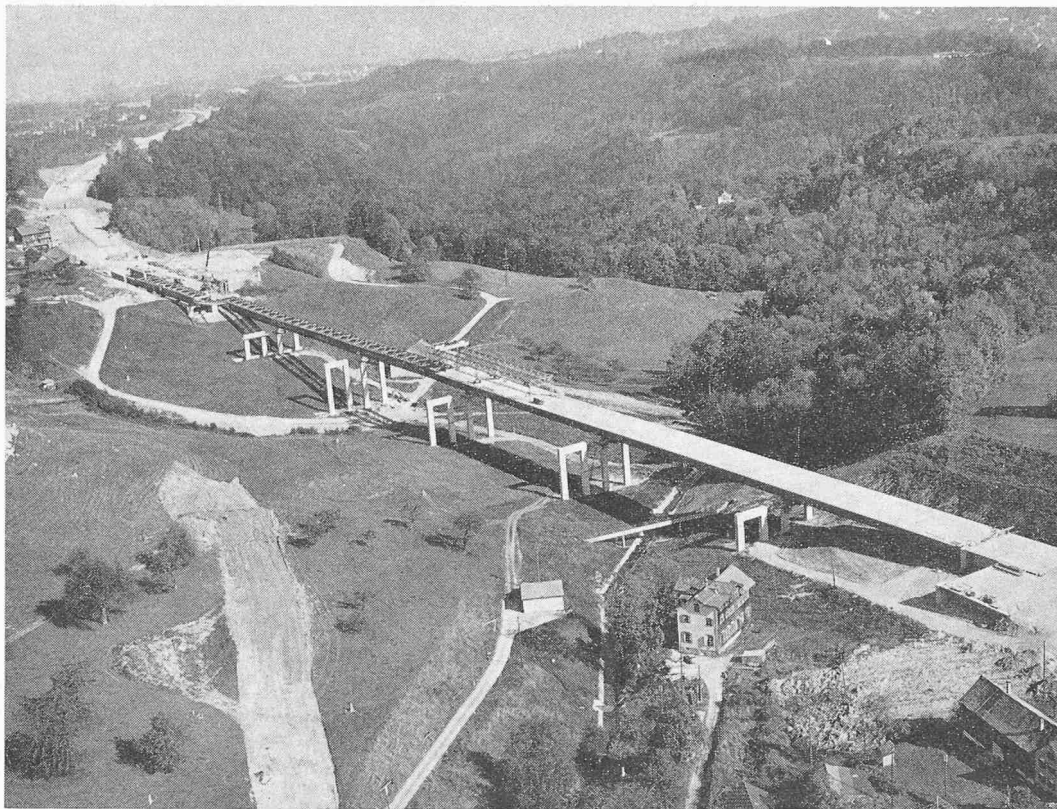


Bild 2. Gesamtübersicht des Bergbach-Viaduktes. Talbrücke beim Versetzen der Platten. Bergbrücke beim Einschieben.

durchqueren und andererseits die gezielten Stabilisierungsmassnahmen im Pfeilerbereich auf ein wirtschaftliches Minimum zu beschränken. Den geologischen Gegebenheiten Rechnung tragend, sollte auch auf ein Lehrgerüst verzichtet werden, das auf einen unruhigen Untergrund hätte abgestellt werden müssen. Die Wahl fiel deshalb auf einen eingeschobenen Stahlverbundträger, der ohne Zwischenabstützung eingebaut werden konnte und der zudem den Vorteil grosser Gewichtsersparnis gegenüber einem Betonkastenquerschnitt mit sich brachte, mit anderen Worten, bei gleichbleibenden Stützenlasten konnten grössere Spannweiten überbrückt werden.

3. Grundbauliche Massnahmen

3.1 Konzept

In Würdigung der sehr pessimistischen geologischen Prognose sah das Projekt folgende erdbaulichen Massnahmen zur Verbesserung und Stabilisierung der Untergrundverhältnisse vor:

- Sanierung des Bergbaches und seiner Zuflüsse mit dem Ziel, jede zukünftige Erosion am Hangfuss auszuschalten.
- Grossflächiger Materialabtrag im oberen Teil des Hanges (Kopfentlastung) und Wiederauftrag in der Talsohle (Fussbelastung). Mit dieser Massnahme sollte eine Erhöhung der rechnerischen Gesamtstabilität um 25 bis 30% gegenüber dem Ausgangszustand erreicht werden, wobei durch ent-

sprechende Dosierung der Materialumlagerung jegliche Gleitdendenz in Talrichtung ausgeschlossen werden musste.

- Entwässerung des potentiellen Rutschgebietes durch geeignete Drainagemassnahmen mit dem Ziel, den vorausgesagten Hangwasserspiegel generell und dauernd um 2 m abzusenken.

Als bauliche Massnahme wurden vorgesehen:

- Sämtliche Pfeiler- und Widerlagerfundamente sind unter die mutmassliche Gleitfläche in unverrutschte Moräne und eiszeitlichen Seebodenlehm abzuteufen.
- In der kritischen Hauptrutschzone III werden die Pfeilerfundamente mit Beton-Hohlkasten ummantelt, welche allfällige Kriechdrücke aus dem verbleibenden Rutschmaterial von den Pfeilern fernhalten.

Abgesehen von den beiden letzten Auflagen, deren Durchführung kompromisslos angestrebt wurde, war das grundbauliche Sanierungskonzept bewusst so konzipiert worden, dass es den angetroffenen geo-hydrologischen Verhältnissen jederzeit und mühelos angepasst werden konnte. Dieses flexible Grundkonzept sollte sich später im Ausführungsstadium bewähren (Bild 3).

3.2 Praktische Erfahrungen

Nachdem heute seit längerer Zeit sämtliche Pfeiler und Widerlager betoniert und beide Fahrbahnträger eingeschoben sind, darf die Aussage gewagt werden, dass sich das oben

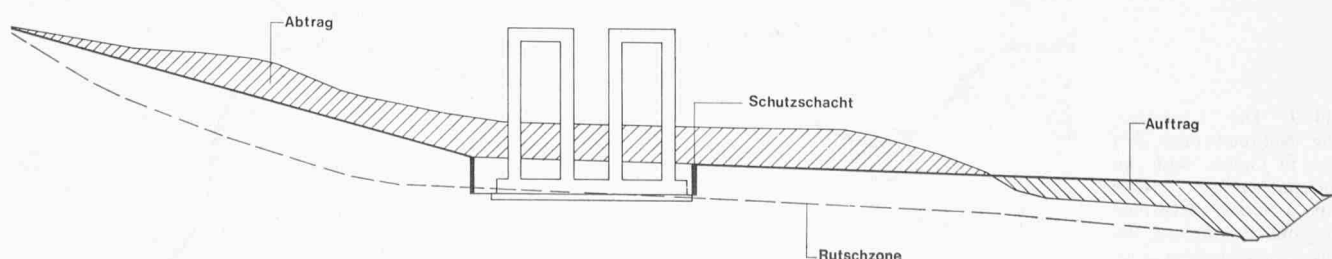


Bild 3. Typischer Schnitt durch den Pfeiler E mit Kopfabtrag und Fussauftrag



Bild 4. Baugrube für die Pfeiler C und D, Pfeilerschäfte C auf halber Höhe

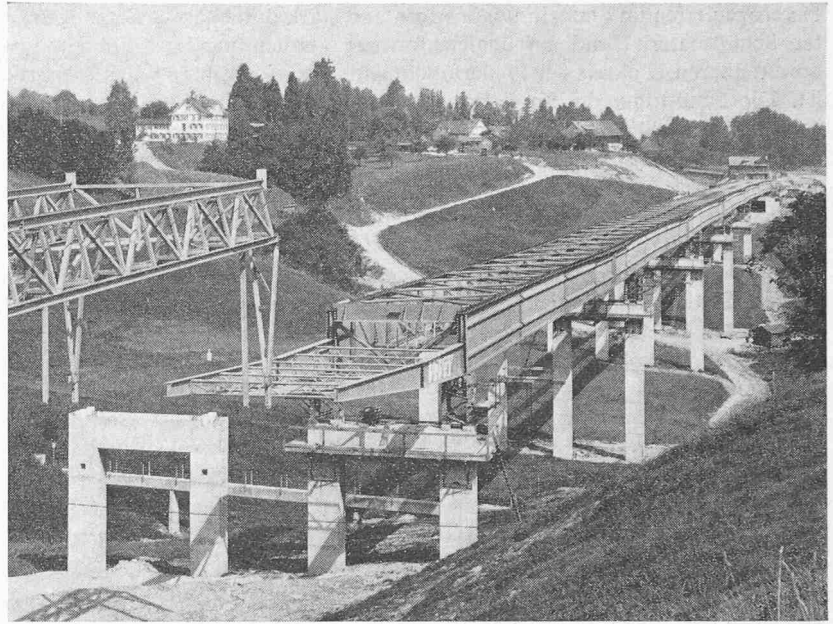


Bild 5. Stahlkonstruktion der Talbrücke, bis Pfeiler B eingeschoben

skizzierte, grundbauliche Sanierungskonzept gesamthaft bewährt hat. Die beiden Teilprojekte «Bachsanieierung und Materialumlagerung» sind im vorgesehenen Sinne vollumfänglich zur Ausführung gelangt. Dagegen erwiesen sich die Hangwasserverhältnisse wesentlich günstiger als vorausgesagt, so dass auf die in Aussicht genommene elektro-osmotische Hangentwässerung ebenso verzichtet werden konnte wie auf die vorgesehenen Horizontalrain-Bohrungen. Lediglich beim Pfeiler E musste zeitweise eine Wellpoint-Anlage zur Wasserhaltung in der Baugrube in Betrieb genommen werden.

Die seit Sommer 1969 periodisch durchgeführten Präzisionsnivellements an Geländefixpunkten und einzelnen Bauwerkteilen zeigen bis heute – ebenso wie die Deformationsmessungen an den Pfeilern – entweder überhaupt keine oder zumindest keine systematischen Verschiebungen im Sinne einer aktiven Kriech- oder Rutsch tendenz. Immerhin weisen einzelne Geländepunkte und Pfeilerelemente ein teilweise abnormes Bewegungsverhalten auf, das unter dem Eindruck der anfänglichen «Rutschpsychose» selbstverständlich aufmerksamste Beachtung fand und deshalb im folgenden kurz besprochen werden soll:

Pfeiler C

Im April 1971, d.h. etwa 4½ Monate nach Beendigung der Betonierungsarbeiten, wurde am Pfeiler C ohne Vorwarnung eine Kopfauslenkung von 15 bis 17 cm in Richtung

Nord festgestellt. Gleichzeitig wiesen die Styroporpolster auf der Südseite des Pfeilers starke Einpressungen auf. Der erste, alarmierende Gedanke war selbstverständlich der an eine natürliche Gleitbewegung im Sinne der geologischen Prognose. Die sofort angeordnete Überwachung des umliegenden Geländes durch Präzisionsmessungen zeigte indessen keine weiteren Bewegungen mehr. Ein 1,5 bis 2,0 m tiefer Entlastungsgraben auf der Pfeilersüdseite sowie die neuerliche Verdichtung des Schüttmaterials auf der Pfeilernordseite brachten im Gegenteil eine Retourbewegung von 3 bis 5 cm am Pfeilerkopf (Bild 4).

Zur Abklärung der Bewegungsursache wurde um den Pfeiler C eine lokale Überschüttung von rd. 2,5 m Höhe aufgebracht in der Annahme, dass im Falle einer natürlichen Gleitbewegung hiedurch das labile Gleichgewicht gestört und ein neuerlicher Bewegungsschub eingeleitet werden könnte. Die Beobachtungsmessungen zeigten jedoch keinen systematischen Bewegungstrend, die Kopfauslenkung blieb bei 12 bis 13 cm. Die in den vergangenen zwei Jahren periodisch durchgeführten Kontrollmessungen am Pfeiler C zeigen nur noch geringfügige Bewegungen auf, die eindeutig auf natürliche Konsolidationssetzungen der Pfeilerfundamente zurückzuführen sind.

Die Hypothese einer grossräumigen Gleit- oder Kriechbewegung kann damit ausgeschlossen werden. Weit plausibler erscheint die Vermutung, dass die Pfeilerdeformation auf

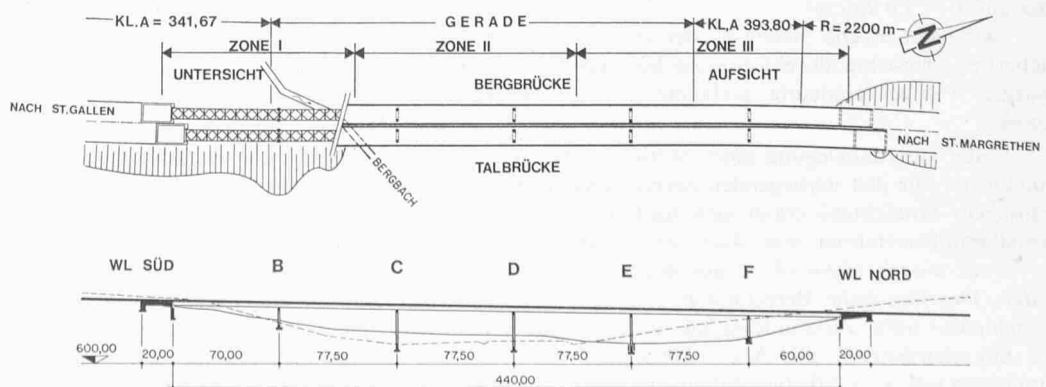


Bild 6. Situation und Längsschnitt der Bergbachbrücke

Heterogenitäten im ohnehin ungünstigen und stark durchnässten Schüttmaterial und auf ungleichförmige Verdichtung im unmittelbaren Umkreis der Pfeilerfundamente zurückzuführen ist. Die Schüttung, die im Zeitpunkt der Bewegungsschübe eine Höhe von 11 bis 12 m erreicht hatte, musste zwangsläufig aus teilweise gefrorenem und wieder aufgetautem Material siltig-sandiger Zusammensetzung aufgebaut werden, so dass lokale Bewegungen (vektorielle Setzungen) innerhalb der Schüttmasse durchaus zu gewärtigen waren.

In der Erkenntnis, dass die festgestellten Pfeilerdeformationen keine Beeinträchtigung des Tragverhaltens zur Folge haben, und in der begründeten Annahme, dass nach abgeschlossener Konsolidationsphase der Schüttung keine weiteren Bewegungsschübe zu erwarten sind, haben wir – im Einvernehmen mit der Bauherrschaft – auf tiefreichende Sanierungsmassnahmen verzichtet. Die weitere Entwicklung hat diesem nicht leichten Entschluss bis heute Recht gegeben.

Die Erfahrungen, die an diesem Bauwerkteil gemacht wurden, zeigen einmal mehr, dass weiche und schlanke Bauteile (Stützenstiele, Kontrollschächte usw.), die in den Bereich umfangreicher Schüttungen zu stehen kommen, gegen ungleiche Setzungen und Schübe genügend zu schützen sind, wobei die möglichen Vorkehren von Fall zu Fall entwickelt werden müssen und ihr Umfang sorgfältig abzuklären ist.

Pfeiler E

Bereits weiter oben ist erwähnt worden, dass zur Trokenhaltung der Baugrube und zur Vermeidung hydraulischer Grundbrüche im Bereich des Pfeilers E eine Wellpointabsenkung erforderlich war. Die hierbei festgestellten Umlagerungs- und Konsolidationsbewegungen haben offenbar auch das hangaufwärts gelegene Gelände in einem grösseren Umkreis erfasst: Ein rd. 100 m nördlich des Pfeilers E nach erfolgter Kopfentlastung versetzter Messpunkt hat im Zeitraum vom September 1971 bis Januar 1973 eine Talwärts-Wanderung in Falllinie von rd. 5,0 cm zurückgelegt. Vom 11. September 1972 bis 11. Januar 1973 betrug die Bewegung immer noch 8 mm. Wir sind nicht der Ansicht, dass derartige Bewegungsgrössen irgendwelchen Anlass zu einer Dramatisierung der Lage liefern. Sie zeigen aber doch, dass mögliche Kriechtendenzen zumindest örtlich vorhanden sind; das gewählte Grundkonzept erweist sich damit wohl als richtig.

Pfeilersetzungen

Die Pfeiler B, E und F sowie die beiden Widerlager sind durchweg in stark verfestigter Grundmoräne fundiert. Hier war deshalb an einem einwandfreien Setzungsverhalten nicht zu zweifeln, und die Entwicklung hat diese Erwartung bestätigt.

Die Pfeiler C und D stehen demgegenüber in späteiszeitlichem Seebodenlehm, und ihre Fundamentpartie wird zudem von Aufschüttmaterial (Hangfussbelastung) in Höhe von 7 bis 12 m überdeckt. Die Einbindetiefe in den Seebodenlehm beträgt 1,5 bis 2,0 m; die Sohlpressungen belaufen sich im Mittel auf $\sigma = 3,0$ bis $3,5 \text{ kg/cm}^2$, die extremen Randspannungen auf $\sigma = 5,0 \text{ kg/cm}^2$.

Der rechnerische Nachweis der statischen Grundbruchsicherheit erbrachte durchweg eine komfortable Sicherheitsmarge. Weniger eindeutig gestaltete sich die Setzungsprognose:

Unter Zugrundelegung eines mittleren M_E -Wertes von 500 kg/cm^2 für den vorliegenden Seebodenlehm (gemäss geologischem Gutachten) ergab sich nach dem überschlägigen Annäherungsverfahren von Kany eine Gesamtsetzung von $s = 8 \text{ cm}$, wovon allein rd. $\frac{3}{4}$ aus der Schüttbelastung resultieren. Das klassische Berechnungsverfahren nach Schmitter/Steinbrenner unter Zugrundelegung zweier im Labor ermittelter Ödometerkurven mit $M_E \sim 200 \text{ kg/cm}^2$ für das Spannungsintervall $\sigma = 2,0$ bis $4,0 \text{ kg/cm}^2$ liess demgegenüber

Setzungen von $s = 16$ bis 19 cm erwarten, wobei die Setzungsdifferenz von $\Delta s = 3 \text{ cm}$ zwischen berg- und talseitiger Fundamentpartie aus der ungleichen Schütthöhe resultiert. Nach der halbempirischen Vergleichsmethode von Neuber schliesslich war mit Gesamtsetzungen von $s = 7 \text{ cm}$ zu rechnen.

Die Kontrollmessungen der beiden Pfeiler C und D über eine Zeitspanne von 26 Monaten nach Abschluss der Betonarbeiten bzw. 20 Monaten seit dem Aufbringen der Schüttung haben bisher eine Gesamtsetzung von $s = 8$ bis 12 cm beim Pfeiler D bzw. $s = 8 \text{ cm}$ beim Pfeiler C nachgewiesen. Obwohl die Konsolidationssetzungen noch nicht restlos abgeklungen sind, scheint sich doch einmal mehr die alte Erfahrung zu bestätigen, wonach ödometrische Setzungsprognosen im allgemeinen zu pessimistisch ausfallen. Dagegen liegt die Setzungsdifferenz zwischen berg- und talseitiger Fundamentpartie durchaus im vorberechneten Rahmen.

4. Brückenbau

4.1 Konzept

Das Brückentragwerk besteht aus einer Stahlverbundkonstruktion mit 3 m hohen Stahlträgern und einer Betonfahrbahnplatte aus vorgefertigten 3 m langen Elementen. Der Verbund erfolgt über Kopfbolzendübel, die in Nestern zusammengefasst sind (Bild 5).

Die berg- und die talseitige Brücke sind in ihren Abmessungen gleich, die Spannweiten betragen $70 - 77,5 - 77,5 - 77,5 - 60 \text{ m}$. Die Endspannweiten sind wechselseitig angeordnet, d.h., die Widerlagerbrücken sind um je 10 m versetzt und folgen so dem schrägen Hanganschnitt.

Der Oberbau liegt auf Rahmenjochstützen mit vollen Pfeilerquerschnitten von $1,20/1,70 \text{ m}$, welche beide über einen gemeinsamen Fundamentriegel fundiert sind. Die mittleren 3 Stützen, C, D und E, sind über Kipplager mit dem Oberbau verschiebungsfest verbunden; auf den steifen Randstützen B und F sowie auf den Widerlagern wird die Längsbeweglichkeit durch Rollenlager gewährleistet.

Die Widerlager – als Anschlussbrücken konzipiert – erlauben einerseits, die Anrisszone des Rutschhanges zu überbrücken, und andererseits, den Übergang vom Trasse auf die Brücke zu vereinfachen. Die Betonplatten werden in keiner Richtung vorgespannt. Das Risiko der offenen Rissbildung wird dadurch grösser, was schon verschiedentlich Gegenstand umfangreicher Diskussionen war. Für den Verbund wurde im vorliegenden Objekt über den Stützen nur mit dem Stahlquerschnitt gerechnet. Die Beanspruchungen (σ_e -Verbund max. rd. 1500 kg/cm^2) liegen in einem Rahmen, der allfällige Risse im Beton nur an ausgesprochen geschwächten Zonen auftreten lassen würde.

Trotzdem wurde darauf bestanden, das Objekt durch eine Isolation zu schützen. Die Erfahrung hat gelehrt, dass durch den Tausalzeinschluss im Schmelzwasser an vielen Objekten massive Schäden am Konstruktionsbeton aufgetreten sind. Die Führung der Isolation ist aus nachstehender Skizze ersichtlich und zeigt, dass alles anfallende Wasser auf dem kürzesten Weg geordnet abgeleitet wird (Bild 7).

Die Stahlkonstruktion wurde auf dem nördlich anschliessenden Trasse in der verlängerten Brückenachse zusammengebaut und in 3 bzw. 5 Etappen eingeschoben und anschliessend auf die endgültige Höhe abgesenkt. Die Fahrbahnelemente wurden mit einer besonders angefertigten mobilen Kranbahnbrücke eingebaut. Dieses Gerät konnte in jeder Stellung 10 Platten, d.h. 30 m , versetzen und wurde anschliessend mit dem Transportwagen um 30 m vorgeschoben. Der Einsatz dieser Kranbrücke hat sich bewährt. Vor allem konnte damit eine Verstärkung der Stahlkonstruktion nur zu Montagezwecken umgangen werden, was beim Einsatz von Mobilkranen nicht gewährleistet gewesen wäre (Bild 5).

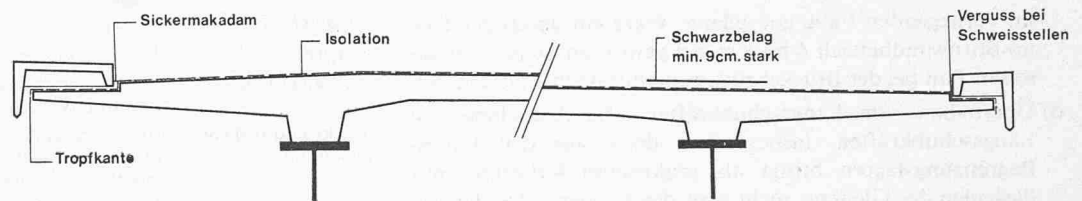


Bild 7. Querschnitt mit Führung der Isolation

4.2 Fahrbahnplatte aus vorfabrizierten Betonelementen

Für die Herstellung der Betonfahrbahn sind bis heute drei gangbare Methoden bekannt und erprobt worden:

1. Ortbetonplatte mit mobiler Schalung
2. Vorfabrizierte Elemente
3. An Ort betonierte und eingeschobene Platte (fugenfrei).

Hinzu kommt bei allen drei Varianten die Frage der Vorspannung sowohl längs als auch quer.

Wir haben uns, nach Abwägen aller Vor- und Nachteile, zur Lösung mit vorfabrizierten Elementen ohne Vorspannung entschlossen. Die wesentlichen Gründe seien hier stichwortartig aufgeführt:

- hohe Betonqualität
- gute Oberfläche
- rasche Bauzeit, bedingt durch Vorarbeit im Werk
- geringerer Schwindeinfluss (Platte mindestens 2 Monate alt vor Montage)
- bessere Anpassungsmöglichkeit als bei Variante 3
- durch Schlawfarmierung wesentlich geringere ungleiche Verformungen.

Dabei werden allfällige Haarrisse in den Plattenfugen in Kauf genommen. Eine einwandfreie Isolation muss ohnehin aufgebracht werden, da Tausalzwasser auch ungerissenen Beton zu zerstören vermag. Auch eine Längsvorspannung garantiert keine Rissfreiheit, insbesondere nicht im Verankerungsbereich.

Die Ausbildung der Verbindungsfugen zwischen den Platten bedingt eine äusserst sorgfältige Abklärung der Lösungsmöglichkeiten. Aus der Fülle der mit unterschiedlichem Erfolg erprobten Ausführungen musste die uns als richtig erscheinende ausgewählt und «ausführungsleicht» auskonstruiert werden. Die Bedingung eines vollen Schlaufenstosses verlangt eine Schalung für die Fuge, da ohne Fugenschalung keine vollständige Schlaufe realisiert werden konnte. Das Problem reduzierte sich damit auf die Konzeption einer wirtschaftlichen Fugenschalung. Nach einigen Versuchen konnte die in Bild 8e dargestellte Lösung zur Ausschreibung und zur Ausführung gebracht werden, wobei im jetzigen Zeitpunkt über den Erfolg noch kein abschliessendes Urteil abgegeben werden kann. Der gewählte Schlaufenstoss ist in der Lage, die Querkräfte vollständig zu übertragen und gleichzeitig auch in rechnerisch nicht genau erfassbarem Umfang Momente zu übernehmen. Aus Gründen der Sicherheit, insbesondere aber aus Gründen des Bauvorganges (Last-

verkehr über die offene Fuge), wurde bei der Plattenbemessung die Momentübertragung in der Fuge vernachlässigt.

4.3 Widerlager-Anschlussbrücken

Abschliessend seien noch einige Gedanken zu den Widerlageranschlussbrücken dargelegt. Die Ursache für die Wahl dieser 20 m langen Brücken ist in den geologischen Voraussetzungen zu suchen, da die vorausgesagte Anrisszone des verrutschten Materials mehr oder weniger in diesem Bereich liegt. Es war deshalb gegeben, diese Zone frei von Dammschüttungen zu halten, andererseits konnte aber die Brücke selbst bei einer Konstruktionshöhe von über 3,20 m nicht weiter in den Hang hineingezogen werden. So entschied man sich, die gefährdete Zone zu überbrücken, indem die Widerlagerstirnwand und die rückwärtige Abschlusswand bis auf die harte, unverrutschte Moräne hinab fundiert wurden (Stirnwand 8 bis 9 m, Rückwand 2 bis 3 m ab OK Brücke) und man die seitlichen Wände als Längsträger ausbildete, auf denen die Fahrbahnplatte ruht. Dass sich mit dieser Anschlussbrücke auch noch eine ganze Reihe von praktisch-konstruktiven Problemen leichter lösen lässt, scheint uns ganz besonders erwähnenswert. Es seien die wesentlichen Punkte genannt (Bild 9).

- a) Zugänglichkeit zu Lager und Fahrbahnübergang. Dieser Forderung konnte ganz besonders gut Rechnung getragen werden, indem die ganze Auflagerbank nach hinten bzw. gegen das Trasse hin offen bleibt und dadurch genügend Platz geboten wird, um alle Teile auf einfachste Weise zugänglich zu halten.
- b) Werkleitungen, Brückenentwässerung. Alle Werkleitungen und Kabel wie auch die Brückenentwässerung können jederzeit im Kasten des Anschlussbauwerkes weggeführt werden, und insbesondere ist auch für den Einbau der notwendige Platz vorhanden. Auch ist es möglich, nachträglich noch Werkleitungen über die Brücke zu führen und im Widerlager ausserhalb des Trasses auszufahren, ohne dadurch den Verkehr zu beeinträchtigen. Dieses Argument ist in Stadt-Anschlussnähe ein nicht zu unterschätzender Vorteil.
- c) Anschluss an Trasse. Erfahrungsgemäss sind grosse keilförmige Hinterfüllungen hinter Widerlagern immer Anlass zu unerwünschten Setzungserscheinungen im Trasse, die selbst bei vermeintlich guter Verdichtung auftreten. Hinzu kommt, dass derartige Zonen mit oft zu kurzen Schleppplatten überbrückt werden. Es ist demgemäss anzustreben, diese kritischen Zonen so klein wie möglich zu halten, was

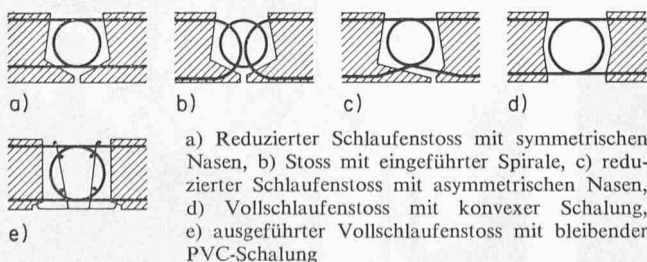


Bild 8. Varianten für die Fugenausbildung und Systemskizze der ausgeführten Fuge

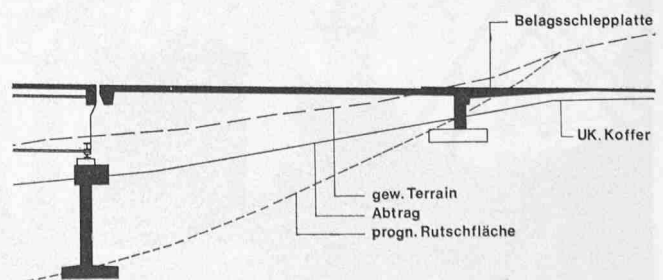


Bild 9. Typischer Schnitt durch das Widerlager Nord

im vorliegenden Falle gut gelang. Wäre ein derartiger Keil im Stirnwandbereich 6 bis 8 m tief geworden, so ist er in unserem Fall bei der Brückenrückwand nur noch 1 bis 2 m tief.

d) Übernahme von Längsschubkräften. Die Aufnahme von Längsschubkräften, insbesondere derer aus den Längsbegrenzungslagern bringt als praktisches Kriterium nur dasjenige des Gleitens, nicht aber des Kippens, wie dies bei einfachen Widerlagern oft der Fall ist. Der ganze Anschluss-Brückenkasten bringt genügend Last auf, um den auftretenden Horizontalkräften auf der Stirnwand sowohl in bezug auf Reibung als auch bezüglich Kippmoment entgegenzuwirken.

Schlussbemerkung

Nachdem die Hauptarbeiten am Bergbachviadukt der N1 abgeschlossen sind, wird eine kurze Bilanz über die Richtigkeit des gewählten Konzeptes gezogen. Die angestrebte Flexibilität, insbesondere in den grundbaulichen Massnahmen, hat sich bewährt. Dies zeigt sich einerseits in der Wirksamkeit der getroffenen baulichen Dispositionen und andererseits in der Einhaltung des zeitlichen Rahmenprogrammes.

Der Goldach-Viadukt

Von E. Prim, St. Gallen

Allgemeines und Konzeption

Im Jahre 1967 hat der Kanton St. Gallen sieben Ingenieurbüros zu einem Projektwettbewerb eingeladen. Es sind zwei Vorschläge in Stahl und fünf Projekte in Spannbeton eingereicht worden. Das Preisgericht hat sich für eine Lösung in Spannbeton entschieden.

Hat man sich für das Baumaterial «Beton» entschieden, so sind die folgenden wichtigsten Ausführungsmöglichkeiten gegeben:

- konventionelle Ortbetonbauweise mit Lehrgerüst
- Vorfabrikation
- Freivorbau (etappen- bzw. feldweise)

Aus diesen drei Möglichkeiten das Optimum unter Berücksichtigung der besonderen Verhältnisse bei diesem Objekt zu finden, war eine äusserst interessante Aufgabe; sie bestand

Der Bergbach-Viadukt

Bauherr:	Kanton St. Gallen
Oberbauleitung:	Tiefbau- und Strassenverwaltung des Kantons St. Gallen
Projekt und örtliche Bauleitung:	Brunner & Koller, Ingenieurbüro, St. Gallen Mitarbeiter: H. R. Kunz Grundbauberatung AG, St. Gallen Ateliers de Constructions Mécaniques de Vevey SA, Vevey
Geologe:	Dr. A. von Moos, Zürich
Bauausführung:	Arbeitsgemeinschaft Bergbach-Viadukt: Grüebler AG, St. Gallen Locher & Cie AG, Zürich IMAG, St. Gallen Arbeitsgemeinschaft: Ateliers de Constructions Mécaniques de Vevey SA P. Tobler & Co., St. Gallen Spannbetonwerk AG, Widnau
Fahrbahnübergänge:	Mageba SA, Bülach

Adresse der Verfasser: *Hansruedi Kunz*, dipl. Bauing. ETH, im Ingenieurbüro Brunner & Koller, Schneebergstrasse 9, 9000 St. Gallen, und Dr. *Hans Kapp*, Geologe, Grundbauberatung AG, Teufenerstr. 25, 9000 St. Gallen.

DK 624.27

im wesentlichen darin, die hauptsächlichsten Vorteile, welche die drei oben erwähnten Möglichkeiten bieten, zusammenzufassen und auszunützen. Es sind dies:

- statisch und konstruktiv klares System
- Fertigung mit weitmöglichster Anwendung des Vorfabrikationsprinzips, sowohl am Bauwerk selbst als auch beim Lehrgerüst
- Taktverfahren (Grundmodul).

Um ein statisch und konstruktiv klares System zu erhalten ist der Durchlaufbalken mit konstanter Konstruktionshöhe über die ganze Brückenlänge gewählt worden. Die Vorfabrikation des Lehrgerüsts, der Schalung und der Armierung berücksichtigt die zweite Forderung. Die Unterteilung des Brückenoberbaues in 13 (6 + 7) Bauabschnitte unter Verwendung des selben Lehrgerüst- und Schalungsmaterials, entspricht den Forderungen des Taktverfahrens.

Bild 1. Zum Betonieren bereite 90 m lange Etappe der Brücke II

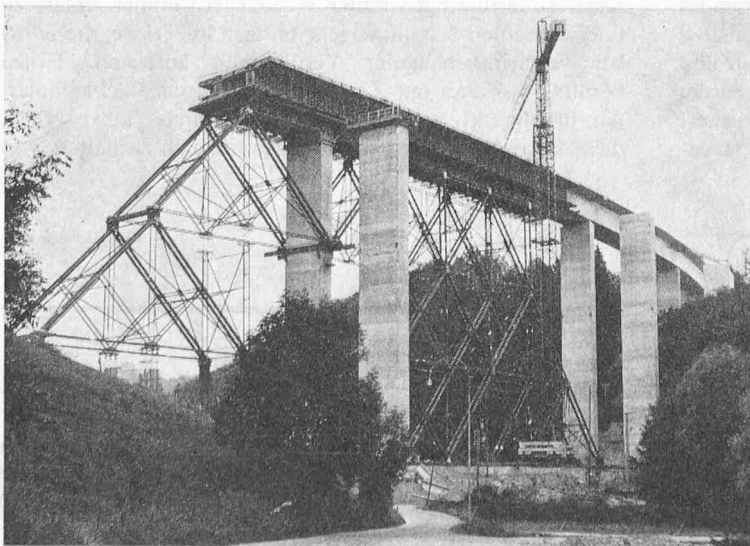


Bild 2. Gerüst und Schalung für die 60 m lange Schlussetappe zwischen Pfeiler D und E der Brücke II

