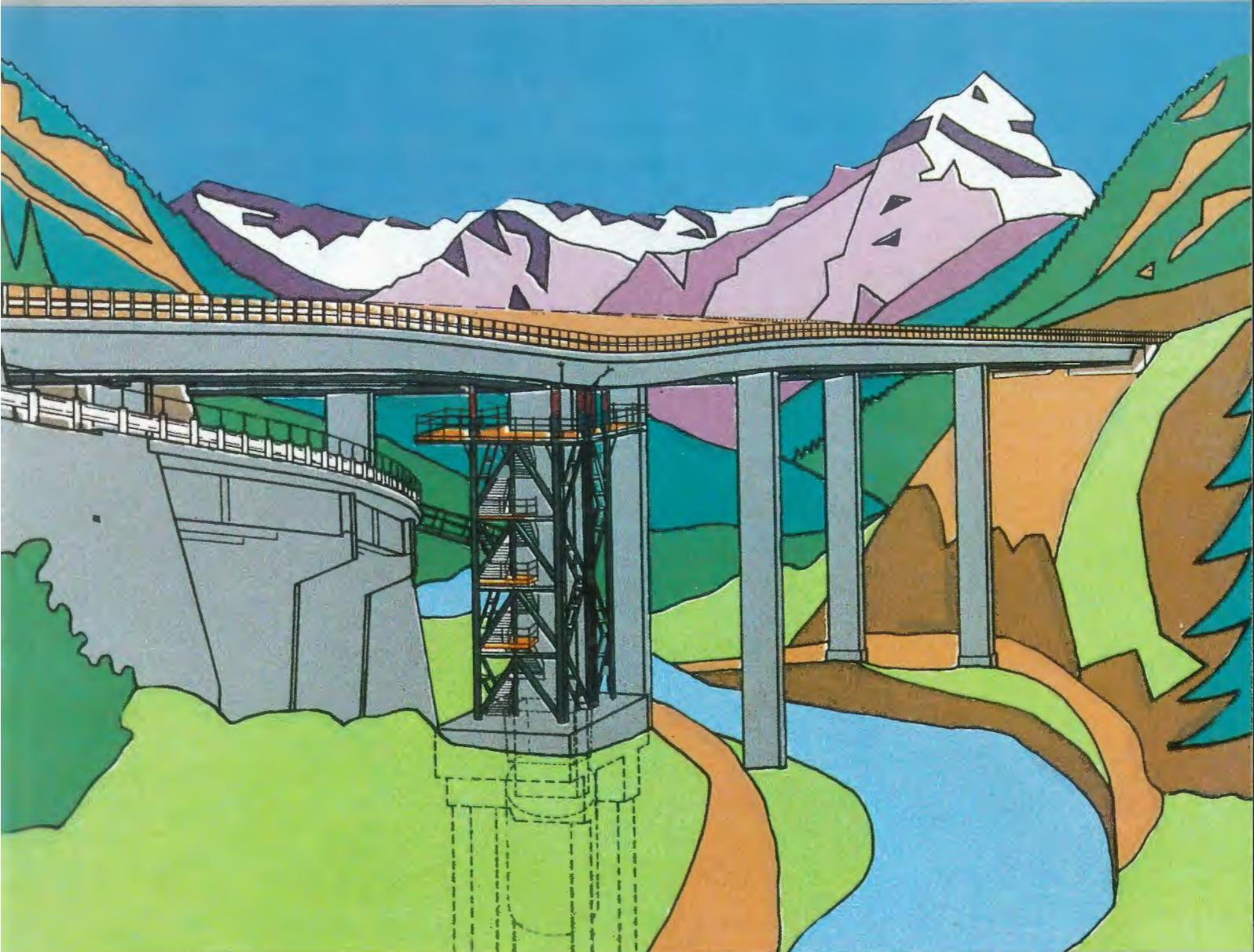
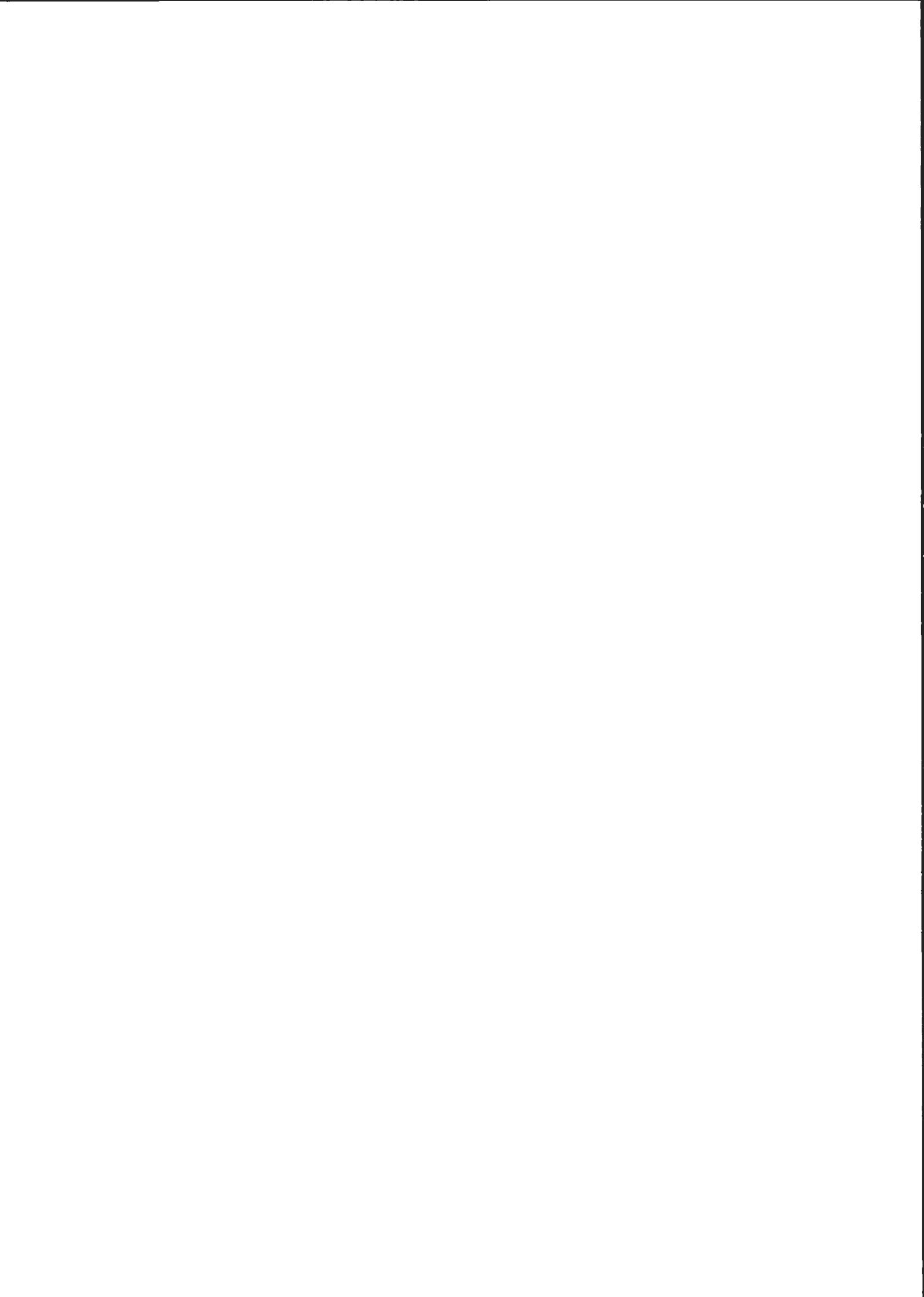


Reussbrücke Wassen Rekonstruktion 1987/88





Inhalt

Rekonstruktion der Reussbrücke Wassen Das Ereignis aus der Sicht des Bundesamtes für Strassenbau <i>K. Suter, Direktor Bundesamt für Strassenbau ASB, Bern</i>	3
Reusshochwasser Das Unwetterhochwasser vom 24./25. August 1987 im Kanton Uri <i>A. Stadelmann, Regierungsrat Baudirektor des Kantons Uri, Altdorf</i>	4
Bewältigung der Hochwasserschäden an den Strassen und Gewässern im Kanton Uri <i>P. Püntener, Kantonsingenieur Uri, Altdorf</i>	6
Die abgesenkte Reussbrücke Wassen Einsturzgefahr, dramatischer Wettlauf mit der Zeit, den Einsturz zu verhindern, Sicherungsmassnahmen <i>H. Huber, Brückeningenieur, Altdorf</i>	11
Reussbrücke Wassen Schadenanalyse und Rekonstruktionskonzept <i>Prof. Dr. C. Menn, Zürich</i>	16
Geologie - Geotechnik N2, Reussbrücke Wassen <i>T. Schneider, Uerikon</i>	22
Projektierung Rekonstruktion der Reussbrücke Wassen <i>H. Moretti, Ingenieurbüro E. Winkler + Partner AG, Effretikon</i>	26
Bauleitung Rekonstruktion der Reussbrücke Wassen <i>A. von Glutz, Ingenieurbüro, E. Winkler + Partner AG, Wassen</i>	36
Die Rekonstruktion und Sanierung der Reussbrücke Wassen <i>E. Bräm, AG C. Zschokke, Zürich</i>	44
Rekonstruktion Reussbrücke Wassen <i>H. Huber, Brückeningenieur, Altdorf</i>	51

Schriftleitung und redaktionelle Koordination:

Bauamt Uri, Abteilung Kunstbauten

Heribert Huber und der Mitarbeit von Pius Kieliger und Margrit Zraggen



Rekonstruktion der Reussbrücke Wassen

Das Ereignis aus der Sicht des Bundesamtes für Strassenbau

Im Reusstal nehmen – insbesondere natürlich in seinen Engnissen – die Verkehrswege seit jeher einen wesentlichen Teil des zur Verfügung stehenden Raumes in Anspruch. Beim Bau der Nationalstrasse N2 im Kanton Uri mussten deshalb zahlreiche Brücken, Lehnviadukte und hohe Stützmauern gebaut werden. Die Reuss musste mehrere Male gequert und dabei Pfeiler, Fundamente und Mauern in das Flussbett gestellt werden.

Das gewaltige Hochwasserereignis vom August 1987 wurde damit zur rücksichtslosen Bewährungsprobe für das Einfühlungsvermögen und das Geschick der Strassenbauingenieure und Unternehmer sowie für die Qualität der von ihnen geleisteten Arbeit. Ich nehme das Urteil vorweg und unterstreiche es: Sowohl die Nationalstrasse selbst als auch ihre Bauwerke haben diese Probe mit Auszeichnung bestanden. Lediglich eine hohe Schüttböschung und ein einziger Brückenpfeiler wurden ernsthaft in Mitleidenschaft gezogen. Alle anderen Teile dieses Bauwerkes sind unbeschädigt geblieben. Daneben wurden jedoch weit über hundert Jahre alte Bauwerke und Geländeformationen, die während über tausend Jahren Bestand hatten, kurzerhand weggespült.

Aus dieser positiven Optik heraus konnte man denn auch im August 1987 trotz der vielen überwältigenden Eindrücke den Schaden der Reussbrücke in Wassen kühl und sachlich einschätzen. Vom aussenstehenden Betrachter in Bern, der nicht mit den Sorgen und Mühen der direkt Betroffenen konfrontiert war, liess sich die ganze Angelegenheit wohl auch etwas ruhiger und umsichtiger beurteilen. An einem guten, technisch durchdachten und fachkundig erstellten modernen Bauwerk war ein Schaden entstanden; an einem Bauwerk, dessen Pläne vorhanden sind und dessen Schöpfer, Professor Dr. Christian Menn, als hervorragender

Brückenbauer bekannt ist und der auch heute noch für alle Problemlösungen zur Verfügung steht.

Die Nationalstrasse N2, die Gotthardautobahn, bildet die Haupt-Nord-Südachse unseres Verkehrsnetzes, ist stark belastet und unentbehrlich. Neben der Nationalstrasse war nach dem Hochwasser keine andere durchgehende Verkehrsverbindung mehr vorhanden. Der Kampf mit der Zeit war daher ausserordentlich wichtig. Immer wenn ein Bauwerk einen grösseren Schaden erleidet, gibt es zwei Möglichkeiten: abbrechen und neu bauen oder reparieren. Nach zwei Telefongesprächen mit Professor Menn und einem Augenschein an Ort und Stelle war – nach eingehender, ingenieurmässiger Abwägung der Möglichkeiten und Risiken – klar, dass eine Reparatur wohl schwierig und anspruchsvoll, aber möglich und vorteilhaft ist. Der Schaden an diesem Bauwerk hatte eine offensichtliche Ursache, war lokalisierbar und es blieb derart viel gute Bausubstanz, dass es direkt unverantwortbar gewesen wäre, hier der «Wegwerfmode» zu frönen.

Wichtige Voraussetzung war jedoch vorerst eine gründliche und zuverlässige Ermittlung des Zustandes und der Einsatz bestqualifizierter Fachleute mit grosser Erfahrung und Kapazität. Der Bundesrat hatte beschlossen, die Behebung der Unwetterschäden zu hundert Prozent zu übernehmen; die Oberleitung lag damit beim Bund. Als Experten haben wir Professor Menn verpflichtet können, und wir entschlossen uns, die Firma Zschokke als hochqualifizierte Unternehmung direkt, ohne Submissionsverfahren, mit der Durchführung und Koordination der Arbeiten zu beauftragen. Herr M. Donzel, Chef der Sektion Brücken, vertrat unser Amt. Herr H. Huber, Brückeningenieur, leitete als Vertreter des Bauamtes Uri die Arbeiten an Ort und Stelle. Als Berater standen ihm zur Seite: Herr Dr.

Schneider für die geologischen Abklärungen sowie das Ingenieurbüro Winkler+Partner AG für die Detailprojektierung und die örtliche Bauleitung.

Die Zusammenarbeit dieser Fachleute und Experten, Unternehmer und Handwerker war dabei getragen von einer ganz speziellen Motivation. Jeder der Beteiligten hatte extrem viel von seinem Wissen einzubringen. Die unternehmerische Qualität wurde durch den Einsatz sehr guter Mitarbeiter sowie von bewährtem Material unter Beweis gestellt; sie hat damit wesentlich den effizienten Ablauf der komplizierten Vorgänge geprägt. Ingenieure, Geologen, Messspezialisten, Aufsichtspersonen und Experten mussten in zahlreichen harten Auseinandersetzungen um die Lösung der vielen Einzelfragen ringen. Die zu lösende Aufgabe war nicht nur erstmalig, sondern auch vielseitig. Das Werk ist geldlich und im Inwie im Ausland stark beachtet worden.

Der mit der Rekonstruktion des Bauwerkes erzielte Zeitgewinn von wahrscheinlich mehr als einem Jahr hat sich für alle Verkehrsteilnehmer und Anwohner der Gotthard-Autobahn gelohnt. Es liegt mir deshalb sehr daran, dass die spezielle Leistung aller Beteiligten bekanntgemacht wird und die Erfahrungen ausgewertet werden können. Allen Beteiligten spreche ich daher auch an dieser Stelle mein Kompliment und meinen besten Dank aus. Ich bin überzeugt, dass die Reussbrücke Wassen ihren ursprünglichen, hervorragend guten Zustand wieder vollumfänglich erreicht hat. Aus der Sicht des Bundes bin ich stolz darauf, dass eine solch schwierige Aufgabe in dem sonst so komplexen Ablaufmuster unserer heutigen Arbeitsweise derart erfolgreich gelöst werden konnte.

Kurt Suter
Direktor ASB, Bern

Reusshochwasser

Das Unwetterhochwasser vom 24./25. August 1987
im Kanton Uri

Im August 1987 waren die Niederschläge intensiv und die Wasserspeicherfähigkeit des Bodens war erschöpft. Dies-

VON ANTON STADELMANN,
ALTDORF

mal fiel kein Schnee in den Hochlagen, der den Abfluss hätte verzögern können. Dafür waren die Temperaturen im August zu hoch. Die zusätzlichen kurzen, aber sehr heftigen Niederschläge in der Nacht auf den 25. August im Gotthard- und Furkagebiet verwandelten auch die kleinsten Rinnsale zu reisenden Bächen. Witenwasser-, Gotthard- und Unteralpreuss überfluteten grossflächig das ganze Hochtal Urseren. Das FO-Bahntrasse und die Kantonsstrasse waren den reissenden Fluten ausgesetzt. Die Wasser- und Gesschiebmassen waren durchsetzt mit tonnenschweren Steinblöcken. Richtungsänderungen des Flusslaufes hatten Erosionen zur Folge. Foundationen von Strassen, Bahnen, Häusern und Brücken wurden unterspült und weggerissen. Das Verschwinden der 350 Jahre alten Häderlisbrücke in der Sehöllenen, die teilweise schwer beschädigte Nordrampe zum Gotthardtunnel der N2 in Göschenen, die unterspülte Wassner-Reussbrücke der N2, das an zwei Stellen weggeschwemmte Bahntrasse der SBB und die an fünf Stellen total zerstörte Kantonsstrasse (siehe Bild 1), das sind nur einige Beispiele für die Wirkung des Hochwassers. Aber auch zum Beispiel die stark in Mitleidenschaft gezogene Gemeinde Gurtellen (siehe Bild 2), wo ein Wohnhaus zerstört und das Pfarrhaus und Teile des Friedhofes von den Fluten mitgerissen wurden, zeugen von der ungeheuren Gewalt der entfesselten Natur. In mehreren Gemeinden verschwand über Jahrhunder-

te genutztes Kulturland für immer. In Erstfeld trat die Reuss kurz nach Mitternacht über die Ufer. In Attinghausen und Seedorf entstanden drei Dammbrüche, so dass grosse Teile der Reussebene überflutet wurden. Die Telefon-, Strassen- und Bahnverbindungen waren vollständig unterbrochen.

Glücklicherweise waren keine Menschenleben zu beklagen. Darum spricht man im Kanton Uri nicht von einer Katastrophe, sondern vom Hochwasser 87. Der Schweizerische Sachversicherungsverband schätzt die Schäden auf ca. 500 Mio Franken. Bereits 1977 wurde der Kanton Uri von einem schweren Unwetter heimgesucht. Hauptschadengebiete waren damals das Schächental und die untere Reussebene. Der damalige Schaden wurde mit 100 Mio Franken beziffert. Als politische Reaktion wurde die Wasserbaupflicht dem Kanton übertragen. Gleichzeitig wurde ein Zehnjahresprogramm mit 100 Mio Franken Investitionen verabschiedet. Trotz Bundeshilfe war das ein grosser Brocken für die 34 000 Einwohner. Als Baudirektor begleitete alt Landammann Josef Brücker dieses Programm. Er konnte während seiner Amtszeit noch feststellen, dass die neuen Rückhaltebecken und Bachverbauungen ihre Funktion erfüllten. Das Hochwasserschutzprogramm 77 wurde durch das Ereignis 87 nicht unterbrochen.

Am 25. August 1987 konnte das Schadenbild zunächst nicht erfasst werden. Mit dem ohren Reusstal und dem Urserental war jede Verbindung abgebrochen. Folgende Prioritäten wurden gesetzt: Leben retten, Kontakte mit dem Oberland herstellen, Dammbrüche schliessen, Verkehrsverbindungen provisorisch wiederherstellen, Kadaver beseitigen und, soweit möglich, die Aufräumarbeiten in Angriff nehmen.

Die erste Phase der Hilfeleistungen umfasste die Aufräumarbeiten und provisorische Massnahmen, um zumindest den gleichen Schutz wie vor dem Ereignis zu erreichen. Dafür wurden inzwischen 55 Mio Franken investiert.

Zur zweiten Phase gehören Massnahmen für einen verbesserten Hochwasserschutz. Es ist ein «Gesamtkonzept Reuss» zu erstellen. Die eingeleiteten Untersuchungen, die Modellversuche und das Gesamtkonzept bilden die Grundlage für die Projektierung der Massnahmen. Im Gegensatz zur Phase 1 sind alle Vorhaben dem ordentlichen Baubewilligungsverfahren zu unterstellen.

Ein weiteres Hochwasserschutzprogramm ist vorzulegen; darin sind die neuesten Erkenntnisse zu berücksichtigen. Gesamthaft muss die Sicherheit erhöht und dabei auf die Natur Rücksicht genommen werden. Dem naturnahen Wasserbau wird grosse Beachtung geschenkt. Kunstbauten sind auf ein absolutes Minimum zu beschränken. Demgegenüber ist den passiven Massnahmen vermehrt Rechnung zu tragen, indem durch raumplanerische Massnahmen, «für den Bedarfsfall» gewisse Flächen als Überflutungsgebiete erhalten werden.

Auch an dieser Stelle darf der Dank des Urner Regierungsrates nicht fehlen. Der Einsatz und die Hilfeleistungen aus allen Kreisen und Gegenden hat die Betroffenen in ihrer Zuversicht unterstützt und den Willen zum Wiederaufbau gestärkt.

*Anton Stadelmann, Regierungsrat
Baudirektor des Kantons Uri*



Bild 1. Zerstörte Gotthardstrasse im Bereich der Meienreussbrücke in Wassen (Foto Bauamt Uri)



Bild 2. Gurtellen, Aufnahme vom 28. August 1987 (Foto Bauamt Uri)

Bewältigung der Hochwasserschäden an den Strassen und Gewässern im Kanton Uri

Der vorliegende Bericht gibt nur einen kleinen Teil aus dem Geschehen rund um das Hochwasser vom 24./25. August 1987 wieder. Er befasst sich nur mit den Wiederherstellungsarbeiten an den Gewässern und Strassen, für die der Kanton selber verantwortlich war. Die unterspülte und abgesenkte Nationalstrassenbrücke in Wassen war nur eine von vielen Massnahmen, die nach dem Hochwasser eingeleitet werden mussten. Es kann nicht Aufgabe dieses Artikels sein, das Geschehen jener turbulenten Tage ausführlich und vollständig zu beschreiben; dazu sei auf den Schlussbericht des Kantonalen Führungsstabes Uri (KAFUR) verwiesen, der im Herbst 1989 erscheinen wird. Anhand von wenigen Beispielen soll aufgezeigt werden, wie der grossen Herausforderung des spontanen Unwettereinsatzes begegnet wurde und wie der Kanton Uri gedenkt, mittelfristig den Hochwasserschutz an der Reuss in den Griff zu bekommen.

Schadenlage am 25. August 1987

Die folgende Aufzählung gibt nur einen Ausschnitt aus den umfassenden Schäden.

Schäden an den Gewässern

Die Reuss überflutete grossflächig die Talebene von *Ursern*. In *Realp* suchte die Reuss etwa auf einer Länge von

VON PETER PÜNTENER,
ALTDORF

750 m ein neues Bett. Viel Material lagerte sich ab (allein bei der Mündung der Witenwasserreuss 100 000 m³). Das Dorf wurde teilweise überschwemmt und übermurt.

In *Hospental* wurden mehrere Brücken- und Ufermauern zerstört oder schwer beschädigt. Der Bahnhof und das Zeughaus wurden übermurt.

Andermatt wurde von der Reuss und der Unteralpreuss unter Wasser gesetzt. Daneben verursachten auch die Seitenbäche Schäden.

In *Göschenen* überflutete die Reuss den Bahnhof, zerstörte mehrere Brücken und militärische Bauten und beschädigte die hohen Schüttungen der Bahn und der Nationalstrasse (Materialabtrag mindestens 250 000 m³). Die flachen Gebiete der Göscheneralp wurden grossflächig übersart.

In *Wassen* führte das Hochwasser zu starken Ufererosionen. Das Ausgleichsbecken Pfaffensprung des Kraftwerkes Amsteg (SBB) erfüllte die Funktion eines Geschiebesammlers und wurde beinahe aufgefüllt.

Das Ortsbild entlang der Reuss in *Gurtellen-Wiler* wurde total verändert. Zwei Häuser, verschiedene Nebengebäude und ein Teil des Friedhofes wurden weggerissen.

In *Amsteg* kam es zu partiellen Überschwemmungen und zu grossen Materialablagerungen (Gefällswechsel).

In *Erstfeld* wurden die Hochwasserschutz-Dämme überflutet und teilweise zerstört. Weite Teile des Dorfes wurden unter Wasser gesetzt.

In *Attinghausen* barst der Reussdamm, und es bildete sich ein grosser See mit Wassertiefen bis zu 4 m. Riesige Materialablagerungen bis zu 2 m Höhe waren die Folge davon.

In *Altdorf* verursachte ein Dambruch weitflächige Überschwemmungen.

In *Seedorf* brach oberhalb der Nationalstrasse der Damm, und die Reuss füllte den tiefer gelegenen Talboden mit Wasser und Sand auf.

In *Flüelen* setzte die Reuss den ganzen Dorfkern unter Wasser.

Schäden an den Verkehrsanlagen

Die Furka-Oberalp-Bahn wurde zwischen *Realp* und *Andermatt* auf weiten Strecken stark beschädigt oder total zerstört. Auch die Furka- und die Gotthardstrasse waren übermurt. Die Furkastrasse war an zwei Orten total zerstört. Der Verkehr auf Schiene und Strassen war gänzlich unterbrochen.

In der *Schöllenen* war die Strasse an verschiedenen Orten verschüttet und zum Teil weggerissen. Die FO war auf weiten Strecken nachhaltig unterbrochen (eingedrückte Galerien).

In *Göschenen* stand der Bahnhof unter Wasser. Die Strasse in die Göscheneralp war auf einem längeren Abschnitt total zerstört. Das gleiche gilt für die Gotthardstrasse nach Wassen. Die Talspur der Nationalstrasse musste aus Sicherheitsgründen gesperrt werden; die Bergspur stand offen.

In *Wassen* wurden die Trassees der Bahn und der Kantonsstrasse weggerissen. Die Talspur der N2-Reussbrücke war abgesackt, und es bestand akute Einsturzgefahr. Der interne Verkehr wurde überwacht im «Einzelsprung» über die Bergspurbrücke gelöst.

In *Gurtellen* zerstörte die Reuss die Bahn und die Kantonsstrasse. Die Strassenverbindung zum Gurtellerberg wurde ebenfalls unterbrochen. In *Silenen* wurden die Bristen- und die Gotthardstrasse von Murgängen verschüttet.

Die N2 zwischen *Amsteg* und *Seelisberg-Tunnel* wurde an folgenden Stellen unterbrochen: Erstfeld (Taubachtunnel), Altdorf (Dambruch) und Seedorf (Überspülung des Autobahndammes). Die N4-Unterführung in Flüelen, die Axenstrasse und der Bahnhof Flüelen lagen unter Wasser. Die Ortsverbindung Altdorf-Seedorf-Bauen wurde an zwei Orten gesperrt. Der untere Kantonsteil konnte nur noch über den Klausen erreicht werden.

Organisation der Sofortmassnahmen

Die Behebung der Schäden des Hochwassers 1987, für die der Kanton zuständig ist, geschieht in zwei Phasen. Die Phase I umfasst die Sofortmassnahmen. Sie werden gegliedert in den unmittelbaren Katastrophen-Einsatz (Phase Ia) im Rahmen des KAFUR, d.h. während den ersten drei Wochen nach dem Ereignis und in die weiteren Sofortmassnahmen (Phase Ib).

Ziel der Phase I war es – geordnet nach Prioritäten – die Verkehrsverbindungen definitiv oder provisorisch wieder herzustellen. Dieses Ziel wurde Anfang Februar 1988 mit der Fertigstellung der provisorischen Kantonsstrasse zwischen dem Pfaffensprung und Wassen erreicht. Weiter galt es, eine etwa gleich grosse Hochwasser-Sicherheit wieder herzustellen, wie sie vor dem Hochwasser bestanden hatte. Dieses Ziel wurde im wesentlichen Mitte 1988 erreicht. Gewisse kleinere Massnahmen dauern allerdings bis heute an.

Die Massnahmen der ersten Tage, Wochen und Monate wurden meistens unter Notrecht im Schnellverfahren abgewickelt. Es galten nicht die üblichen Projektierungsschritte, es gab weder Plangenehmigungs- noch Submissionsverfahren. Dagegen laufen die Massnahmen der Phase 2 wieder nach den üblichen Rechts- und Verwaltungsvorschriften ab.

Ziel der Phase 2 ist es, die provisorischen Bauwerke – wo nötig – in definitive umzuwandeln und die Hochwasser-Sicherheit durch Instandstellungs- und Folgeprojekte überall dort zu erhöhen, wo es angezeigt ist.

Das Bauamt Uri war während den ersten drei Wochen nach dem Ereignis in die Sektion 4 (Technik) des KAFUR integriert, die unter der Leitung des Kantonsingenieurs stand. Bis am Abend des 25. August 1987 bestand dank dem Aufklärungsmittel Helikopter – alle anderen Verbindungsmöglichkeiten inklusive Telefon und Funk fielen aus – ein grober Überblick über das Ausmass der Schäden, der es erlaubte, Prioritäten zu setzen und eine geeignete Organisation (siehe Bild 1) festzulegen. Es wurden zwölf Schadenplätze unter Leitung je eines Einsatzleiters definiert. Der einzelne Schadenplatz wurde als «Ad-hoc-Bauunternehmung» organisiert, die wahlweise aus Militär, Bauunternehmungen, Ingenieurbüros, Experten und

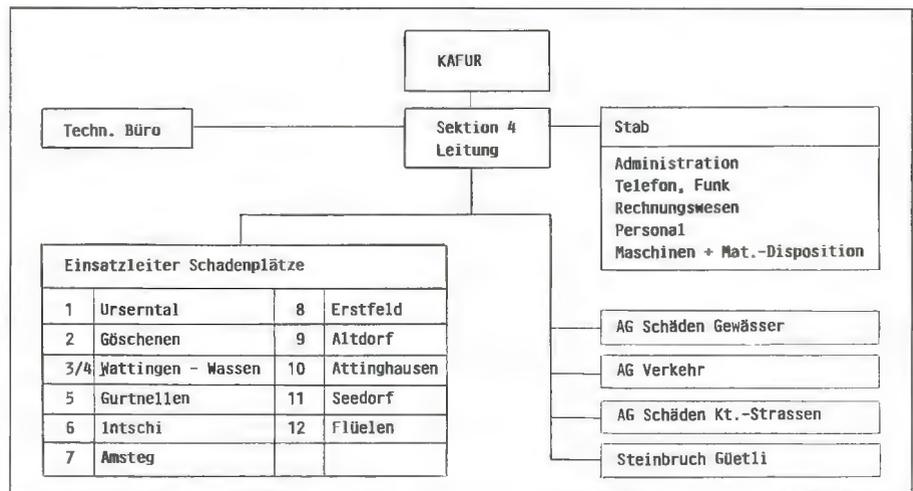


Bild 1. Organigramm Kant. Führungstab Uri (KAFUR), Sektion 4 (Technik) vom 2.9.87

weitere Hilfspersonen gebildet wurde. Dabei gab es alle Varianten von möglichen Mischungen, wie rein zivile Bauunternehmungen, die sich aber aus Angehörigen ganz verschiedener Firmen zusammensetzen konnten. Oberste Maxime war nicht die Zugehörigkeit zu einer Firma, sondern die Eignung eines Mannes oder einer Maschine. Daneben gab es rein militärische «Bauunternehmungen». Meistens war es eine bunte Mischung aus beidem. Die «Bauführung» besorgte je nach Eignung Militär, Kader von Bauunternehmungen, Mitarbeiter des Bauamtes oder Mitarbeiter von Ingenieurbüros. Innert weni-

gen Tagen wurde die Sektion 4 zu einer Grossunternehmung von schätzungsweise 1600 Personen, 200 Maschinen und 100 Lastwagen. Der Einsatz betraf eine Schadenstrecke von 85 km Gesamtlänge.

Bereits die Erfahrungen des Hochwassers 1977 zeigten, dass die Vermittlung der Baumaschinen und der Lastwagen zentral erfolgen muss, sonst läuft man Gefahr, dass diverse Stellen von Kanton, Gemeinden und Militär (Einmieten ziviler Maschinen) sich bei den gleichen Unternehmern die gleichen Maschinen abspenstig machen, ungeeignete Maschinen bereitgestellt oder ver-



Bild 2. Dammbrech in Attinghausen, Aufnahme vom 25.8.87 (Foto Photoramacolor AG)

meidbare Maschinentransporte ausgeführt werden. Auch gewisse Materialien, insbesondere Steinblöcke, wurden zentral verwaltet. In der Maschinen- und Materialdispositions-Zentrale – in der es fast wie an einer Börse zu- und herging – arbeiteten bis zu sechs Leute, zu Beginn fast rund um die Uhr. Aus der ganzen Schweiz mussten geeignete Maschinen und Fahrzeuge und dazugehöriges Bedienungspersonal eingemietet werden.

Ohne Einsatz des Militärs hätte das Ereignis nicht so schnell und so effizient in den Griff genommen werden können. Die militärische Einsatzleitung arbeitete eng mit den zivilen Stellen zusammen. Der Dienst im Urnerland stellte an das Kader und die Mannschaften hohe psychische und physische Anforderungen. Am Beispiel des Pont Bat 25, dem unter anderem die schwierigen Aufgaben der Schliessung der Dammlücken in Attinghausen und Altdorf und der Erstellung der provisorischen Ufersicherung in Gurtellen zufielen, sei das kurz dargestellt: Am Montag, den 24. August 1987, rückte die Mannschaft zum Wiederholungskurs im Raume Solothurn ein und fasste ihr Material. Im Verlaufe des Dienstags bekam die Truppe den Hinweis, dass ein allfälliger Unwettereinsatz möglich sei. Am Dienstagabend spät traf eine Vorhut im Urnerland ein und liess sich über die Schadenlage informieren. Am Mittwoch dislozierte die Truppe über die teilweise noch stark beschädigten Strassen und bezog die eilends zur Verfügung gestellten Unterkünfte. Am Donnerstag wurden die Arbeiten aufgenommen.

Beispiele einiger Sofortmassnahmen

Am 25. August 1987, etwa um 02.20 Uhr, brach in *Attinghausen* auf einer Länge von etwa 210 m der westliche Reussdamm und überflutete weite Gebiete. Weitere 170 m des Dammkörpers waren mittel bis stark beschädigt (siehe Bild 2). Am Donnerstag, den 27. August 1987, nahm die Pont Kp III/25 verstärkt mit 9 zivilen Baumaschinen und bis zu 25 zivilen Lastwagen die Arbeit auf. Vorerst galt es, eine etwa 380 m lange Transportpiste zu den lädierten Dämmen im sumpfigen Gelände zu schütten. Am Freitag konnte mit dem Schliessen der Dämme begonnen werden. In der reissenden Strömung wurden zuerst am Dammfuss grosse Blöcke eingebracht, die das Ausschwemmen des Schüttgutes verhinderten. Die Dämme wurden zuerst knapp über den aktuellen Wasserstand geführt. Am

Samstag konnte das letzte Teilstück geschlossen werden, und damit war die Voraussetzung geschaffen, um mit dem Aufräumen in *Attinghausen* zu beginnen. Anschliessend wurden die Dämme auf die Sollage gebracht. Am Samstag, den 5. September 1987, waren die Arbeiten abgeschlossen. Gesamthaft wurden etwa 4500 Mannstunden (davon Militär etwa 2000), 480 Baumaschinenstunden (Militär etwa 140) und 1400 Lastwagenstunden benötigt. Die zu transportierende Tonnage belief sich auf 24 000 Tonnen.

In *Gurtellen* hatte die Reuss die Ufer samt Ufermauern, Gebäuden, Strassen und Vorgelände weggerissen. Hier galt es, die Verkehrsverbindungen wieder herzustellen und rasch provisorische Sicherungen zu erstellen, um bei weiteren Hochwässern noch grössere Schäden zu verhüten. Der Einsatzleiter Gurtellen hatte gerade einen Tag Zeit, um sich zu überlegen, wie die Aufgabe anzupacken sei. Auf einer Flusslänge von etwa 1,5 km waren Massnahmen zu treffen. Bis zu 15 m hohe, steile Uferabbrüche säumten den Weg der Reuss. Die Zufahrtsmöglichkeiten zum Dorf und zu den einzelnen Baustellen waren schlecht. Grobe Blöcke, Baumaschinen und Lastwagen waren Mangelware. Dagegen standen ausreichend Truppen in Aussicht. Der Einsatzleiter entschied sich für Krainerwände, die auf einem Blockteppich fundiert wurden (siehe Bild 3 und 4). Diese Bauweise reagiert flexibel auf die Belastungen der Reuss und auf die zu erwartenden Setzungen der neu geschütteten Dämme. Ausserdem konnten gleichzeitig viele Leute eingesetzt werden. Am 27. August 1987 wurde mit den Bauarbeiten, eingeteilt in 5 Baustellen, begonnen. Das Militär setzte, unterstützt von zivilen Kräften,

die Pont Kp I/25 ein, die von der Ls Kp I/23 abgelöst wurde. Ab 1. Oktober 1987 bis zur Bauvollendung Ende 1987 wurden nur noch zivile Unternehmungen eingesetzt. Zur Spitzenzeit waren 250 Mann (davon 220 Militärs) beschäftigt. Die Maschinen liefen etwa 4800 Stunden lang, und die Lastwagen verkehrten während 6400 Stunden. Gesamthaft mussten etwa 110 000 Tonnen Baumaterialien zugeführt werden. Als Kuriosum sei erwähnt, dass zum Transport der Baumstämmen auch noch Pferde eingespannt wurden.

Zwischen dem *Pfaffensprung* und *Wasen* wurde die Gotthardstrasse im Bereich der Meienreussbrücke vollständig zerstört. Da die Kantonsstrasse in diesem Bereich vorübergehend auf den Pannestreifen der Bergspur der Nationalstrasse verlegt werden konnte, glaubte man vorerst, auf ein Provisorium verzichten zu können. Die sofort eingeleiteten technischen Abklärungen zeigten aber, dass für die definitive Wiederherstellung etwa 4 Jahre benötigt werden. Der Regierungsrat gab deshalb Ende Oktober 1987 dem Bauamt Auftrag, ein Provisorium an die Hand zu nehmen. Dazu musste die Reuss oberhalb dem Pfaffensprung mit einer 36 m langen Brücke überspannt werden. Für die erneute Querung der Reuss konnte die vom Hochwasser verschonte Diedenbrücke – eine aus dem Nationalstrassenbau stammende Bauzufahrt – benutzt werden. Anschliessend musste auf kurzer Strecke eine Höhendifferenz von 12 m überwunden werden. Eine Schüttung hätte die Reuss zu stark eingengt und kam deshalb nicht in Frage. Eine behelfsmässige Brückenkonstruktion – im Volksmund «Himmelsrank» genannt – erwies sich als günstigste Lösung (siehe Bild 5). An-

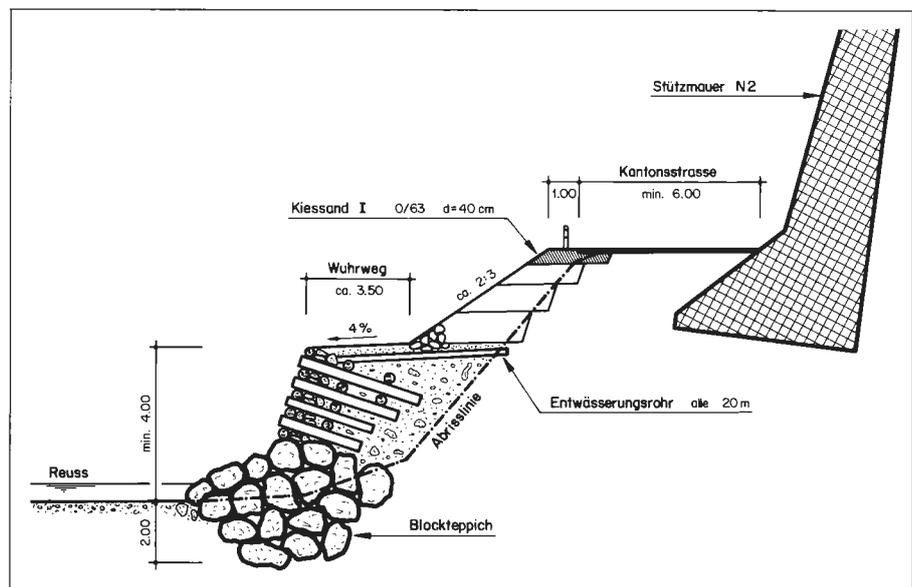


Bild 3. Normalprofil für provisorische Wuhr im Bereich des Steinbruchs Gütli in Gurtellen

fang Februar 1988 konnte die Umfahrung für Fahrzeuge bis 5 t und am 9. Juni 1988 für Fahrzeuge bis 16 t freigegeben werden.

Anstelle vieler Beispiele von Sofortmassnahmen soll nur noch ein Fall geschildert werden, der illustriert, wie rasch Projekte «über die Bühne» gehen können, wenn Not herrscht. Das Hochwasser ereignete sich bekanntlich in der Nacht vom Montag, den 24. August, auf Dienstag, den 25. August 1987. Am darauffolgenden Freitag und Samstag wurden fünf Equipen ausgeschiedt, um den Zustand der Reuss vom See bis Realp aufzunehmen und zu beurteilen. Am Sonntag wurden die Resultate ausgewertet. Am Montag, um 10.00 Uhr, wurde an einer Sitzung über das Ergebnis der Schadenaufnahmen berichtet, und die Schäden wurden in Prioritäten eingestuft. Es zeigte sich, dass das innere Gefüge des linken Reussdamms zwischen dem Palangenbach und der Seedorferbrücke starken Schaden erlitten hatte (Durchströmungen). Um 13.00 Uhr erhielt das zugezogene Ingenieurbüro den Auftrag, bis Dienstag, den 1. September 1987, 18.00 Uhr, ein Projekt auszuarbeiten! Die Projektbesprechung vom Dienstag ergab noch einige Änderungen, die über Nacht auszuführen waren. Am Mittwoch, den 2. September 1987, 09.00 Uhr, erfolgte die zweite Projektbesprechung im Beisein des Baudirektors. Um 10.30 Uhr wurde die Gemeinde Seedorf orientiert, und nachfolgend erfolgten die Verhandlungen mit dem Grundeigentümer (vorübergehend musste eine Hektare Land beansprucht werden, definitiv waren es 2300 m²). Um 21.00 Uhr des gleichen Tages genehmigte der Regierungsrat das Projekt, und am Donnerstag, den 3. September 1987, mittags, war der Trax auf der Baustelle! Auf einer Länge von 650 m wurde der Damm auf der Landseite um 3 m an der Krone verbreitert. Dazu musste die am Dammfuss verlaufende Strasse verlegt und eine grosse Meliorationsleitung geschützt werden. Um das gleiche Vorhaben in «Friedenszeiten» auszuführen, hätte eine Vorbereitungszeit von einem Jahr sicher nicht ausgereicht. So schafften wir es in 3 Tagen!

Wiederherstellungs- und Folgeprojekte (Phase 2)

Die Sofortmassnahmen sind weitgehend abgeschlossen. Bis Ende 1988 wurden dafür 55 Millionen Franken ausgegeben. Einige Massnahmen werden in die definitiven Lösungen integriert werden können. Der «grosse Brocken» der Phase 2 steht uns aber noch bevor. Dazu läuft die Planung auf



Bild 4. Kirche Gurtellen, im Vordergrund zerstörte Gotthardstrasse, Bau von Krainerwänden (Foto Bauamt Uri)

Hochtouren. Die Massnahmen der Phase 2 wurden im November 1987 auf 230 Millionen Franken geschätzt.

Die Planungsarbeiten der Phase 2 gehen auf drei Ebenen vor sich. Der Bund ergründet wissenschaftlich die Ursachen der Hochwässer des Jahres 1987 und versucht, Lehren für die Zukunft abzuleiten. Das Bundesamt für Wasserwirtschaft koordiniert diese Arbeiten. Der Bundesrat hat dazu einen Kredit von 2,5 Millionen Franken zur Verfügung gestellt.

Im Kanton Uri unterscheiden wir zwischen den übergeordneten Aufgaben und den Teilprojekten. Zu den übergeordneten Aufgaben gehört alles, was

abschnittsübergreifend ausgeführt werden muss. So gilt es, für die eigentliche Projektierung Grundlagen zu ermitteln und andererseits Leitlinien im Sinne einer «unité de doctrine» aufzustellen. Gewisse Massnahmen, z.B. Hochwasseralarm, orientieren sich nicht nach den Abschnittsgrenzen und sind demzufolge ebenfalls übergreifend anzupacken. Auf der Ebene der Teilprojekte erfolgt dann die eigentliche Projektierung mit den bekannten Projektierungsschritten.

Wichtige Ergebnisse aus den drei Ebenen fliessen in das sogenannte «Gesamtkonzept Reuss», das als Entscheidungsgrundlage den zuständigen Be-

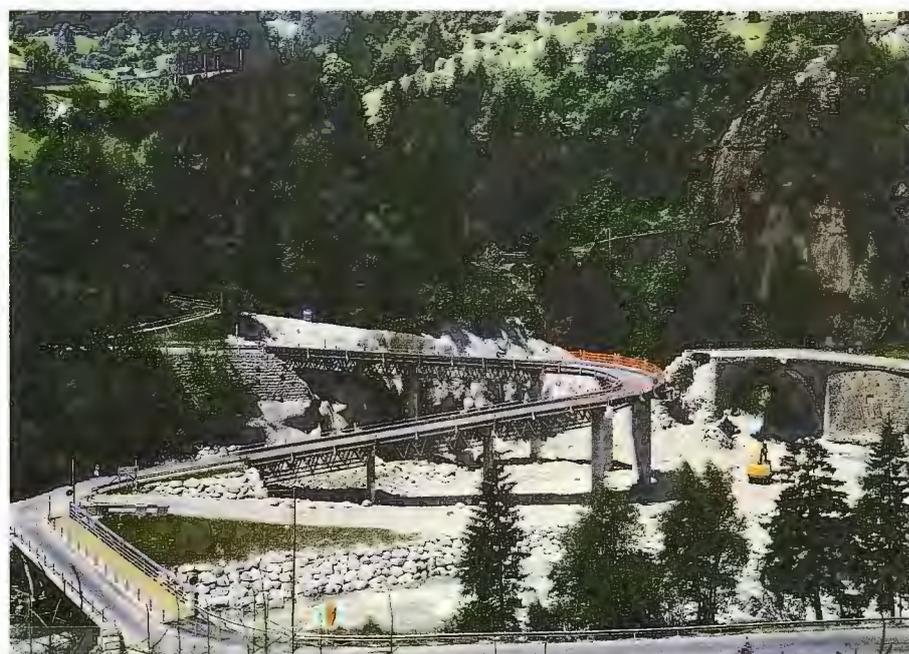


Bild 5. Provisorische Kantonsstrasse zwischen dem Pfaffensprung und Wassen (Foto Basler + Hofmann)

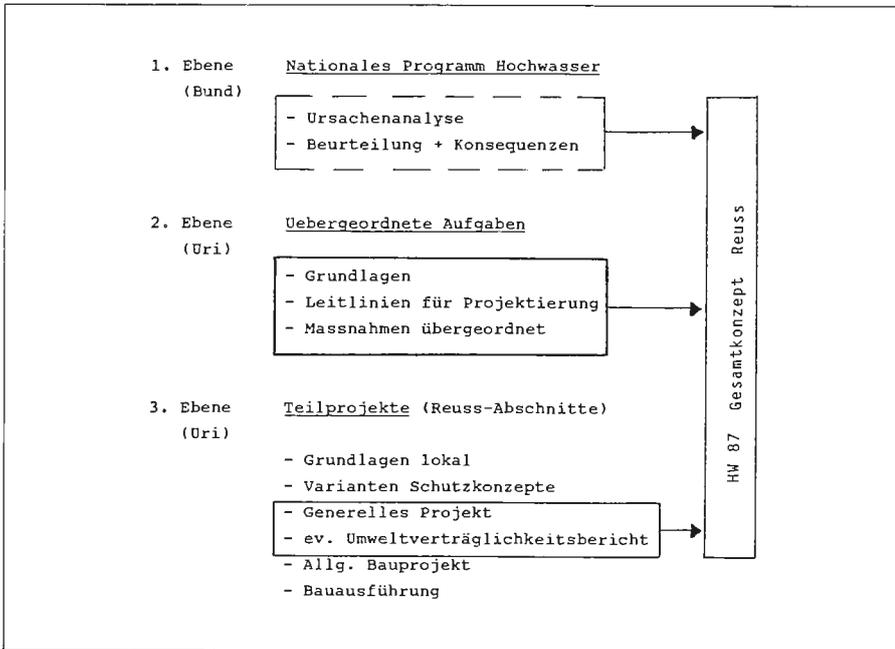


Bild 6. Reusshochwasser 1987, Phase 2, Gesamtkonzept Reuss

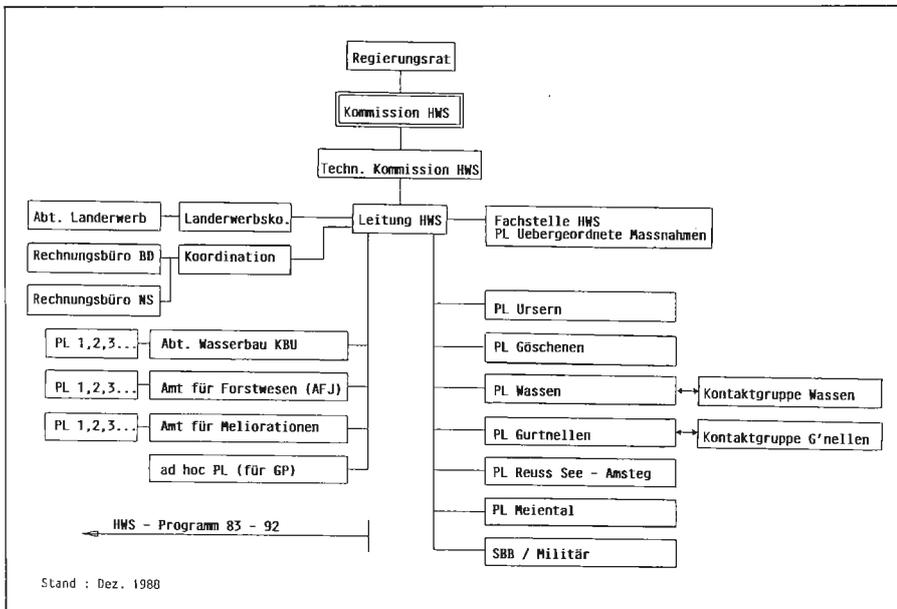


Bild 7. Organigramm Hochwasserschutz im Kanton Uri

hörden zu dienen hat (siehe Bild 6). In diesem Konzept sind unter anderem die Schutzziele zu definieren und die zu schützenden Objekte und Flächen festzulegen. Dies ist letztlich eine politische Angelegenheit, denn es geht hier um die Frage des Restrisikos und der Schadenakzeptanz. Das Gesamtkonzept enthält weiter ein abgestimmtes Massnahmenpaket mit klaren Prioritäten und einem Finanz- und Terminprogramm.

Das Hochwasser vom 31. Juli/1. August 1977 war Anlass, den Hochwasserschutz im Kanton Uri rechtlich, organisatorisch und finanziell grundsätzlich neu zu ordnen. Mit dem im Jahre 1980 vom Volk genehmigten Wasserbaugesetz wurde der Wasserbau Sache des Kantons und der Gewässerunterhalt – mit Ausnahme von Reuss und Schächen, die vom Kanton betreut werden – Sache der Gemeinden. Im Jahre 1982 bewilligte das Volk das Hochwasser-

schutz-Mehrjahresprogramm 1983/92 mit einem Kostenrahmen von 100 Millionen Franken. Dieses Programm enthält schwergewichtig die Wildbäche im unteren Kantonsteil. Aufbauend auf der inzwischen bewährten Organisation wurden für die Abwicklung der aus dem Hochwasser 1987 zusätzlich erwachsenden Aufgaben folgende Gremien geschaffen (Bild 7):

- Die *Kommission Hochwasserschutz* ist das politische Organ. Ihr gehören drei Mitglieder des Regierungsrates, Vertreter der Korporationen und Regionen an. Sie berät den Regierungsrat in allen Fragen des Hochwasserschutzes und überwacht die Tätigkeit der ihr unterstellten Organe. Sie verabschiedet zuhanden des Regierungsrates den anzustrebenden Sicherheitsgrad, die Ausbaukonzepte, die Prioritäten, die Finanz- und Terminpläne, die generellen Projekte und das Budget.
- Die *Technische Kommission* ist eine Fachkommission. Ihr gehören vorwiegend – aber nicht ausschliesslich – Mitarbeiter der Kantonalen Verwaltung an. In ihr sind die Fachrichtungen Wasserbau, Forst, Melioration, Landwirtschaft, Gewässerschutz, Fischerei, Raumplanung, Natur- und Heimatschutz vertreten. Sie begutachtet sämtliche generellen und allgemeinen Projekte in fachlicher und finanzieller Hinsicht.
- Die *Leitung HWS* hat die operative Führung des Hochwasserschutzes. Sie obliegt dem Kantonsingenieur. Der Leitung HWS unterstehen die Stabstellen und die einzelnen Projektleitungen.

Hinsichtlich der *Verfahrensschritte* kann heute noch nicht schlüssig gesagt werden, ob ein «Gesamtkonzept Reuss» Gegenstand eines eigentlichen Verfahrens sein wird, das am Schluss vom Volk zu genehmigen ist. Hier spielt die Frage eine wichtige Rolle, ob es bei den vorgesehenen Massnahmen finanzrechtlich um freie oder gebundene Ausgaben geht. Sicher wird aber ein «Gesamtkonzept Reuss» die Hochwasserschutz-Kommission und den Regierungsrat beschäftigen. Der Landrat, der in geeigneter Form darüber zu informieren ist, hat in jedem Fall die finanziellen Mittel zu genehmigen.

Adresse des Verfassers: *Peter Püntener*, dipl. Ing. ETH/SIA, Kantonsingenieur Uri, Klausenstrasse 2, 6460 Altdorf.

Die abgesenkte Reussbrücke Wassen

Einsturzgefahr, dramatischer Wettlauf mit der Zeit, den Einsturz zu verhindern, Sicherungsnotmassnahmen

Einführung, Wassen damals, vier Veränderungen in zwei Jahrhunderten

Die Gegend von Wassen im Kanton Uri, also der eigentliche Bereich des Felskopfes von Wassen zwischen der

VON HERIBERT HUBER,
ALTDORF

Reuss und der Meienreuss, wurde in den zwei Jahrhunderten von 1820 bis 1987 4mal verändert.

Nachdem sich die Reuss und die Meienreuss seit der letzten Eiszeit vor ungefähr 10 000 Jahren in die Grundmoräne eingegraben hatten, entstand das Bild beim Zusammenfluss, wie es um die Zeit von 1850 von David Alois Schmid in seinem wunderschönen Stich festgehalten wurde (Bild 1).

Die erste der 4 grossen Veränderungen ist bereits vollzogen, nämlich der Bau der Gotthardfahrstrasse, bei der Carl Emanuel Müller wesentlich mitgewirkt hatte. Der Bau erfolgte in den Jahren 1820–1830.

Hier sei bemerkt, dass der Bau der Axenstrasse nicht gleichzeitig erfolgte, sondern aus politischen und finanziellen Gründen erst 1862–1865, also rund 40 Jahre später.

Die zweite wesentliche Veränderung im Raume Wassen wurde durch den Bau der Gotthardbahn 1870–1882 vollzogen. Die Brücken über die Meienreuss, der Kirchbergtunnel und die Kehrtunnels sind die markantesten Bauwerke dieser Zeit.

Der dritte grosse Eingriff in diese Landschaft vom Felskopf Wassen stellt der Bau der Autobahn N2 1970–1975 dar. Die Reuss wird mittels einer modernen, eher schlanken Vorspannbrücke überquert. Vielerlei Bauwerke sind für die Erfüllung aller Randbedingungen, wie Kantonsstrasse und Lawinenzüge, erforderlich.



Bild 1. Stich von David Alois Schmid, 1791–1861, Der Felskopf von Wassen, erstellt etwa 1850

Bildautor: David Alois Schmid



Bild 2. Abgesenkte Reussbrücke Wassen am 25. August 1987
Bildautor: Schweizer Illustrierte



Bild 5. Reussbrücke Wassen, Aufreissen des Überbaus durch Absenken der Fundation
Bildautor: R. Kalbermatten

Die vierte grosse Veränderung fand im Unwetter 1987, in der Nacht vom 24. auf den 25. August, statt. Die Reuss stürzte tanzend von einem Reussufer zum andern zu Tal und riss die Ufer in der Grundmoräne einfach weg, indem sie sich pendelnd in die Flanken bohrte. Die Grundmoräne bei der Meienreussbrücke wurde weggeschwemmt, die Meienreussbrücke beschädigt und die Reussbrücke abgesenkt (Bild 2).

Die Situation am 25. August 1987

Am 25. August 1987 rückte der Brückeningenieur aus dem EK 87 mor-

gens um 08.30 Uhr per Helikopter in den Kanton Uri ein. Es war ein sonderbarer Eindruck über dem Urnersee, die ersten Teilabschnitte des Urnerlandes zu erkunden. Nach einer weiträumigen ersten Rekognoszierung wurde der Bereich Wassen im speziellen überflogen und ein erster Augenschein genommen.

Von der Flussoberseite zeigte sich folgendes Bild:

- Das «Schluchtenbrüggli» oberhalb der Reussbrücke Wassen wurde auf der linken Seite fast vollständig weggerissen (Bild 3).
- Die Reussbrücke Wassen wurde durch die flankierend angreifende

Reuss auf der linken Flussseite beim Pfeiler I durch die Unterspülung des Schachtfundamentes um ein sehr hohes Mass abgesenkt und im Überbau aufgerissen (Bilder 4, 5 und 6).

- Das Fundament des Widerlagers und der Stützmauer Lehnenviadukt Kantonsstrasse wurde untergraben und in einer Breite von 4 m freigelegt (Bild 7).
- Die Kantonsstrasse oberhalb und unterhalb der Meienreussbrücke wurde auf grossen Strecken weggerissen. Die Meienreussbrücke wurde stark beschädigt (Bilder 8 und 9).
- Die Sägerei Walker war unterspült und drohte einzustürzen).



Bild 3. Schluchtenbrüggli oberhalb der Reussbrücke Wassen
Bildautor: R. Kalbermatten



Bild 8. Meienreussbrücke am 25.8. 1987, Flussunterseite, abgebrochene Verbreiterung, aus dem Jahre 1949, bis über den Scheitel zerstörter Betonbogen
Bildautor: R. Kalbermatten



Bild 4. Absenkung Reussbrücke und freigelegte Fundationen von Pfeiler I und Stützmauer der Kantonsstrasse
Bildautor: T.R. Schneider

Einsturzgefahr für die Reussbrücke Wassen, Verkehr auf der Bergspur Romeo

- Am dramatischsten war der Zustand der Reussbrücke Wassen mit Widerlager und Stützmauer der Kantonsstrasse. Diese drohten abzustürzen, stand doch die Grundmoräne unterhalb der auskragenden Fundamente senkrecht. Ein Absturz hätte den Pfeilerschacht samt Pfeiler I weggeschlagen und den Pfeiler der auf den ersten Blick noch intakten Bergspur Romeo der Reussbrücke mitgerissen. Dann wären beide Brücken, die Talspur Lora mit

dem abgesenkten Pfeiler I und die noch intakte Bergspur Romeo, in die Tiefe gestürzt.

- Nachdem die Bahnlinie und die Gotthardfahrstrasse an mehreren Stellen unterbrochen waren, blieb als einzige Nord-Süd-Verbindung nur die Bergspur Romeo der Autobahn N2 für eine eventuelle Benützung offen.
- Darauf setzte der Wettlauf mit der Zeit ein, die Zwillingsbrücken Wassen vor dem Einsturz zu retten.
- Der Verkehr wurde für die dringenden Verbindungen in beschränktem Mass auf der Bergspur Romeo ab Mittwoch, 26. August 1987, 10.00 Uhr, freigegeben.



Bild 7. Untersicht des unterspülten und freigelegten Fundamentes der Stützmauer und des Widerlagers des Lehnenviaduktes Kantonsstrasse
Bildautor: T.R. Schneider, 1878/12, 1878/19



Bild 6. Abgesenkte Schachtfundation, Pfeiler I von Norden und unterspülte Stützmauer/Widerlager Lehnenviadukt Kantonsstrasse
Bildautor: T.R. Schneider, 1877/19A

Überwachung der Zwillingsbrücken durch das Militär

Damit die Sicherung der Brücke als erste Sofortmassnahme ins Auge gefasst werden konnte, musste die Brücke überwacht werden. Dies wurde mit einem Rekrutenzug aus der Aufklärungs-RS III/261 eingerichtet. Ein Leutnant, 2 Unteroffiziere und 14 Rekruten übernahmen diese verantwortungsvolle Aufgabe mit viel Elan und grossem Einsatz.



Bild 10. Pfeiler I und Reuss, Zurückdrängen der Reuss
Bildautor: T.R. Schneider, 1878/11



Bild 9. Meienreussbrücke und erodierte Kantonsstrasse
Bildautor: T.R. Schneider, 1878/6

Die Beobachtung erfolgte über Lattenkreuze wie im Strassenbau.

Der Auftrag lautete:

«Beobachten der Talspur Lora aus sicherem Standort, bei Absenken der Fahrbahn Lora Sperren der Brückenköpfe Nord und Süd.»

Die Aufgabe war nicht einfach zu lösen. Mit gut eingerichteten Verbindungen per Draht und Funk konnte diese gemeistert werden.

Der Zustand der Bergspur Romeo und die getroffenen Massnahmen zur Überwachung erlaubten eine beschränkte Benützung der Bergspur in erhöhter Gefahr für den Lokalverkehr. Die Brücken konnten jederzeit einstürzen.

Unter diesen schwierigsten Verhältnissen

wurde der Entschluss, ein äusserst wagemutiger, gefasst, die Arbeiten für die Sicherung der Talspur Lora und somit auch für die Bergspur Romeo aufzunehmen.

Dramatischer Wettlauf mit der Zeit, den Brückeneinsturz zu verhindern

Nun begann ein dramatischer Wettlauf mit der Zeit, einem Absturz der Kantonsstrasse mit Stützmauer und Widerlager des Lehnenviaduktes zuvorzukommen.

Die Arbeiten mussten vorerst organisiert und koordiniert werden. Dazu wurde ein örtliches Baubüro unter der



Bild 11. Umschütten der Schachtfundation Pfeiler I und Aufbau des Stützkörpers für Stützmauer
Bildautor: T.R. Schneider, 1878/13

Leitung von Ingenieur M. van den Berg eingerichtet.

Tag und Nacht fuhren bald 21 schwere Lastwagen mit grossen Mulden für Steintransporte vom Steinbruch Gütli auf verschlungenen Wegen über die N2 und die Bergspur Romeo zur Baustelle Reussbrücke Wassen bei der Halle Mattli. 18 Stunden dauerte der extreme Einsatz pro Tag.

Zuerst musste die Reuss vom Erosionsrand zurückgedrängt werden. Dies erfolgte durch die Erstellung einer Rampe von der Halle Mattli zum Pfeiler I.

Danach wurden die Ufersicherung aus grossen Blöcken und Rampenschüttung mit Grubenmaterial erstellt und der Pfeiler I umfasst (Bild 10).

Alle, die da unten arbeiteten, Chauffeure, Baggerführer, Bauleiter und alle, die dort anwesend sein mussten, taten dies unter Lebensgefahr.

Die Fundation des Pfeilers I war am 28. August 1987 so eingefasst, dass ein Wegschlagen beim Absturz der Stützmauer schon erschwert worden wäre (Bild 11).

Unter dem äussersten Einsatz aller Kräfte und durch die stets grossartige Unterstützung des Regierungsrates und des Kantonsingenieurs konnte am Samstag, 29. August 1987, 24.00 Uhr, der Stützkörper bis unter die Fundamente von Widerlager und Stützmauer des Lehnenviaduktes Kantonsstrasse erstellt werden. Am Sonntagmorgen um 02.00 Uhr war der letzte Betonpfropfen eingebracht. Die Brücken waren fürs erste gesichert (Bild 12). An dieser Stelle sei den Unternehmern R. Kalbermatten, den Gebrüdern Mattli und allen Mitarbeitern gedankt. Insbesondere war I. Kieliger als Baggerführer permanent extrem gefährdet. Seine Leistung sei hier gewürdigt, stellvertretend für alle, die da unten arbeiten oder sich aufhalten mussten. Einen besonderen Dank gilt hier auch Frau Josy Kalbermatten, die alle zu jeder Tages- und Nachtzeit mit Speis und Trank liebevoll umsorgte.

Weitere Sicherungsmassnahmen

Nachdem diese Sicherung der Stützmauer und des Widerlagers inklusiv Pfeiler I erreicht werden konnte, unternahm der Schreiber am 31. August 1987 eine erste Inspektion des Überbaus von innen im Hohlkasten. Ein ungewöhnlich bizarres Bild, so grosse Risse, ja Spalte von 80 mm Breite zu sehen (Bild 14).

Danach folgten die Detailinspektionen, die Sicherung des Überbaus in den Betongelenken durch die blaue Aufhängekonstruktion (s. Beitrag C. Menn).



Bild 12. 15000 m³ Stein- und Steinbruchmaterial; gelungene Unterstellung von Widerlager und Stützmauer am 29.8.1989, Mitternacht
Bildautor: T.R. Schneider, 1879/8



Bild 13. Rechtes Ufer beim Widerlager Nord, und Pfeiler B/G
Bildautor: T.R. Schneider, 1878/25

Schon bald wurde auf Grund des Zustandes der Brücke der Entscheid zur Rekonstruktion gefällt (s. Beitrag C. Menn).

Weitere Sicherungsmassnahmen wurden auch rechts der Reuss beim Widerlager und den Pfeilern B und G notwendig (Bild 13).

Die Projektorganisation für die Rekonstruktion der Reussbrücke

Die Rekonstruktion der Reussbrücke Wassen stellt an alle Beteiligten höchste Anforderungen. Sie erfordert auch eine spezielle Projektorganisation mit eigens dafür bereitgestellten Strukturen.

Das eher Seltene daran sei zu vermerken, dass die Projektleitung einen Ge-

neralunternehmer beantragte, der alle Subunternehmer zu beauftragen und zu koordinieren hatte. Bis heute sind es über 50 Subunternehmer, die an der Reussbrücke Wassen beteiligt waren.

Ebenso musste für die ersten Bauphasen inkl. Gerüst und Verschiebeinrichtung das normale Submissionsverfahren ausgeklammert werden.

Die vom Regierungsrat Anfang September 1987 genehmigte Projektorganisation sieht wie folgt aus (s. Tab.):

Die Unternehmer der wichtigsten Sparten werden am Schluss, Beitrag E. Bräm, Ausführung, genannt.

Im folgenden werden die Probleme und deren Lösungen durch die an der Projektierung und am Bau Beteiligten be-



Bild 14. Riss im Überbau beim Pfeiler I
Bildautor: A. von Glutz

Projektorganisation

Rekonstruktion 1987/1989

Oberaufsichtsbehörde:

Bundesamt für Strassenbau ASB, 3003 Bern

Bauherrschaft: Kanton Uri

Projektleitung und Oberbauleitung: Bauamt Uri, Abt Kunstbauten, 6460 Altdorf

Experte,

Konzeption und Projekt:

F. f. Dr. C. Menn, Eidg. Techn. Hochschule 8093 Zürich

Geologe:

Dr. T.R. Schneider, beratender Geologe, 8713 Uerikon und 6460 Altdorf

Projektverfasser und Bauleitung:

Ernst Winkler + Partner AG, dipl. Bauing. ETH/SIA/ASIC, 8307 Effretikon und 6484 Wassen

Generalunternehmung für alle Belange:

AG Conrad Zschokke, 8045 Zürich

schrieben. An meiner Stelle aber sei hier der allergrösste Dank für die allseitig hervorragende Leistung und für den beispielhaften Einsatz zur Rekonstruktion dieser Brücke ausgesprochen. Das Projektteam zeichnete sich durch eine ausgesprochene Konsensfähigkeit aus. Es ist für mich ein unvergessliches Erlebnis, eine so grosse Herausforderung mit diesem Resultat mit allen Beteiligten gemeinsam erfahren zu dürfen. Ich danke.

Adresse des Verfassers: Heribert Huber, Bauamt Uri, Abt. Kunstbauten, Projektleiter Rekonstruktion Reussbrücke Wassen, Klausenstrasse 2, 6460 Altdorf.

Reussbrücke Wassen - Schadenanalyse und Rekonstruktionskonzept

Projektbeschreibung

Im relativ engen Reusstal folgt die Nationalstrasse N2 in gestreckter Linienführung dem Talverlauf. Unterhalb

VON C. MENN,
ZÜRICH

von Wassen wechselt die Autobahn in etwa 30 m Höhe über den Fluss von einer Talseite zur andern. Der Standort der Brücke wurde dort gewählt, wo sich bei kleinen Richtungsänderungen der Strasse eine möglichst kurze Brücken-

länge ergab. Infolge einer markanten Krümmung der Reuss weist der Kreuzungswinkel zwischen Strassenachse und Flussrichtung an dieser Stelle eine geringe Schiefe auf, so dass hier das eigentliche Flussbett ohne besonderen Aufwand stützenfrei überspannt werden konnte (Bild 1).

Die Reussbrücke Wassen besteht aus zwei unterschiedlich langen, parallel verlaufenden Spannbeton-Balkenbrücken mit einzelligem Kastenquerschnitt. Die dreispurige, 12 m breite Bergspurbrücke ist 192 m lang und weist vier Felder mit Spannweiten von 48, 64, 48

und 32 m auf. Die Länge der zweispurigen, 10 m breiten Talspurbrücke beträgt 232 m und ist in fünf Felder mit Spannweiten von 40, 64, 48, 48 und 32 m unterteilt. Über der Reuss sind die jeweils 64 m langen Hauptspannweiten der beiden Brücken der Schiefe bzw. Flussrichtung entsprechend versetzt angeordnet. Am nördlichen Brückende befinden sich die Widerlager in einem Damm, der zum Schutz der Brücke gegen die Krummlauf errichtet werden musste. Am südlichen Ende wird in sehr spitzem Winkel die Kantonsstrasse überquert, die vor dem Bau der N2-Brücke einige Meter talseits z.T. auf eine kurze Hangbrücke verlegt wurde. Das Widerlager der Bergspurbrücke befindet sich unmittelbar hinter der Kantonsstrasse; die Talspurbrücke, die in diesem Bereich nahezu parallel zur Kantonsstrasse verläuft, weist nach deren Überquerung noch ein zusätzliches Feld auf.

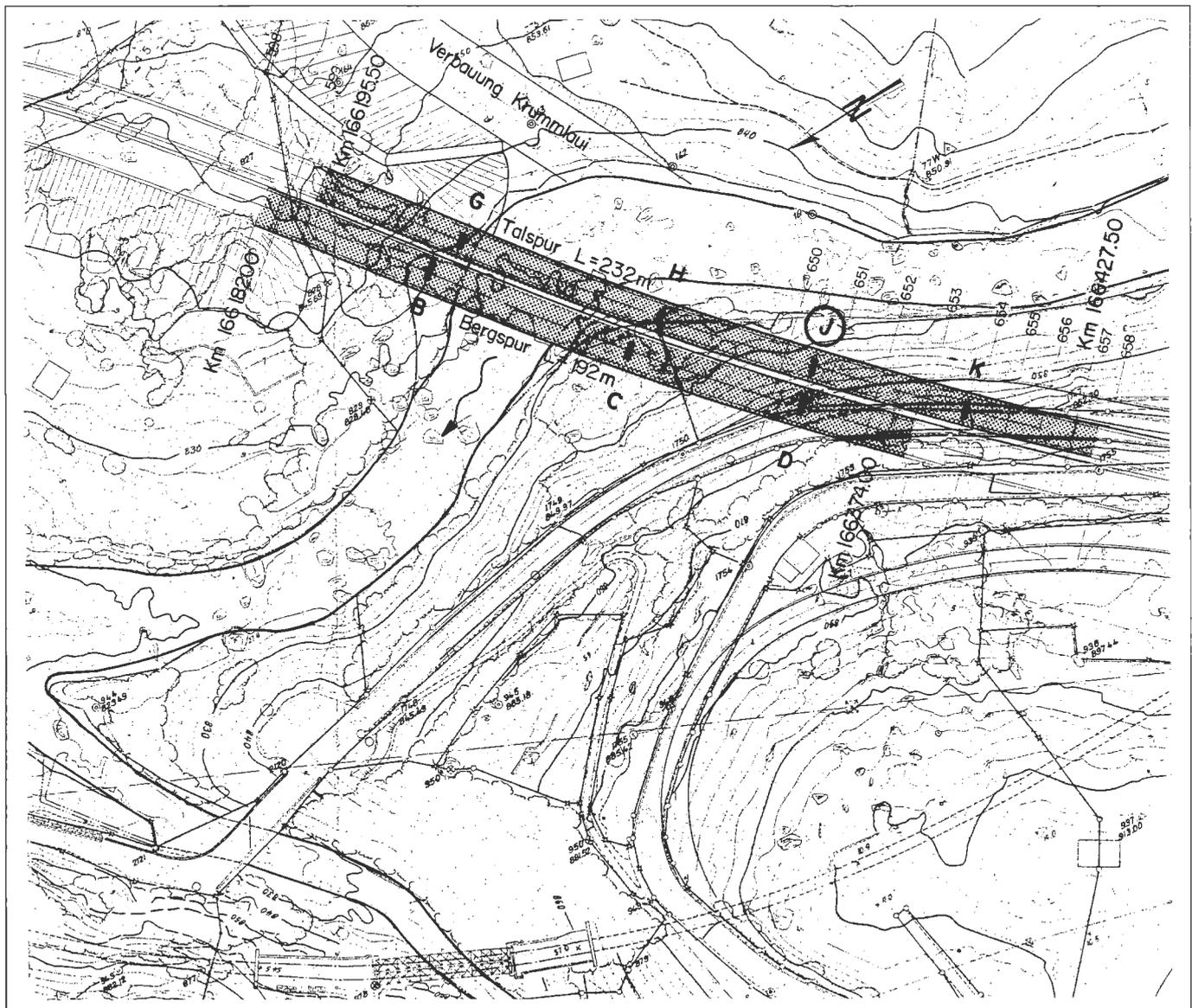


Bild 1. Situation (Bildautor: C. Menn)



Bild 2. Reussbrücke Wassen (1985); Ansicht talaufwärts (Bildautor: C. Menn)



Bild 3. Verformter Brückenträger (Bildautor: T.R. Schneider)

Die Pfeiler beidseits der Reuss wurden ausserhalb des Flussbettes – nur wenig unter dem Talweg – auf freigelegten groben Blöcken flach fundiert und durch ein etwa 6 m hohes Wühr gegen Hochwassereinwirkungen geschützt. Die Fundation der Pfeiler im linksufrigen, relativ steilen Moränehang erfolgte mit Schächten auf das bezüglich Standsicherheit erforderliche Niveau. Die Sohle des beim Unwetter freigelegten Schachtes befand sich etwa 25 m vom Flussufer entfernt, etwa 1 m über dem Reuss-Talweg.

Das Brückenprojekt ging 1967 aus einem Wettbewerb hervor. Die Ausführung der Brücke mit dem Lawinenschutzdamm, dem Uferschutz im Pfeilerbereich, der Verlegung der Kantonsstrasse und dem Anschluss Wassen erfolgte in den Jahren 1970–1974 (Bild 2).

Unwetterschäden und Notsicherungen

Die Moräneterasse von Wassen bildete sich am Ende der letzten Eiszeit beim Rückzug der Gletscher aus dem oberen Reusstal und dem Meiental. Beim Erosionsvorgang nach dem Gletscherrückzug wurden kleinere und mittlere Bestandteile des Moräneschuttes von der Reuss abtransportiert, währenddem sich grobe Blöcke mehr und mehr im eigentlichen Flussbett ansammelten. Dadurch kam es zu einer natürlichen Selbststabilisierung des Flussbettes. Das Hochwasser vom 24./25. August 1987 hatte deshalb auch nur eine geringfügige Tiefenerosion zur Folge, aber die Schlingerbewegungen des Flusses verursachten in den ungeschützten Ufern eine intensive Flankenerosion.

Ungefähr 200 m oberhalb der Brücke wurde der Fluss durch rechtsufrig anstehenden Fels auf die linke Talseite ge-

lenkt, wo er in die steile Uferböschung prallte und diese wegerodierte. Das Schachtfundament des Pfeilers J der Talspurbrücke wurde dadurch freigelegt und sackte infolge der Um- und teilweisen Unterspülung um etwa 1,2 m ab. Durch die stärkere und schneller voranschreitende Erosion auf der Flussseite verschob sich das Fundament zudem etwa 0,60 m quer zur Brückenachse.

Von dieser Stelle schoss das Wasser mit voller Wucht in die Flusslaufkrümmung unter der Brücke und riss auf dem rechten Ufer im Bereich der Pfeiler den Uferschutz weg. Dadurch wurden die Flachfundamente dieser Pfeiler freigelegt und überflutet. Da sich auf diesen Fundamenten immer noch die zur Lehrgerüstabstützung benützten Betonscheiben befanden, entstanden im reissenden Wasser gewaltige Turbu-

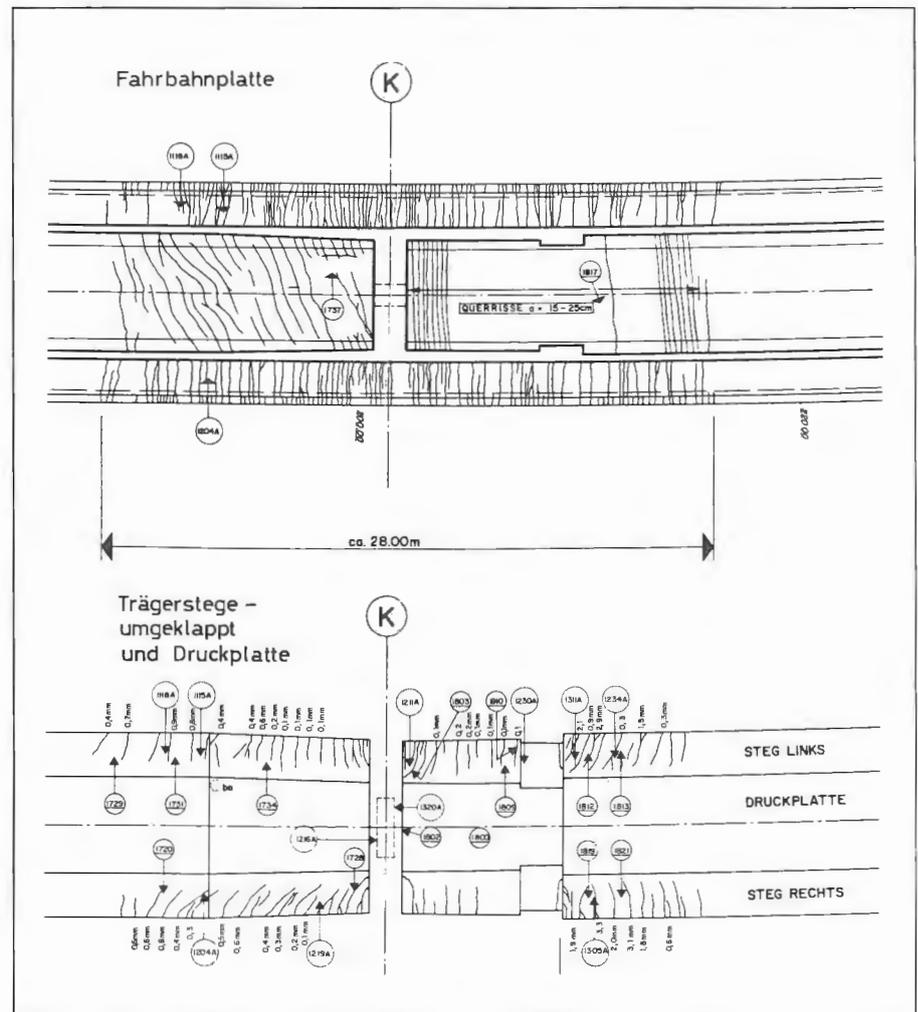


Bild 4. Rissbild beim Pfeiler K (Bildautor: H. Moretti)

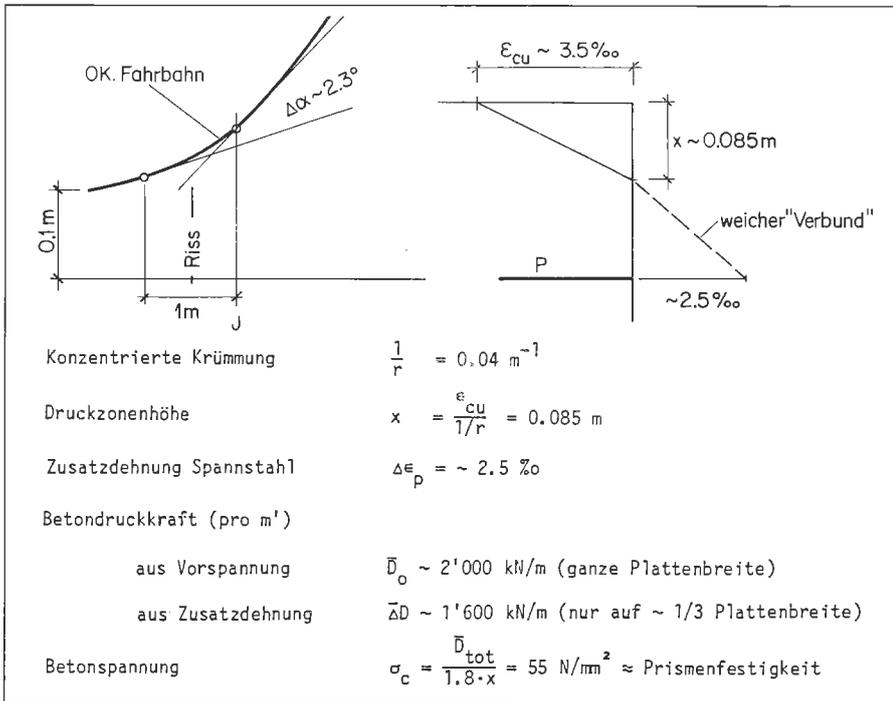


Bild 5. Konzentrierte Krümmung über dem rechtsseitigen Steg (Bildautor: C. Menn)

lenzen, die zu einer starken Kolkbildung führten, und die Fundamente wurden – soweit sie nicht auf Blöcken standen – unterspült. Zu einer Fundamentsetzung oder -verschiebung kam es hier jedoch nicht.

Infolge der grossen Senkung des Pfeilers J um etwa 1,2 m riss die untere Kastplatte des Trägers beidseits des Pfeilers 40 bis 80 mm weit auf, und diese Risse setzten sich in den Stegen bis zu den Spannkabeln etwa 40 cm unter der Fahrbahnplatte fort. Über den Nachbarstützen verursachte diese Absenkung eine kräftige Zunahme der Stützmomente, die auch hier Risse bis zu 3 mm Breite in der Fahrbahnplatte zur Folge hatten.

In den Tagen nach dem Unwetter gelang es, die immer noch Hochwasser führende Reuss vom abgesackten Pfeilerfundament wegzudrängen. Das freigelegte Schachtfundament war allerdings immer noch stark gefährdet, da die 6 m höher fundierte Stützmauer der Kantonsstrasse abzustürzen drohte. Die erodierte Bresche von etwa 15 000 m³ wurde deshalb innert 30 Stunden in Tag- und Nachtschichten aufgefüllt.

Obwohl ein Abbruch der Brücke unvermeidlich schien, verlangte der Direktor des Bundesamtes für Strassenbau, Ing. K. Suter, eine sorgfältige Zustandsanalyse und wenn möglich eine Rekonstruktion des schwer beschädigten Bauwerks (Bild 3).

Nach der Fundamentsicherung zeigte die erste generelle Überprüfung der Brücke, dass sich vor allem der Träger

in einem äusserst kritischen Zustand befand. Besonders gefährdet war die Querkraftübertragung in den durch die klaffenden Risse stark geschwächten Trägerstegen. Zur Querkraftentlastung wurden deshalb Stahlträger auf die Fahrbahnplatte versetzt, an die der Brückenträger ausserhalb der Risse mit unterzogenen Querträgern und vorgespannten Dywidagstangen aufgehängt werden konnte.

Zustandsanalyse

Die Prüfung des etwa 17 Jahre alten Betons ergab eine relativ hohe mittlere Druckfestigkeit und einen eher tiefen mittleren Elastizitätsmodul.

Druckfestigkeit
(Bohrkerne $h = \varnothing$) $f_{c,m} \approx 65 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul (Spannungsstufe 0,5–10 N/mm²) $E_{c,m} \approx 35\,000 \text{ N/mm}^2$
Bruchstauchung $\epsilon_{cu,m} \approx 3,5 \text{ ‰}$.

Für die schlaffe Bewehrung wurde Tor 50 (III b; $f_{sy,0,2} = 520 \text{ N/mm}^2$) verwendet; die Vorspannung erfolgte mit BBRV-Spannkabeln aus 55 Drähten $\varnothing 6 \text{ mm}$ (Streckgrenze $\sim 1500 \text{ N/mm}^2$).

Die ausserordentlich grosse Absenkung und Querverschiebung des Fundamentschachtes verursachte im Pfeiler J und im Brückenträger so grosse Beanspruchungen, dass unter Eigenlast an verschiedenen Stellen der Tragwiderstand erreicht wurde.

Abgesehen von den weit geöffneten Rissen im Träger beidseits des Pfeilers J, wo die Bewehrung durchgerissen war, zeigten sich diese kritischen Stel-

len entweder durch Risse $\geq 2 \text{ mm}$ (überdehnte Bewehrung) oder Betonabplatzungen (Bruchstauchung) an (Bild 4).

Überdehnte Bewehrung

im Träger:

etwa 8 m südlich des Pfeilers K in der Fahrbahnplatte

etwa 8 m südlich des Pfeilers H in der Fahrbahnplatte

im Pfeiler J:

an der Schmalseite des Pfeilerkopfes

(Blickrichtung Gotthard) rechts

an der Schmalseite des Pfeilerfusses (Blickrichtung Gotthard) links

Stauchungen

im Träger:

über den klaffenden Rissen Seite Luzern am rechtsseitigen Konsolkopf

im Pfeiler J:

an der Schmalseite des Pfeilerkopfes

links

Infolge der Fundamentsenkung wurde der Träger-Auflagerdruck auf dem Pfeiler J durch die Vergrösserung der Stützmomente über den Nachbarpfeilern reduziert. Die zur Verformung des Trägers erforderliche Querkraft ΔV (bei den klaffenden Rissen) liess sich unter Berücksichtigung einer durch Rissbildung auf etwa einen Drittel abgeminderten Biegesteifigkeit $E_c I_c$ abschätzen:

im steiferen Feld J-K: $\Delta V \approx 900 \text{ kN}$

im weicheren Feld J-H: $\Delta V \approx 700 \text{ kN}$

Im ursprünglichen Zustand war (etwa 4 m seitlich des Pfeilers J) eine Querkraft von je 2800 kN vorhanden. Nach der Verformung ergaben sich somit folgende Querkräfte:

$V_{(J-K)} \approx 1\,300 \text{ kN}$ bzw. pro Steg 950 kN

$V_{(J-H)} \approx 2\,100 \text{ kN}$ bzw. pro Steg 1050 kN

Nach dem Pfeilerschnitt wurde ein Pressendruck von 5700 kN gemessen, der sich aus den beiden wirksamen Querkraften, dem Trägeransatz von 1300 kN und dem Pfeilergewicht von 1050 kN zusammensetzte. Die Abschätzung der Querkräfte war somit um etwa 160 kN pro Steg zu hoch.

Die unterschiedlichen Querkräfte $V_{(J-K)}$ und $V_{(J-H)}$ verursachten eine kleine Pfeilertischverdrehung; dies zeigte sich auch in der verschiedenen Breite der klaffenden Risse (etwa 40 mm im Feld J-K und etwa 60 mm im Feld J-H), und infolge dieser Verdrehung konzentrierte sich die Trägerkrümmung über den klaffenden Rissen im Feld J-H.

Aufgrund der wirksamen Querkräfte konnten nun die Stützmomente über den Nachbarpfeilern ermittelt werden. Sie erreichten hier den plastischen Biege- widerstand nicht, aber im Abstand von etwa 8 m südlich des Pfeilers K und südlich des Pfeilers H (wo die Spannkabel-

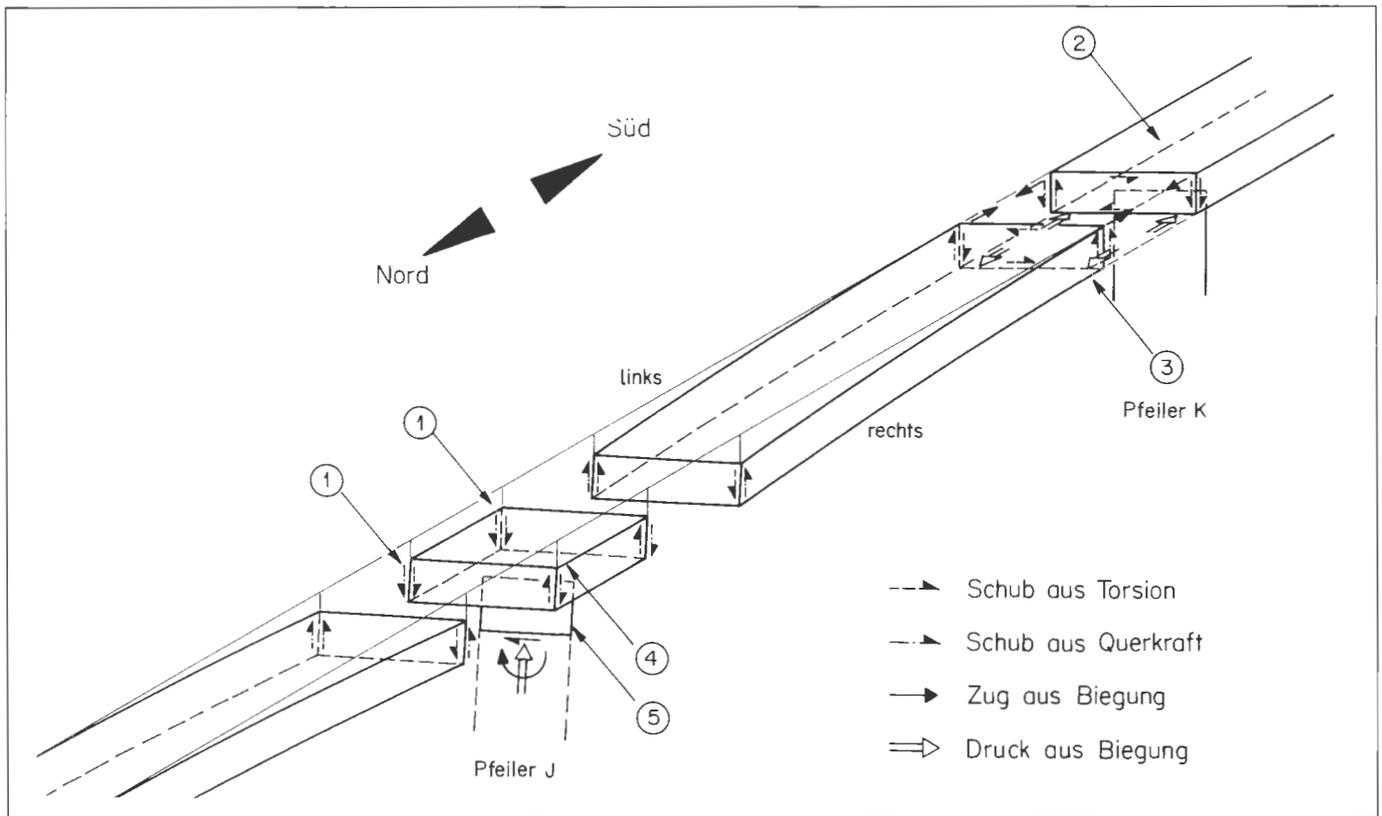


Bild 6. Überbeanspruchte Zonen (Bildautor: C. Menn)

bel bereits unter der Träger-Schwerachse liegen) wurde die Fliessgrenze in der Längsbewehrung der Fahrbahnplatte überschritten, wie dies die Rissbreiten von 2 bis 3 m zeigten.

Am Pfeilerkopf J wurde bei einer Rissbreite von 4 mm auf der einen und geringfügigen Betonabplatzungen auf der andern Schmalseite des Pfeilerquerschnitts das plastische Moment von etwa 11 200 kNm erreicht.

Dieses Pfeilerkopfmoment wirkte als Drehmoment auf den Träger und wurde bei den klaffenden Rissen durch Schubkräfte in den Stegen eingeleitet. Unter der Annahme, dass von diesem Drehmoment etwa 55% auf das steifere Feld J-K und 45% auf das weichere Feld J-H übertragen wurden, resultierten (bei den klaffenden Rissen) Steg-Torsions-Schubkräfte von 1150 kN (J-K) und 950 kN (J-H). Die Überlagerung von Torsion und Querkraft ergab etwa folgende Stegschubkräfte; in Klammern genauere Werte aufgrund der späteren Messungen:

$S_{(J-K)}$ links 2100 kN (1885)
rechts -200 kN (-315)

$S_{(J-H)}$ links 2000 kN (1800)
rechts 100 kN (-10)

In den (Blickrichtung Gotthard) linksseitigen Stegen entstanden somit extrem hohe, gefährliche Schubbeanspruchungen. Diese kritische Situation wurde bereits in den ersten Tagen nach dem Unwetter erkannt und mit einer Notsicherung entschärft.

Aufgrund der Betonabplatzungen am Konsolkopf wurde der Belag über den Stegen bei den klaffenden Rissen entfernt. Dabei zeigte sich, dass der Beton an diesen Stellen im Feld (J-K) und über dem linken Steg im Feld (J-H) keine Schäden aufwies. Nur über dem rechten Steg im Feld (J-H) waren Betonabplatzungen bis auf eine Tiefe von etwa 30 mm erkennbar. Hier wurde die Bruchstauchung, wie eine Nachrechnung aufgrund des gemessenen Krümmungsverlaufes zeigte, erreicht. Dem Dehnungszustand entsprechend musste hier auch mit einer kleinen Überdehnung des Spannstahls gerechnet werden; sie war aber sicher nicht bedenklich, da sich die auf eine sehr kurze Länge konzentrierte grosse Dehnung (wegen des nicht vollkommen starren Verbundes über das Injektionsmaterial) auf eine etwa doppelt so grosse Spannstahllänge verteilen konnte (Bild 5).

Am Fuss des Pfeilers J hatten sich auf der Querschnitt-Schmalseite (Blickrichtung Gotthard) links Risse mit einer Breite von 1 bis 2 mm gebildet. Hier war die Überbeanspruchung während des Absenkvorganges entstanden. Da die Schachtsohle vor allem flusseitig (links) unterspült wurde, verlagerte sich der Auflagerdruck an den rechtsseitigen Fundamentrand und erzeugte am Pfeilerfuss Momente, die etwa dem plastischen Widerstand entsprachen. Es durfte angenommen werden, dass sich der Auflagerdruck nach dem Absenken

wieder gegen die Mitte der Fundamentsohle verlagerte, so dass sich die Beanspruchung am Pfeilerfuss stark reduzierte.

Die Überprüfung des Tragwerks mit den ermittelten Schnittkräften zeigte, dass auch der Druckplattenanschluss nördlich des Pfeilers K beim rechten Steg gefährdet war, da sich hier extrem hoher Schub aus Biegedruckeinleitung und Torsion überlagerten. Die Druckplattenstärke und die Querbewehrung waren hier sehr knapp bemessen. Dank der hohen Betondruckfestigkeit entstand aber kein Schaden; der Biegedruck konnte fast vollständig von den Stegen aufgenommen werden.

Die Torsion wurde zum Teil durch Umlauf torsion und zum Teil durch Flanschbiegung aufgenommen. Die Einleitung des Drehmomentes erzeugte erhebliche Querbiegung. Entsprechende (allerdings kleine) Längsrisse bildeten sich an der Unterseite der Fahrbahnplatte beim Steganschluss.

Insgesamt wurden die folgenden, extrem hoch beanspruchten Stellen ermittelt (Bild 6):

1. Schubbeanspruchung in den linksseitigen Stegen über den klaffenden Rissen (beidseits Pfeiler J)
2. Biegebeanspruchung des Trägers etwa 8 m südlich Pfeiler K und etwa 8 m südlich Pfeiler H
3. Schubbeanspruchung des Druckplattenanschlusses nördlich des Pfeilers K und südlich des Pfeilers H

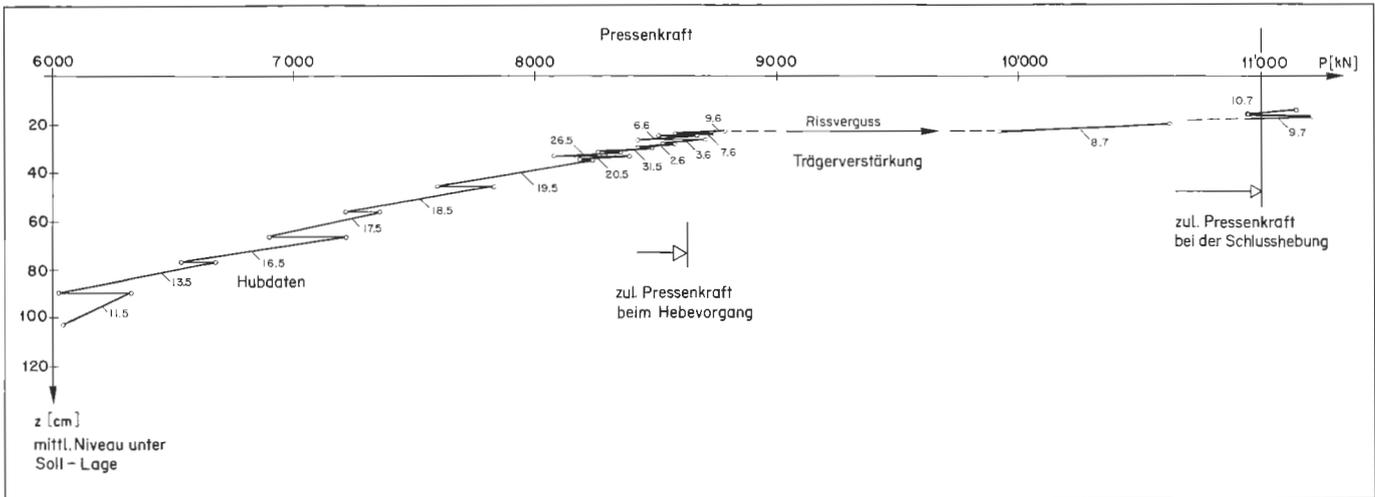


Bild 7. Hebe-Diagramm (Bildautor: C. Menn)

4. Druckbeanspruchung in der Fahrbahnplatte über dem klaffenden Riss im Feld J-H, vom rechtsseitigen Steg bis zum rechtsseitigen Konsolkopf

5. Biegebeanspruchung am Kopf des Pfeilers J.

Am gefährlichsten waren die hohen Beanspruchungen in 1) und 4). Der kritische Zustand in 1) konnte zwar mit der Notsicherung entschärft werden, aber die hohen Druckspannungen in 4) liessen sich nicht durch gezielte Massnahmen reduzieren; eine fortschreitende Zerstörung des Betons hätte die vorhandene geringe Standsicherheit des Bauwerks noch weiter vermindert. Bei einem Bruch der Bewehrung in 5) hätte sich die Torsion im Träger vermindert, aber die Schubbeanspruchung in den extrem geschwächten rechtsseitigen Stegen entsprechend erhöht. Die hohen Biegebeanspruchungen in 2) waren weniger gefährlich, da die Verformbarkeit des Trägers noch Reserven aufwies. Ein Versagen des Druckplattenanschlusses in 3) war ebenfalls nicht einsturzgefährdend, hätte aber die Reparaturarbeiten erheblich erschwert.

Da die extrem hohen Beanspruchungen hauptsächlich durch aufgezwungene Verformungen erzeugt wurden, durfte mit einer allmählichen Spannungsrelaxation durch Betonkriechen gerechnet werden. Es war allerdings zu bedenken, dass die Eigenlast - insbesondere in 1) - von einer stark geschwächten Kontruktion abgetragen werden musste.

Die Zustandsanalyse zeigte, dass die Spannbewehrung nirgends wesentlich überdehnt oder gar gerissen war, und dass der Beton im Bereich der Spannbewehrung keine schwerwiegenden Schäden aufwies. Technisch war somit eine Rekonstruktion möglich, und da die Bauzeit hierfür wesentlich kürzer war als ein Abbruch und Neubau, konnte der Entscheid im Sinne der Rekon-

struktion getroffen werden. Es war allerdings damit zu rechnen, dass sich auch kleine Risse nicht mehr vollständig schliessen liessen und deshalb eine kleine bleibende Verformung, die aber keine ungünstigen Auswirkungen auf das Tragverhalten haben würde, in Kauf genommen werden musste.

Rekonstruktionskonzept und Ausführung

Die Rekonstruktion der Brücke erfolgte nach dem ursprünglichen, bereits wenige Tage nach dem Unwetter entwickelten Konzept. Im Verlauf der Bauarbeiten wurde dann noch die Ausführung einiger zusätzlicher Verstärkungen beschlossen, um zweifelsfrei den Qualitätsstand eines neuwertigen Bauwerkes sicherzustellen.

Im folgenden werden die wichtigsten Rekonstruktionsphasen kurz beschrieben:

□ Pfahlfundament: Rund um das Schachtfundament J wurden 4 Bohrpfähle \varnothing 1,20 m erstellt. Die Bohrung erfolgte in grösserer Tiefe mit vorsichtigem Meisseln (Fallhöhe 1 m) bis auf den Fels (etwa 7 m unter dem Flusstalweg). Da blockige Schüttung und grobe Moräne zu durchfahren war, musste der Baugrund vorgängig mit je 8 Jet-Pfählen pro Bohrung verfestigt werden.

□ Pfahlbankett: Das Pfahlbankett besteht aus einer 3 m dicken vorgespannten Stahlbetonplatte. Die Länge des Bankettes ergab sich aus der Lage der Unterstützung des Trägers ausserhalb (feldseits) der klaffenden Risse. Für den Pfeiler war im Bankett eine Aussparung vorgesehen, die das Anheben und Rückführen des Pfeilers in seine ursprüngliche Lage ermöglichte.

□ Stützgerüst: Das Stahlgerüst musste der Pressenlage entsprechend innere

Stützen (für die Hauptpressen unter dem Querträger) und äussere Stützen (für die Pressen unter den Stegen ausserhalb der Risse) sowie einen massiven, genügend breiten Pressentisch aufweisen, damit die Pressen beim Hebevorgang (zur Zentrierung) den Trägerbewegungen entsprechend nach jedem Hub geringfügig verschoben werden konnten.

□ Hubpressen: Für das stufenweise Anheben des Trägers wurden auf dem Pressentisch je 4 Pressen unter dem Querträger beidseits des Pfeilers und je 2 Pressen unter den Stegen ausserhalb der Risse eingebaut. Von den insgesamt 16 Pressen waren jeweils 8 aktiv; über den unbelasteten Pressen konnten nach dem Hub die Stützringe eingesetzt werden. Die Veränderung der Trägerneigung wurde nach jedem Hub durch Keil-Stützringe ausgeglichen.

□ Ausweiten der klaffenden Risse: Eine Ausweitung der klaffenden Risse (in der Druckplatte und in den Stegen bis unter die Spannkabel) war einerseits im Hinblick auf Verklemmungen der Rissufer beim Hebevorgang und andererseits im Hinblick auf einen einwandfreien Verguss nach dem Hebevorgang erforderlich.

□ Pfeilerschnitt: Nach dem Andrücken der Hubpressen wurde der in der Bankettaussparung durch Horizontalpressen fixierte Pfeiler unter dem Bankett geschnitten und bis zum Abbau der Zwängungsmomente auf einem vorgängig eingebauten Gleitlager kraftgesteuert zurückgeführt.

□ Hebevorgang: In der ersten Phase wurde der Träger soweit zurückgedreht, bis die links- und rechtsseitigen Pressen den gleichen Druck aufwiesen. In der zweiten Phase erfolgte das stufenweise Anheben des Trägers (mit dem daran hängenden Pfeiler). Nach jeder Stufe mussten die Pressen zentriert werden, um Exzentrizitäten in

den sukzessive eingebauten Stützringen zu vermeiden. Zur Stabilitätssicherung der Pressen-Stützring-Säule wurde der unterste Stützring (über dem Pressenkopf) mit einer regulierbaren Konsole am Brückenträger fixiert.

Das Ende dieser Hebe-Phase ergab sich aus der Pressenkraft bzw. den zulässigen Stützmomenten über den Nachbarpfeilern. Das vorgesehene Niveau, das dem theoretischen Verschluss der klaffenden Risse entsprochen hätte, konnte nicht ganz erreicht werden.

□ Ausbetonieren der Risse und Trägerverstärkung: Nach dem Ausbetonieren der Risse wurden über dem Pfeiler J im Kasteninnern die Fahrbahn- und die Druckplatte sowie die Stege verstärkt. Fahrbahnplatten-Verstärkung eingebaut. Die Verbindung der alten und neuen Querschnittselemente erfolgte mit einer kräftigen Verdübelung. Zur Qualitätsverbesserung wurde der Träger auf der gesamten Länge mit vier freiliegenden, in den Ecken des Hohlkastens angeordneten 2200-kN-Spannkabeln zentrisch vorgespannt. Diese Kabel wurden bei der eingebauten Verstärkung gekoppelt und bei den Endquerträgern vorgespannt und verankert. Zwei zusätzliche, im Verbund wirkende 2200-kN-Spannkabel ergänzten die zentrische Vorspannung im Verstärkungsbereich.

□ Schlusshebung: Mit der Schlusshebung sollte der nun wiederhergestellte Durchlaufträger in die ursprüngliche Lage gebracht werden. Mit der maximalen Hebekraft durften über den Nachbarpfeilern aber keine positiven Momente bzw. Zugspannungen in der unteren Kastenplatte erzeugt werden. Wegen der eingetretenen Kriechverformung sowie der in einzelnen Bereichen überdehnten Längsbewehrung in der Fahrbahnplatte und weil sich auch feine Risse nicht vollständig schliessen



Bild 8. Rekonstruierte Brücke (Bildautor: A. von Glutz)

liessen, konnte das ursprüngliche Niveau nicht mehr ganz erreicht werden (Bild 7).

□ Injektion der verbleibenden Risse: Nach dem Abschluss des Hebevorganges wurden alle noch verbliebenen über 0,2 mm breiten Risse sorgfältig ausinjiziert.

□ Belastungsprobe: Die Belastungsprobe erfolgte mit sechs kompakten Vier-Achs-LKWs von 280 kN Gewicht, jeweils in den Feldern J-K, H-J und G-H. Die Trägerdurchbiegungen waren durchwegs etwa 10% kleiner als die Rechenwerte für den ungerissenen Zustand aufgrund des gemessenen E-Moduls. Dieser Unterschied dürfte auf die Mitwirkung der Bewehrung zurückzuführen sein.

□ Ausbetonieren der Aussparung im Pfeilerbankett: Durch das Vergiessen der Aussparung wurde die endgültige Verbindung des Pfeilers mit dem Bankett hergestellt.

□ Abschlussarbeiten: Da die Brückenabdichtung und der Belag ebenfalls stark beschädigt worden waren, muss das Abdichtungs-Belags-System ersetzt werden. Vorgängig wurden auch die Brückenränder - Konsolköpfe und Dilatationsfuge - saniert.

Zu Beginn der anspruchsvollen Rekonstruktionsarbeit wurde beschlossen, bei der Detailprojektierung folgende Prioritäten-Rangordnung zu beachten:

- Sicherheit
- Zeitaufwand



Bild 9. Reussbett vor dem Bau der Brücke (Blick talabwärts)

- Kosten
- Aussehen

Überdies sollte das vorhandene Sicherheitsniveau des Tragwerks in keiner Phase des Bauablaufs temporär abgemindert werden. Vom Andrücken der Pressen bis zum Abschluss der Hebearbeiten erfolgte jede einzelne Operation nach einem ausführlichen Drehbuch, das die Erwartungs- und Toleranzwerte enthielt.

Der Pfeilerschnitt (Einbau der Lager, Trennen der Zugbewehrung, Durchbrennen der Druckzone) erfolgte vom 26.4. bis 29.4. Nach der Rückdrehung des Pfeilertisches begann die eigentliche Hebearbeit am 15.5.1988.

Wie das Hebediagramm zeigt, wies der etwa 17 Jahre alte Trägerbeton bei der Reduktion des hohen Spannungszustandes (über den Nachbarpfeilern $\sigma_c \approx 25 \text{ N/mm}^2$) ein beachtliches Rückkriechvermögen auf. Nach jeder Hebestufe verminderte sich der Pressendruck in 1 bis 2 Tagen um etwa 3%.

Die ursprüngliche Fahrbahnnivellette konnte nicht ganz erreicht werden. Die bleibende Restverformung hat aber keinen Einfluss auf das Tragverhalten. Sie lässt sich grösstenteils durch Belags-

schiftung ausgleichen, so dass auch verkehrstechnisch und visuell keine Beeinträchtigungen verbleiben (Bild 8).

Schlussbemerkungen

Vor 10 000 Jahren war die Gegend von Wassen eine Moränelandschaft. Durch Erosion entstand die heutige Talform. Diese Erosion erfolgte aber nicht kontinuierlich, sondern stufenweise, und zwar insbesondere bei den grossen Jahrhundert-Hochwassern. Stiche aus der ersten Hälfte des letzten Jahrhunderts zeigen, dass sich der Reusslauf in den vergangenen hundertfünfzig Jahren nicht mehr veränderte. Im Bild 9, das vor dem Bau der Brücke aufgenommen worden ist, sind am linken Reussufer (vermutlich) sogar noch Überreste des alten Saumpfadens aus dem 17. Jahrhundert zu erkennen, d.h., dass es über mehrere Generationen nie mehr zu einer massiven Flankenerosion kam. Es ist deshalb verständlich, dass diese Gefahr von den mit den Verhältnissen im Reusstal sonst bestens vertrauten Ingenieuren nicht erkannt werden konnte.

Heute wird nun mit einer Pfahlwand im Bereich der Reussbrücke Wassen

eine Uferverbauung erstellt, die im Vergleich zum Hochwasser von 1987 für eine doppelt so hohe Hochwasserspitze bemessen ist; ein Ereignis, das eine Wiederkehrperiode von weit mehr als 1000 Jahren aufweist. Das Bauwerk selbst hat demgegenüber eine Nutzungsdauer von kaum mehr als einem Zehntel, da in diesem Zeitraum mit einer grundlegenden Änderung der Verkehrstechnik gerechnet werden muss. Es mag unverhältnismässig scheinen, Bauwerke gegen Einwirkungen zu schützen, die mit grösster Wahrscheinlichkeit während der gesamten Lebensdauer nie auftreten. Wenn aber der System-Nutzungswert so hoch ist wie bei der Gotthard-Autobahn, ist dies durchaus gerechtfertigt. Allerdings, ein durchgehender Schutz der gesamten Strecke gegen Naturereignisse wie Hochwasser, Lawinen, Rüfenniedergänge und Felsstürze über annähernd geologische Zeitspannen ist nicht möglich; ein Bergtal ist nicht stabil.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. C. Menn, ETH Zürich (Hönggerberg).

Geologie - Geotechnik

N2-Reussbrücke Wassen

Aus den unmittelbar nach dem Hochwasser vom 24./25. August 1987 vorliegenden Verhältnissen ergaben sich zwei geologisch-geotechnische Fragestellungen, deren Beantwortung von vordringlicher Bedeutung war:

- Welche Standfestigkeiten besitzen die unterspülten übersteilen Böschungen (Widerlager Nord, Stützmauer und Lehnenviadukt der Kantonsstrasse)?
- Welche Fundationsmöglichkeiten bestehen für den freigespülten Pfeiler J?

Zur Beantwortung der ersten Frage mussten die bisherigen Bauerfahrungen längs der N2 im Reusstal zugezogen

VON TONI SCHNEIDER,
UERIKON

werden, stand doch keine Zeit für entsprechende Untersuchungen zur Verfügung. Nach diesen durfte für das vorliegende Moränenmaterial, den Runsenschutt und die künstlichen Schüttungen von Lokalmaterial, die durchwegs aus sandigen Kiesen mit stark wechselnden Anteilen an Steinen und Blöcken bestehen, mit Reibungswinkeln um $\varphi \sim 35-40^\circ$ gerechnet werden. Eine echte Kohäsion besitzt dieses durchwegs fein-

materialarme Material in der Regel nicht. Die meist vorhandene Lagerungsdichte führt jedoch zu einer scheinbaren Kohäsion, die in der Grössenordnung um $c \sim 0,02 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden darf.

Mit diesen Annahmen ergab sich, dass

- im Bereich des sehr tief fundierten Widerlagers Nord nach wie vor eine ausreichende Sicherheit vorhanden ist
- die unterspülte Stützmauer und der Lehnenviadukt mit absoluter Priorität gesichert werden mussten.

Für letzteres ergab sich als einzige unter den vorliegenden Gegebenheiten erfolgversprechende, einigermassen zeit-

gerechte Lösung eine Unterfangung mittels Schüttungen, durfte doch höchstens für wenige Tage mit dem Anhalten des kritischen Zustandes mit z.T. senkrechten Lockergesteinsböschungen gerechnet werden. Die Schüttung war unter grössten Anstengungen bis zum Ende der Hochwasserwoche eingebracht. Damit war die Gefahr des Abgleitens der Kantonsstrasse und der Gefährdung der Reussbrücke Wassen vorerst einmal gebannt. Die Planung weiterer ergänzender Massnahmen konnte auf eine spätere, ruhigere Phase vertagt werden.

Zur Beurteilung der Fundationsmöglichkeiten für den freigespülten, abgesackten und ausgelentkten Pfeiler J lag aus der Zeit der Projektierung der Brücke einzig eine geologische Oberflächenkartierung vor. Irgendwelche weitere Informationen, so insbesondere Ergebnisse von Sondierungen, fehlten. Aus diesem Grunde wurden, unmittelbar nachdem der Pfeiler J durch Schüttungen gesichert worden war, als erstes drei gekernte Sondierbohrungen abgetieft. Sie sollten Aufschlüsse über die Fundationsverhältnisse im Bereich der geplanten Unterfangung des Pfeilers liefern. In einem zweiten Schritt wurden bei den übrigen Pfeilern beidseits der Reuss vier Bohrungen abgetieft (Bild

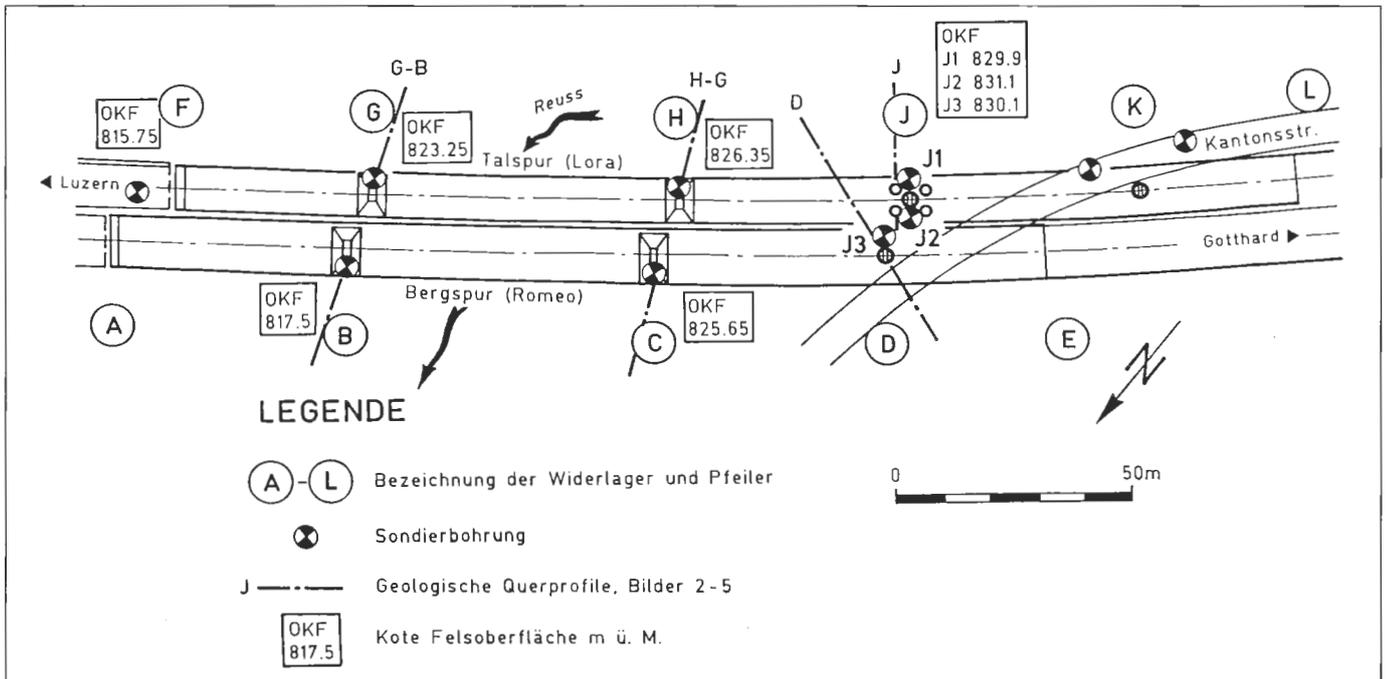


Bild 1. Situation der Sondierungen

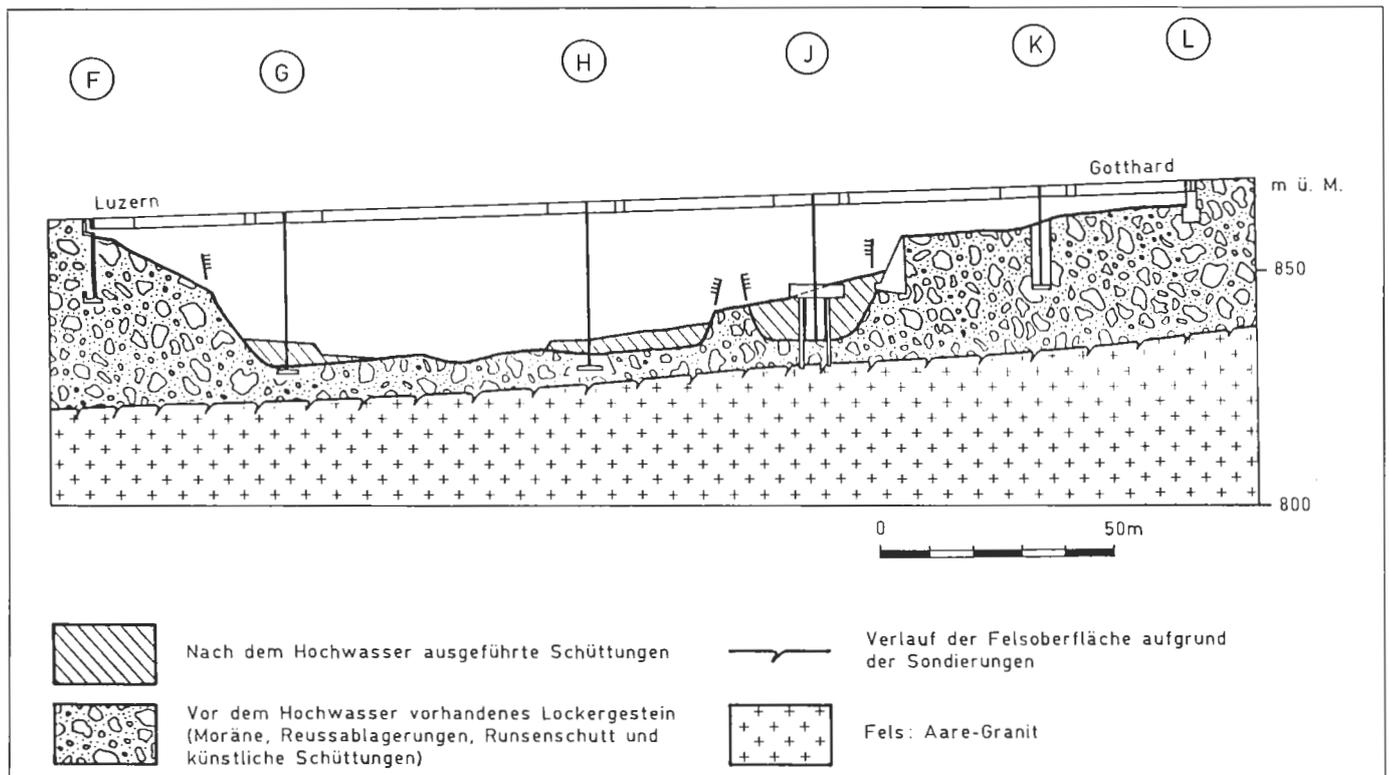


Bild 2. Geologisches Profil durch die Talspur (Lora)

1). Dies im Hinblick auf die Planung eines verbesserten Schutzes vor künftigen extremen Hochwassern. In einer dritten Phase wurden die Untergrundverhältnisse im Bereich des Widerlagers Nord wie auch für die Sanierung der Kantonsstrasse und die Reussverbauung abgeklärt. Die Sondierungen wurden ferner durch eine geologische Neukartierung ergänzt. Die Auswertung erfolgte hauptsächlich in Form von geologischen Längs- und Querprofilen (Bilder 2-6).

Felsoberfläche und Felsuntergrund

Bereits die ersten Sondierungen bei der N2-Reussbrücke zeigten, dass die Form der Felsoberfläche sich nicht mit der Gestalt der stark gegliederten, gegen die Reuss steil abfallenden Terrainoberfläche deckt. Wie aus den Auswertungen der Bohrungen ersichtlich ist, verläuft die Felsoberfläche im Untergrund der Brücke ziemlich flach (Bild

2). Die Bohrungen in der weiteren Umgebung bestätigen, dass die Felsoberfläche ein ausgedehntes, flaches Becken bildet. Dessen Sohle liegt sogar etwas tiefer als die Oberkante des flussabwärts folgenden, markanten Felsriegels beim Pfaffensprung (810-850 m ü.M.). Form und Übertiefung sind typisch glaziale Erscheinungen. Sie entstanden durch das Zusammenfließen des Reusstal- und des Meienreussgletschers während der letzten Eiszeit. Das obere Beckenende bildet ein weiterer Felsriegel.

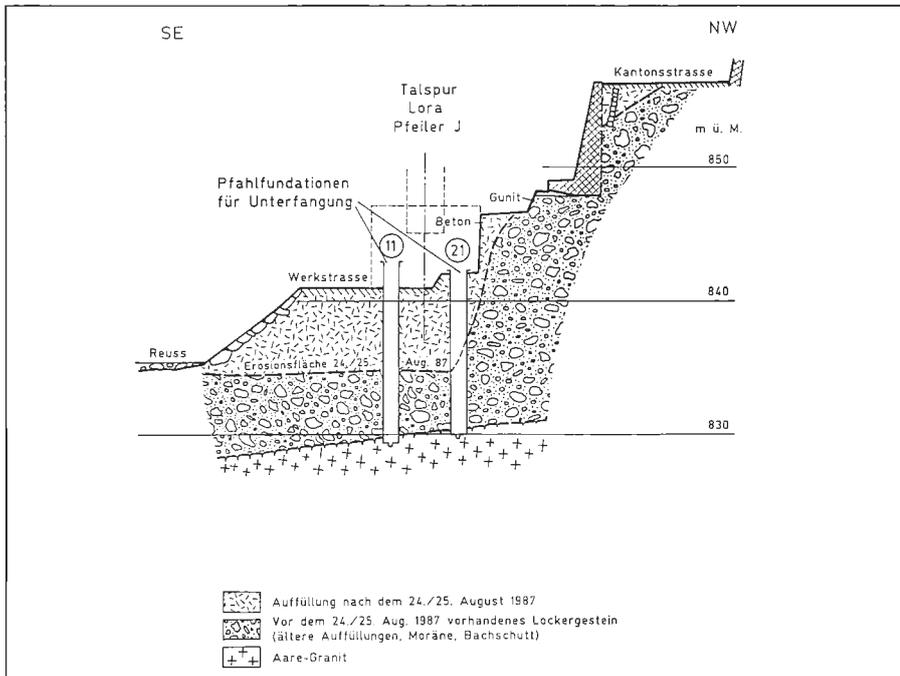


Bild 3. Geologisches Querprofil J

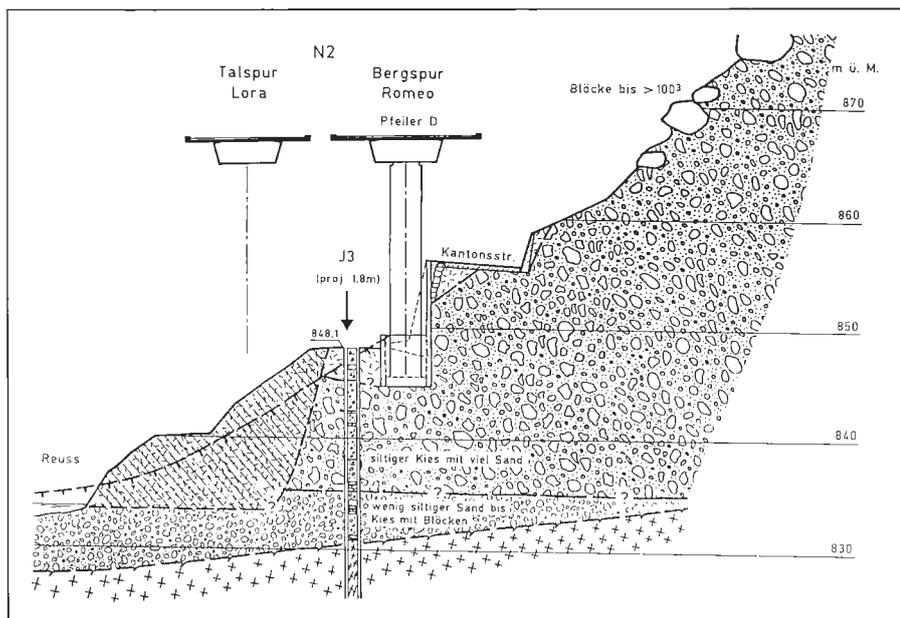


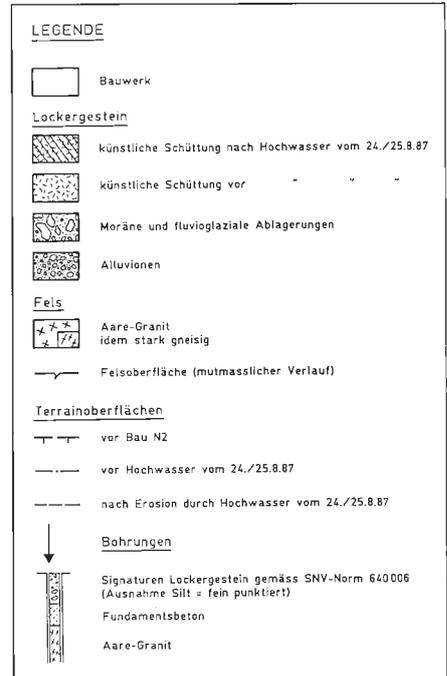
Bild 4. Geologische Querprofil D

Er zieht von den ebenfalls glazial geformten Rundhöckern beim Dorf Wassen über das Südportal des Kirchbergtunnels der SBB zur Reuss hinunter. Dort ist oberhalb des alten, durch das Hochwasser ebenfalls beschädigten Bogenbrückleins (300 m oberhalb der N2-Brücke) auf Kote 845 m ü. M. in der Reuss ein nahezu durchgehendes Felsbett vorhanden.

Der Felsuntergrund besteht aus Aare-Granit, einem Gestein, das sich im Reusstal von der Schöllenen bis nach Gurtellen erstreckt. Der Aare-Granit intrudierte gegen Ende der vorletzten (herzynischen) Gebirgsbildung vor rund 270 Millionen Jahren in das Altkristallin des heutigen Aar-Massivs.

Während der letzten – der alpinen – Gebirgsbildung wurde der Granitkörper mechanisch beansprucht und örtlich deformiert (verschiefert). Zudem rekristallisierte ein Teil des Mineralbestandes bei der abschliessenden schwachen Metamorphose (postkinematische Epimetamorphose). Aufgrund dieser Entstehungsgeschichte ist der Aare-Granit ein heller, vorwiegend leicht gneisiger bis flaseriger, jedoch massiver Granit, der lokal stärker verschiefert ist.

Der Aare-Granit ist ein hartes, erosions- und verwitterungsresistentes und somit geotechnisch im allgemeinen sehr günstiges Gestein.



Lockergestein, Talgeschichte

Nach dem Rückzug der Gletscher vor rund 9000–10 000 Jahren blieb hinter dem Felsriegel beim Pfaffensprung ein flaches Felsbecken zurück, das für eine gewisse Zeit eventuell sogar von einem See eingenommen wurde. Das Becken wurde von drei Seiten mit Schutt gefüllt. Im Beckentiefsten lagerte die Reuss zuerst sandige, dann sandig-kiesige Schichten ab. Die jüngsten Reussablagerungen – wie sie in den frischen Anschnitten durch das Hochwasser zu sehen sind – sind geröllreich und enthalten grobe gerundete Blöcke, vorwiegend aus Aare-Granit.

An der Ostflanke entstanden am Fusse der von den Diederbergen hinunterziehenden Runsen grosse, hauptsächlich durch Lawinen und Murgänge genährte Schuttkegel. Aus Westen transportierte die Meienreuss ihren Schutt. Zudem lagerte ein erneuter Gletschervorstoss in den Raum von Wassen auf der linken Talseite eine mächtige Moräne ab. Der auffallende Blockgürtel mit Granitblöcken von mehr als 100 m³ zeugt von einem während längerer Zeit bei Wassen stehengebliebenen Gletscherende des Meienreussgletschers. Wo sich zu diesem Zeitpunkt der Reusstalgletscher befand, ist nicht klar ersichtlich.

Nach Abschluss dieser Schutttzufuhr war ein sanft geformter Talgrund vorhanden, der auf der Höhe von Wassen auf 890–910 m ü. M., bei Leggistein nördlich der Einmündung der Meienreuss auf 850–870 m ü. M. und oberhalb des Pfaffensprungs auf 820–830 m ü. M.

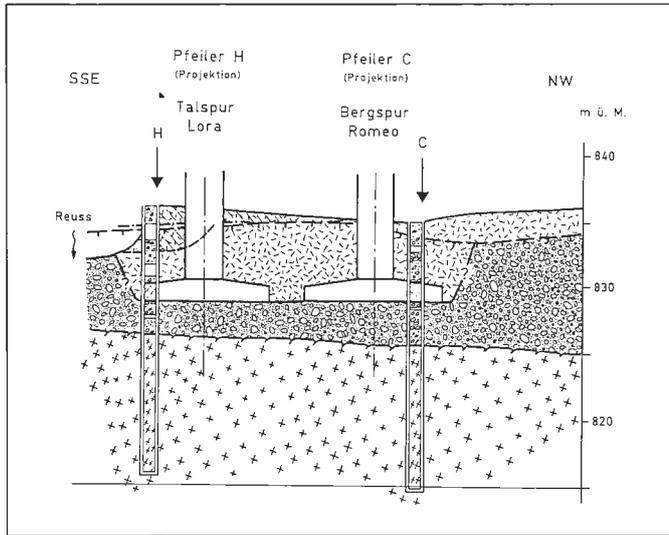


Bild 5. Geologisches Querprofil H-C

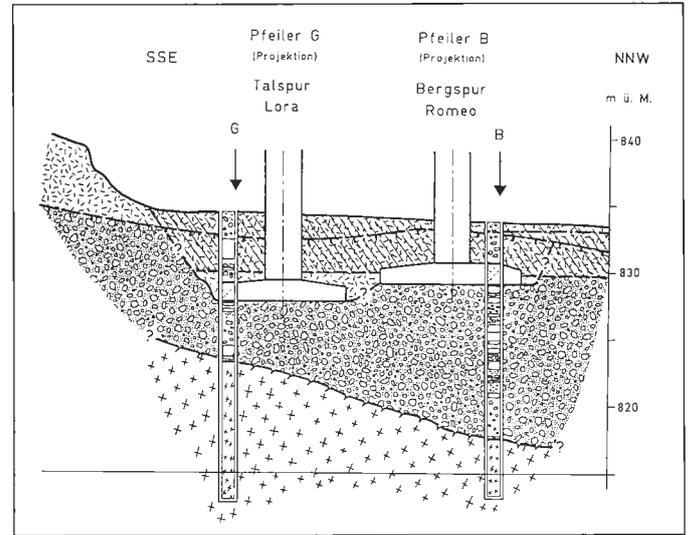


Bild 6. Geologisches Querprofil G-B

lag. Die N2 verläuft sowohl unter- wie oberhalb der Reussbrücke Wassen über Überreste dieses alten Talbodens.

Die Reuss begann sich in der Folge in den Granitriegel beim Pfaffensprung einzuschneiden und schuf die bekannte, sehr enge Schlucht. Die Erosionsbasis sank dadurch von 810 m auf 778 m ü.M. Im rückwärtigen Gebiet begann die Reuss den angehäuften Schutt wieder auszuräumen und formte östlich von Wassen die breite Schlucht, über die die Nationalstrassenbrücke führt. Auf der Höhe der Brücke können die postglazialen Lockergesteins-Erosionsbeträge der Reuss anhand der alten Talböden auf 75 cm/100 Jahre geschätzt werden. Die Meienreuss dagegen schnitt sich entlang einer stärker verschieferten und daher weniger widerstandsfähigen Zone des Aare-Granites in den Fels ein. Es entstand eine bis 40 m tiefe, enge Felsschlucht.

Als allerjüngste Lockergesteinsschicht kommen die im Zuge des Nationalstrassenbaues vorgenommenen Schüttungen hinzu. Sie veränderten die Landschaft z.T. deutlich (Lawinenleitdamm der Chrummlau bei nördlichen Brückenwiderlager).

Bei allen Lockergesteinstypen handelt es sich um sandige Kiese mit unterschiedlichem Feinanteil, aber durchwegs geringem Tongehalt. Sie sind geotechnisch durchwegs als günstig einzustufen. Bei keiner der Bohrungen wurden ungünstige Schichten wie Torf oder schlammige Seeablagerungen angetroffen.

Pfahlfundationen zur Unterfangung des abgesunkenen Pfeilers J

Die Sondierbohrungen zeigten, dass die Felsoberfläche nur etwa 10–11 m unterhalb des vorgesehenen Arbeitsplanums liegt und der Granit unmittelbar unterhalb der Felsoberfläche gesund und fest ist. Aufgrund dieses Befundes ergab sich die Möglichkeit, die Pfähle und damit den Pfeiler J im Fels zu fundieren. Alle vier Pfähle wurden mindestens 50 cm tief in den gesunden Granit eingebunden. Die geologische Aufnahme der Schächte im Fundationsbereich zeigte, dass in allen Fällen ein kompakter, kaum geklüfteter Granit vorhanden ist.

Fundation der übrigen Pfeiler

Sämtliche Pfeiler und die Widerlager der Reussbrücke Wassen sind im Lockergestein fundiert. Dieses weist, wie erwähnt, geotechnisch günstige Eigenschaften auf, und zwar sowohl in Bezug auf das Setzungsverhalten wie auch die Tragfähigkeit. Der Pfeiler D ist hoch in der Moräne fundiert (Bild 4). Die Sondierungen bei den beiden Pfeilerpaaren beidseits der Reuss ergaben, dass das Lockergestein unterhalb der Fundamentplatten aus Reussablagerungen besteht. Es handelt sich um sandige Kiese mit Geröllen und reichlich Blöcken, z.T. auch um kiesführende Sande. Beim linksufrigen Pfeilerpaar H-C liegt der Fels im Mittel 2,7–3,3 m unter den Fundamenten (Bild 5). Beim Pfeilerpaar G-B, rechts der Reuss, befindet sich die etwas stärker geneigte Felsoberfläche 5,4 resp. 10,9 m unter den Pfeilermitten (Bild 6).

Adresse des Verfassers: Dr. sc. nat. T.R. Schneider, Geologie – Geotechnik, Rütihofstr. 53, 8713 Uerikon.

Projektierung

Rekonstruktion der Reussbrücke Wassen

Die Rekonstruktion der Reussbrücke Wassen stellte bezüglich der Projektierung nicht gerade alltägliche Randbedingungen. Einerseits ist der Zustand des Bauwerkes mit der am Anfang noch vorhandenen Einsturzgefahr und den damit verbundenen Risiken und Unsicherheiten zu erwähnen. Andererseits war das Rekonstruktionskonzept in den Grundlagen bereits bei Projektierungsbeginn bekannt.

Zur Rekonstruktion der Reussbrücke Wassen wurde mit Einbezug des Generalunternehmens ein Projektteam ge-

VON H. MORETTI,
EFFRETIKON

bildet, das die Grundlagen für die notwendigen baulichen Massnahmen zu erarbeiten hatte. Die Entschiede wurden an den rund 30 Projektteam-Sitzungen jeweils einstimmig gefällt.

Die statischen Probleme und Detailbearbeitung des in wesentlichen Punkten bereits festliegenden Rekonstruktionskonzeptes konnten bei den gegebenen Randbedingungen nur in intensiver Zusammenarbeit mit dem Experten und zugleich Projektverfasser der Reussbrücke bewältigt werden. Sämtliche Bauhilfsmassnahmen (Hebeegerüst, Hebeinstallationen usw.) wurden vom Generalunternehmer oder dessen Unterakkordanten projektiert und ausgeführt.

Nachfolgend werden einige wesentliche Aspekte der unter grossem Zeitdruck durchgeführten, aber äusserst interessanten Detailprojektierung beschrieben.

Sicherungsmassnahmen

In einem ersten Baustelleneinsatz wurden mittels Pneukran und Hebebühne, die auf die unterspülte Stützmauer im Bereich des Pfeilers J abgestützt war, am Überbau und am Pfeiler J die Lage der Hauptrisse und die Rissbreiten gemessen. Gleichzeitig wurden am Pfeilerkopf Glassiegel angebracht. Die aufgrund der Verformungen und des Rissbildes vorgenommene statische Beurteilung durch den Experten zeigte, dass sich die Brücke in einem äusserst kritischen Zustand befand. Als dringlichste Arbeit musste der durch die klaffenden Risse gefährdete Überbau gesichert werden. Dies erfolgte durch Einbau von Stahlträgern und Aufhängestangen im Bereich der entstandenen

«Betongelenke». Nach dem riskanten und teilweise bei Nacht erfolgten Einbau der ersten Sicherung wurde an einer Aufhängung ein leichter Knick festgestellt, der infolge nicht genau horizontaler Auflagerung und exzentrischer Anordnung der Hängestange beim Einbau entstanden war. Aufgrund eingehender Abklärungen wurde entschieden, diese Aufhängung wegen zu grossem Risiko wieder auszubauen. Zu diesem Zwecke musste die Autobahn drei Stunden gesperrt und die auf der Brücke operierenden Monteure mittels eines an einem sicheren Ort plazierten Pneukranes mit 67 m Ausladung gesichert werden. Bei der Plazierung der Sicherung (untere Querträger) musste die Lage der später einzubauenden Hubpressen berücksichtigt werden.

Obwohl sich auch der Pfeiler J im Bruchzustand befand, konnten mit vernünftigem Aufwand keine weiteren Sicherungsmassnahmen realisiert werden. Das Bauwerk wurde jedoch intensiv überwacht. Bis zum Zeitpunkt des Einbaues der Hubpressen (prov. Abstützung) bestand noch eine latente Einsturzgefahr (Bild 2).

Zustandserfassung

Geodätische Überwachung/ Aufnahmen

Im Zuge der Bauwerksüberwachung wurden vom kantonalen Geometer die Einsenkungen des Brückenüberbaues der Talspurbrücke periodisch gemessen. Insbesondere wurde der kritische Bereich beim Pfeiler J in relativ kurzen Intervallen überprüft. Während der gesamten Überwachungsperiode (Sicherung, Foundation Pfeiler J und Gerüstaufbau) betrug die zusätzlichen Einsenkungen des Überbaues nur wenige Millimeter. Im übrigen Brückenbereich konnte eine geringe zusätzliche Deformation infolge Kriechens festgestellt werden. Als wesentliche Projektierungsgrundlage musste die Lage des verschobenen Pfeilers J samt Funda-

tionsschacht und die Geometrie des abgesackten sowie verdrehten Überbaues durch den Geometer ermittelt werden. In einer späteren Phase wurde die Lage sämtlicher Pfeiler und Auflager überprüft, um die im Tragwerk vorhandene Zwängung zu beurteilen.

Zustandskontrolle Überbau

Erst nach Durchführung der erwähnten Sicherungsmassnahmen konnte die Talspurbrücke mittels Untersichtsgerät (Typ MBS 200), welches auf der äusseren Seite der Bergspurbrücke aufgestellt war und mit 24 m Ausladung beide Brücken gleichzeitig bedienen konnte, eingehend inspiziert und das gesamte Schadenbild erfasst werden (Bild 3).

Die im Herbst 1987 vorgenommene Zustandskontrolle umfasste insbesondere die Erkennung der statischen Beeinträchtigung an der Talspurbrücke und eine generelle Zustandserfassung der Bergspurbrücke. Um einen möglichst umfassenden Überblick über den Zustand des Bauwerkes zu erhalten, wurden folgende Untersuchungen bzw. Kontrollen durchgeführt:

- Visuelle Kontrolle
- Messung der Betonüberdeckungen mittels PROFOMETER
- Messung der Karbonatisierungstiefen
- Betonfestigkeit mittels Betonprüfhammer
- Überprüfung des materialtechnischen Zustandes (EMPA)
- Bestimmung der Chloridversalzung (EMPA/LPM)
- Rissaufnahmen
- Geodätische Überprüfung / Nivelemente
- Fotodokumentation

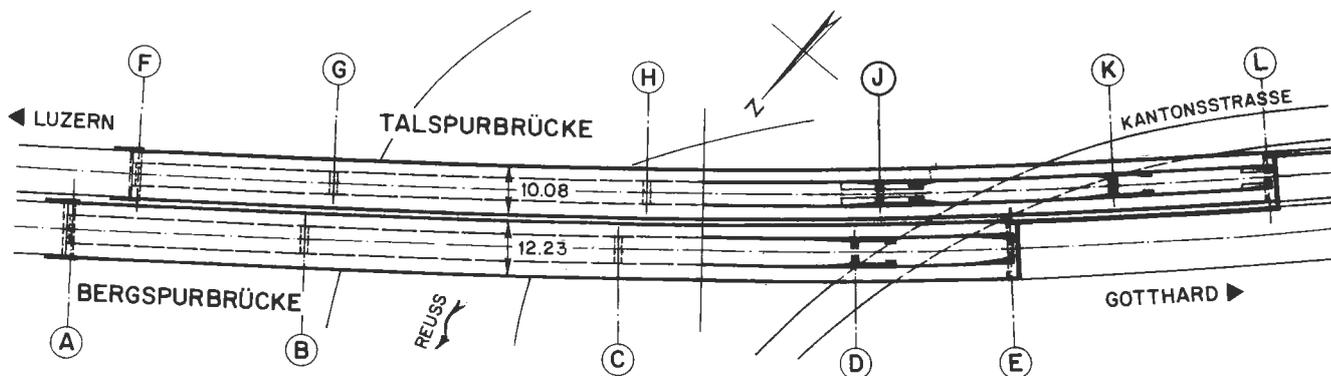
Gemäss Absprache mit dem Bauherrn wurde die sich noch im Versuchsstadium befindende Potentialfeldmessung (zerstörungsfreie Bestimmung der Korrosionsaktivität im Armierungsstahl) nicht eingesetzt.

Visuelle Kontrolle/Rissaufnahmen

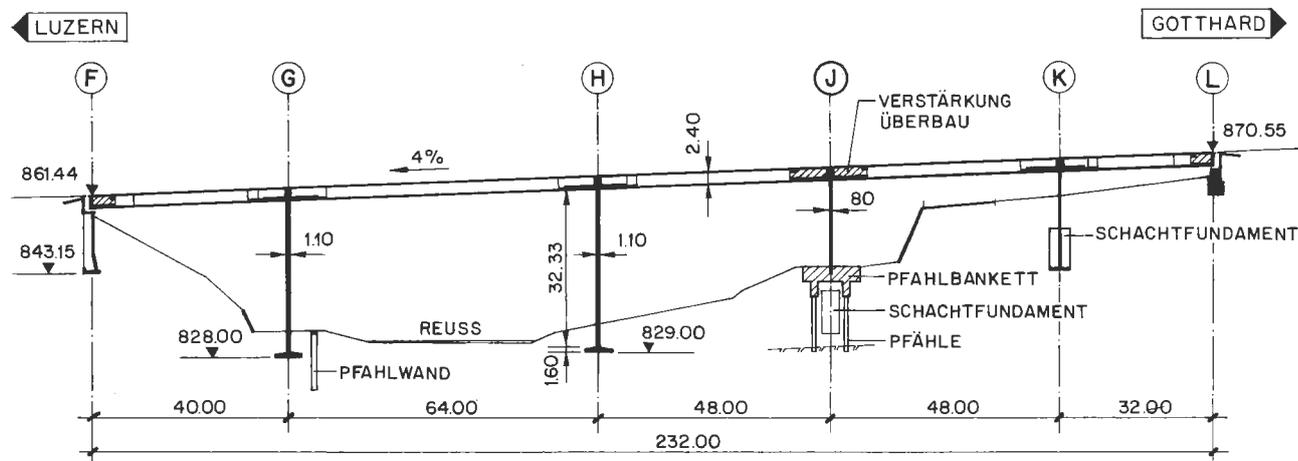
Die bei der Kontrolle festgestellten Mängel sind nach Schadenart klassiert und in der Fotodokumentation belegt.

Damit die Lage der Fehlstellen später rekonstruiert werden kann, sind die Beobachtungen in einem Plan dargestellt. Aufgrund des kritischen Zustandes der Talspurbrücke wurden auch sämtliche Risse bezüglich Lage und Rissbreite gemessen.

SITUATION REUSSBRÜCKE

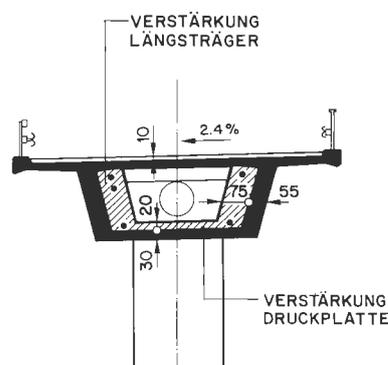


LÄNGSSCHNITT TALSPURBRÜCKE

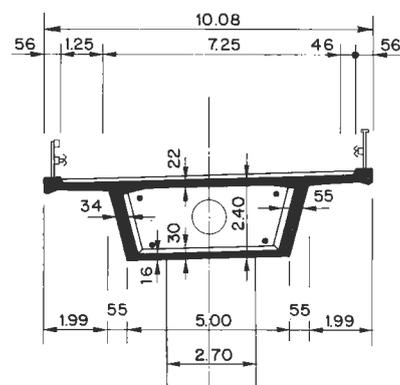


QUERSCHNITT TALSPURBRÜCKE

QUERSCHNITT PFEILER J



NORMALQUERSCHNITT



Betonuntersuchungen

Im Zusammenhang mit der Rekonstruktion (Sicherung, Querträgerbohrungen, ausgeweitete Kasteneinstiege, Widerlagerzugänge usw.) mussten diverse Kernbohrungen ausgeführt werden. Die dabei anfallenden Betonkerne wurden zum Teil bei der EMPA untersucht. Beim Konsolkopf wurden zusätzliche Bohrkerne entnommen, um eine Entscheidungsgrundlage für die Sanierung zu erhalten.

Es wurden folgende Laboruntersuchungen durchgeführt:

- Festigkeit
- Elastizitätsmodul
- Porosität
- Frostbeständigkeit
- Chloridgehalt

Fahrbahnübergänge

Bei der Zustandskontrolle nach dem Unwetter wurde festgestellt, dass sich der Fahrbahnübergang Seite Gotthard praktisch geschlossen hatte. Vorerst konnte keine eindeutige Begründung für diese Tatsache gefunden werden, weil geometrisch bei einer Einsenkung des Pfeilers J von rund 1,2 m eine Verkürzung des Überbaues um rund 30 mm zu erwarten war.

Bild 1. Bauwerksübersicht

Bildautor: H. Moretti

Lager

Vor der Hebung wurde das Dichtungsprofil beim Widerlager Süd entfernt, um genügend Bewegungsspielraum zu erreichen. Die Messungen bei der Hebung haben nun die Vermutung bestätigt, dass infolge der Rissbildung bei der Einsenkung eine Bauwerksverlängerung entstanden war, die bei der Hebung (Schliessen der Risse) wieder zu einer Verkürzung der Konstruktion von rund 40 mm geführt hat.

Aufgrund der Beobachtungen bei den Fahrbahnübergängen wurden die Lagerstellungen (WL F und L, Pfeiler K) laufend überwacht. Anfänglich wurde vermutet, dass die Lager beim Pfeiler K infolge zu grossem Kippwinkel (rund 2,9%) nicht mehr funktionstüchtig waren. Eine mehrmalige Überprüfung durch die Herstellfirma hat keine Beeinträchtigung der Funktionstüchtigkeit ergeben.



Bild 3. Untersichtsgerät «Moog» Typ MBS 200 im Einsatz
Bildautor: A. von Glutz

Bild 2. Sicherung Überbau

Bildautor: A. von Glutz



Bild 4. Haupttriss am Überbau im Bereich des Pfeilers J
Bildautor: A. von Glutz

Risse am Überbau

Trotz der enormen Stützeinsenkung zeigte sich nebst den klaffenden Rissen (Bild 4) ein aussergewöhnlich gutes duktileres Verhalten des Brückenüberbaues, insbesondere bei den Pfeilern H und K.

Mit Ausnahme der Koppelfugen, Betonierfugen und Querschnittsänderungen lagen die gemessenen Rissbreiten bei hochliegender Kabellage an der Fahrbahnplattenuntersicht zwischen 0,1 und 0,3 mm. Innerhalb der verstärkten oberen Längsarmierung (Länge rund 12 m) betrug die Rissbreite in der Regel weniger als 0,5 mm. Beim Pfeiler K waren insbesondere auf der Südseite grössere Rissbreiten festzustellen (kleinere Vorspannkraft). Die maximale Rissbreite bei den Stützen H und K betrug 3,3 mm.

Beurteilung Überbau

Die Zustandskontrolle ergab, dass bei der vorgängig erstellten Bergspurbrücke, insbesondere bei der 1. Bauetappe, bezüglich Betoniervorgang (Übergang Druckplatte/Längsträger) ausführungstechnische Probleme bestanden haben. Es zeichnet sich eindeutig ein grosser «Lerneffekt mit dem Baufortschritt» ab, und zwar bereits innerhalb

der Bergspurbrücke, die zuerst erstellt worden ist. Es muss damit gerechnet werden, dass die Betonierfugen bei der Bergspurbrücke ein Langzeitproblem darstellen. Eine spätere Brückensanierung hat diesem Punkt Rechnung zu tragen. Die Talspurbrücke befand sich vor dem Unwetter eindeutig in einem besseren Zustand als die Bergspurbrücke.

Zusammenfassend kann im allgemeinen eine hohe Druckfestigkeit, jedoch mit einer relativ grossen Streuung, festgestellt werden. Die Frostbeständigkeit nach EMPA ist mittel bis hoch. Sämtliche Untersuchungen haben ein überraschend gutes Ergebnis hinsichtlich einer Chloridversalzung ergeben. Beim bezüglich Chlorid extrem belasteten Konsolkopf beträgt der Chloridgehalt 3 cm unter der Oberkante weniger als 0,4% (bezogen auf Zement).

Die Betonüberdeckung beträgt im Mittel 28,2 mm (Talspurbrücke) bzw. 30,6 mm (Bergspurbrücke). Bezüglich Karbonatisierungstiefe wurden vereinzelt relativ hohe Werte festgestellt.

Die Zustandskontrolle und die Ergebnisse der Materialprüfungen zeigten, dass bei der Projektierung und Ausführung sorgfältig gearbeitet wurde.

Zustandskontrolle und Beurteilung Unterbau

(Bild 5)

Bereich Widerlager Süd, Pfeiler J

Durch die Erosion im Bereich des Pfeilers J und beim direkt gefährdeten Lehnenviadukt der Kantonsstrasse waren auch der Pfeiler K und das südliche Widerlager der Talspurbrücke, bei fortschreitender Erosion aber auch der Pfeiler D und das Widerlager Süd der Bergspurbrücke, gefährdet.

Als einzige sofortige und zusätzliche Sicherungsmassnahme konnten im Zuge der Aushubarbeiten beim Pfeiler J im Bereich Kantonsstrassenstützmauer Jetpfähle und einige Bodenanker sowie beim Pfeiler D eine Schwergewichtsmauer ausgeführt werden. Beim Lehnenviadukt wurde zur Überwachung bzw. Feststellung von Hangbewegungen in einer Bohrung ein TRIVEC installiert.

Zu erwähnen ist noch die Tatsache, dass aufgrund der Fotoaufnahmen nach dem Hochwasser beim Pfeiler J eine Unstimmigkeit zwischen den Planangaben und der effektiv um rund 2,5–3 m tiefer ausgeführten Schachtfundation festgestellt wurde.

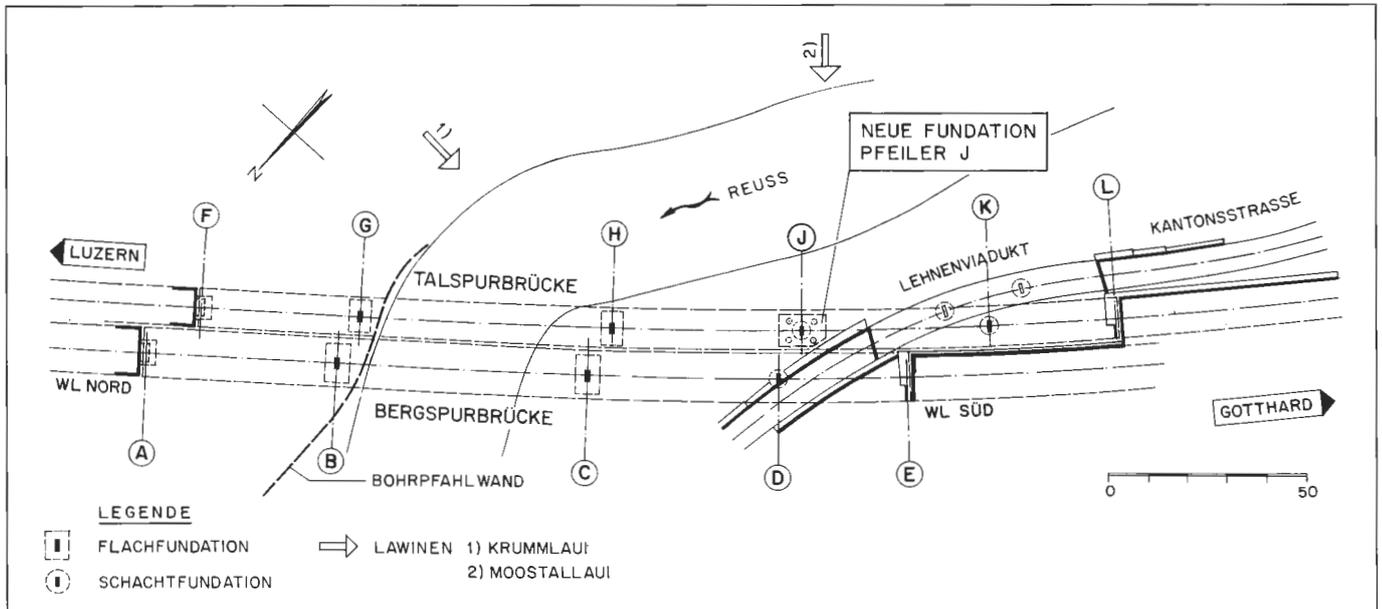


Bild 5. Übersicht Unterbau, Foundation Pfeiler und Wiederlager

Bildautor: H. Moretti

Flusspfeiler

Die Flusspfeiler B, C (Bergspur), G und H (Talspur) konnten einer Unterkolkung gerade noch standhalten. Aufgrund der geodätischen Messungen und der durchgeführten Bohrungen durch die Fundamente wurden keine Setzungen bzw. Hohlräume unter den Fundamenten festgestellt. Beim Pfeiler H wurden am Pfeilerkopf auf der nördlichen Seite einzelne Risse beobachtet.

Widerlager Nord

Die starke Erosion im Bereich der Pfeiler B und G konnte das relativ tief auf dem gewachsenen Terrain fundierte und später eingeschüttete Widerlager ohne Schaden überstehen.

Sanierungsmassnahmen

Die notwendigen Sanierungsmassnahmen sind im Zustandsbericht in einem Massnahmenkatalog nach Dringlichkeit aufgelistet.

Pfeilerschnitt und Brückenhebung

Vorabklärungen

Gemäss dem an anderer Stelle beschriebenen Rekonstruktionskonzept wurde die Stütze J unterhalb des Pfahlbankettes getrennt, damit die eigentliche Brückenhebung erfolgen konnte. Vorgängig waren allerdings umfangreiche Abklärungen notwendig. Nach einer Zustandserfassung (Geometrie, Rissbild) erfolgte eine statische Beurteilung und die Festlegung des Vorgehens sowie der erforderlichen Massnahmen. Die Ergebnisse wurden in einem Drehbuch festgehalten. Gleichzeitig wurde ein Messkonzept ausgearbeitet.

Detaillierte Rissaufnahmen und die genaue Erfassung der Pfeiler- und Über-

baugeometrie durch den Geometer bildeten die Grundlage für die Projektierung der Fundation, der Anordnung des Hebegerüsts und der Pressen sowie der Konzeption der Brückenhebung. Für die statische Beurteilung waren folgende Kriterien massgebend:

- Geometrie des Pfeilers J (Verschiebungen x, y und z, Biegelinie)
- Rissbild, insbesondere am Pfeilerkopf und Pfeilerfuss
- vermutete Schachttiefe gemäss Fotoaufnahmen und Geologie
- angenommener Vorgang beim Un-

terspülen des Pfeilers J (exzentrische Belastung Schachtfuss, max. Bodenpressung)

- Geometrie der Nachbarpfeiler H und K
- Beurteilung Überbau (Torsion, Lastexzentrizität)

Aufgrund der erwähnten Kriterien konnten die Lage der Resultierenden im Pfeiler J und die sich daraus ergebenden Zwängungen mit grosser Wahrscheinlichkeit bestimmt und die notwendigen Massnahmen angeordnet werden (Bild 6).

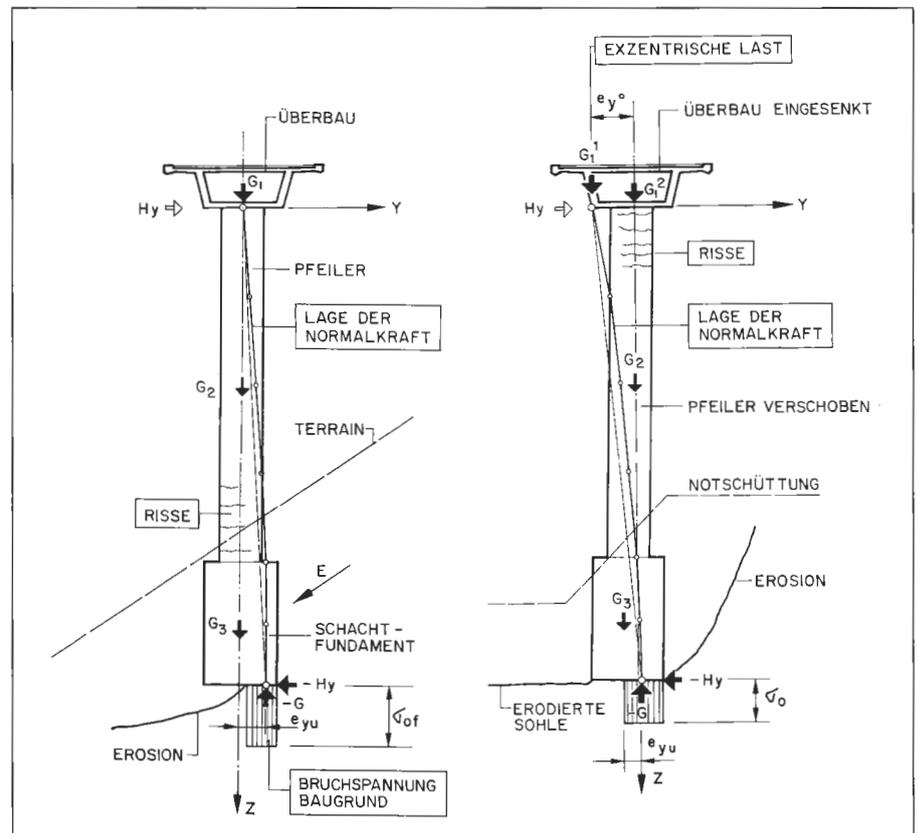


Bild 6. Pfeilerbeanspruchung während der Erosion und nach dem Einsetzen des Pfeilers J

Bildautor: H. Moretti

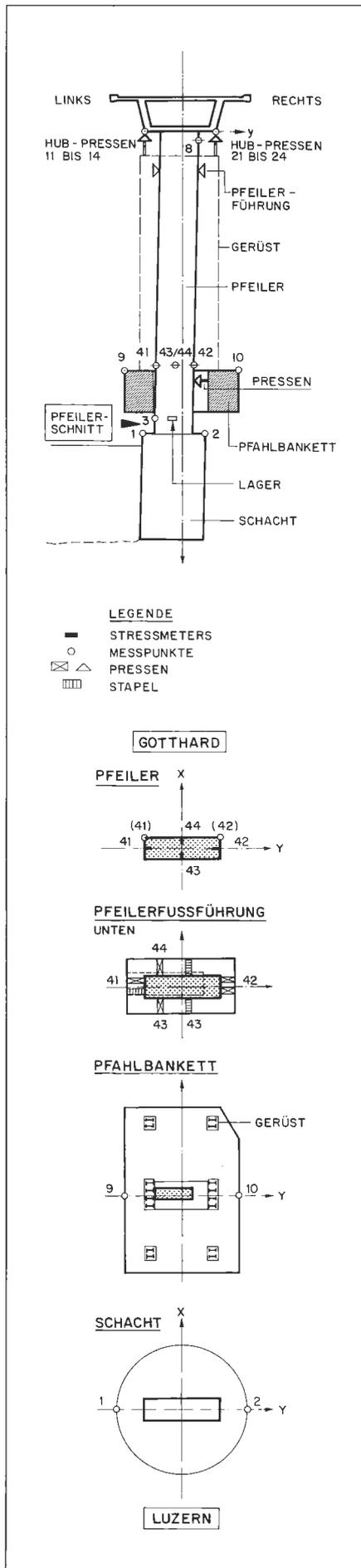


Bild 7. Messungen (Phase 2) Pfeilerschnitt
Bildautor: H. Moretti

Für das Entspannen des Pfeilers und das Umsetzen der Pfeilerlast auf ein provisorisches Lastflonblock-Lager (Auflast 7200 kN, Verschiebung 120 mm, mit 2% Gefälle eingebaut) bzw. auf die Hubpressen wurden umfangreiche Berechnungen durchgeführt.

Drehbuch

Der Stützenschnitt und die Hebung wurden in 5 Phasen ausgeführt:

- Phase 1: Vorbereitungsarbeiten
- Phase 2: Stützenschnitt
- Phase 3: Rückdrehung Überbau
- Phase 4: Hebung vor Rissverguss und Verstärkung Überbau
- Phase 5: Schlusshebung

In Tabelle 1 sind die Haupttätigkeiten für die Phasen 1-5 dargestellt. Die wesentlich umfangreicheren Angaben zu den einzelnen Operationsstufen umfassen die zu erwartenden Pressendrucke und Verschiebungen sowie Angaben über die durchzuführenden Messungen (Bild 7). Das Drehbuch entstand in intensiver Zusammenarbeit zwischen Experte, Generalunternehmer und Projektverfasser.

Beurteilung der getroffenen Massnahmen

Pfeilerschnitt

Das angestrebte Ziel, beim Trennen des Pfeilers die nicht genau bekannten Zwängungen ohne nachteilige Folgen auf das Bauwerk in Stufen (prov. Einspannung im Pfaahlbankett und Abstützung mittels Horizontalpressen, Abstützung auf prov. Lager) abzubauen, wurde mit den getroffenen Massnahmen vollumfänglich erfüllt. Die Messeinrichtungen erlaubten in jeder Phase eine einwandfreie Beurteilung des jeweils vorhandenen Zustandes. Die Pfeilerfussverschiebung entsprach mit 113 mm praktisch genau den Erwartungen, die Pfeilerbelastungen (Zwängung, Vertikallast) waren jedoch kleiner als von uns berechnet.

Rückdrehung Überbau

Die vorgesehene Rückdrehung des Überbaues vor der eigentlichen Hebung hatte zum Ziel, die bei diesem Vorgang auftretenden grossen Winkeländerungen und deren nachteilige Folgen auf die Stabilität möglichst bei geringer Stapelhöhe zu eliminieren. Nach einigen Versuchen musste der im Drehbuch vorgesehene Vorgang aus statischen Gründen (zu starke Zunahme der Pressenkräfte rechts und dadurch entstehende unzulässige Torsion auf den Überbau) geändert werden.

Die Zunahme der Pressenkraft rechts konnte kinematisch (aufgrund der Geo-

metrie des Überbaues nach dem Schadenfall) begründet werden.

1: Vorbereitungsarbeiten

- 1.1 Pressen installieren
- 1.2 Pressen anstellen
- 1.3 Hauptrisse ausweiten
- 1.4 Messeinrichtungen anschliessen
- 1.5 Funktionstüchtigkeit prüfen
- 1.6 Hängekonstruktion demontieren
- 1.7 Pressen/Stapelhalterung (2. Etappe) installieren
- 1.8 Stützenfusslager einbauen
- 1.9 Armierung Zugseite (links) freilegen
- 1.10 Hitzeschild einbauen

2: Stützenschnitt

- 2.1 Messung Operation Anfang
- 2.2 Pressen aktivieren/Stapel anstellen
- 2.3 Messung Op. 2
- 2.4 Zugbewehrung schneiden
- 2.5 Messung Op. 4/ Beurteilung
- 2.6 Zugzone schneiden/evtl. brennen
- 2.7 Messung Op. 6
- 2.8 Druckzone brennen
- 2.9 Messung Op. 8
- 2.10 Stütze entspannen (δ , y)
- 2.11 Messung Operation Ende
- 2.12 Korrektur der Pressenkräfte P11-P24
- 2.13 Brücke sichern
- 2.14 Druckzone fertig ausschneiden
- 2.15 Lagerplatte für Notstapel versetzen

3: Rückdrehung Überbau

- 3.1 Pressensteuerung gemäss Schema 0.30 bereitstellen
- 3.2 Pressen aktivieren
- 3.3 Messung Operation Anfang
- 3.4 Evtl. Korrektur der Pressenkräfte
- 3.5 Pressen/Stapel bereitstellen
- 3.6 Pressensteuerung gemäss Schema 0.30 schalten
- 3.7 Entlastung Stützenfuss
- 3.8 Rückdrehung Überbau
- 3.9 Messung Operation Ende
- 3.10 Brücke sichern

4: Hebung vor Rissverguss

- 4.1 Pressensteuerung gemäss Schema 0.40 bereitstellen
- 4.2 Pressen aktivieren
- 4.3 Messung Operation Anfang
- 4.4 Evtl. Korrektur der Pressenkräfte
- 4.5 Pressen/Stapel bereitstellen
- 4.6 Pressensteuerung gemäss Schema 0.40 schalten
- 4.7 Hebung Phase 4
- 4.8 Messung Operation Ende
- 4.9 Brücke sichern

5: Hebung nach Rissverguss

- 5.1 Pressensteuerung gemäss Schema 0.50
- 5.2 Pressen aktivieren
- 5.3 Messung Operation Anfang
- 5.4 Pressen/Stapel bereitstellen
- 5.5 Pressensteuerung gemäss Schema 0.50 schalten
- 5.6 Hebung Phase 5
- 5.7 Messung Operation Ende
- 5.8 Brücke sichern

Tabelle 1. Drehbuch Haupttätigkeiten Phasen 1 bis 5

Brückenhebung

Die eigentliche Hebung erfolgte in Tagesstufen von rund 12 cm und liess sich anfänglich ohne Probleme relativ zügig durchführen. Im Bereich der Träger-Haupttrisse traten nach dem Ausweiten der Risse und Durchtrennen einzelner Armierungseisen bei der Hebung in den kritischen Zonen keinerlei Schwierigkeiten auf. Ebenso wurden bei den «Belagsfenstern» in der Fahrbahnplatte keine Risse festgestellt. Mit fortschreitender Hebung und gleichzeitigem Aufbringen einer leichten Torsion drehte sich auch der Überbau, jedoch nicht vollständig, sukzessive in Richtung der ursprünglichen Querneigung zurück. Die Pressensteuerung war sehr flexibel und konnte sich den Anforderungen des Drehbuches und auch den sich zum Teil geänderten Bedingungen bei der Durchführung mühelos anpassen.

Die grafische Auswertung der Messungen zeigte jedoch bald, dass die Zunahme der Pressenkräfte nicht proportional zur Hebung erfolgte. Eine eingehende Beurteilung der Messergebnisse und zusätzliche statische Abklärungen ergaben neue Randbedingungen für die Phase 4) bezüglich Summe der Pressenkräfte. Diese durften in keinem Fall überschritten werden, bestand doch die Gefahr einer unkontrollierten Rissbildung in der Druckplatte (infolge starker Momentenumlagerung und schwach armierten Querschnittes) im Bereich der Nachbarpfeiler H und K. Die kritischen Bereiche wurden mittels Wegebern und zusätzlichen Kontrollen ab Untersichtgerät während der Hebung überwacht. In einzelnen Phasen musste der tägliche Temperaturverlauf bei der Beurteilung berücksichtigt werden.

In der Phase 4) mussten die ursprünglich nur zur Sicherung vorgesehenen äusseren Pressen zeitweise grössere Kräfte als die inneren Pressen übertragen, damit die «Betongelenke» nicht unzulässig beansprucht wurden. Dank grosszügiger Bemessung des Gerüsts, der Installationen und des Pfahlbankettes stellte diese Modifikation kein Problem dar.

Anfang Juni 1988 erfolgte der Entscheid, die Haupttrisse zu schliessen und die Verstärkungen am Überbau zu betonieren. Obwohl sich bei der Hebung die Risse praktisch geschlossen hatten, konnte aufgrund der grossen Anzahl Risse und einer minimal noch verbleibenden Rissbreite die verbleibende Einsenkung beim Pfeiler J erklärt werden.

Damit war klar, dass die ursprüngliche Nivellette des Bauwerkes in der Phase

5) nicht mehr zu erreichen war. Gleichzeitig konnte die lotrechte Pfeilerstellung auch mit einer zusätzlichen, am Pfeilerfuss aufgebrauchten horizontalen Belastung nicht mehr erzielt werden.

Nach dem vorläufigen Abschluss der Phase 5) wurde das Bauwerk, entgegen der bisherigen Konzeption vor dem Einbetonieren des Pfeilers J und noch auf den Pressen abgestützt, provisorisch für den Sommer-Reiseverkehr 1988 freigegeben.

Die Hebearbeiten wurden vom Projektleiter der Generalunternehmung geleitet. Ihm standen der Projektverfasser und die örtliche Bauleitung zur Verfügung, insbesondere für Beratungs- und Kontrollfunktionen.

Messkonzept/Messungen

Das Konzept für die Überwachung der heiklen Rekonstruktionsarbeiten (Pfeilerschnitt und Brückenhebung) hat sich ausgezeichnet bewährt. Die gewählte Kombination mit permanent installierten Einrichtungen, geodätischen Messungen, Beobachtungen an kritischen Stellen und Handmessungen erlaubte eine einwandfreie Beurteilung des jeweiligen Zustandes. Konzeption, Programmierung und Durchführung der über hundert an rund 40 Tagen ausgeführten, protokollierten und gespeicherten Messungen erforderten einen enormen Einsatz des verantwortlichen Operateurs. Es wurden folgende Messungen vorgenommen:

- Pressenkräfte
- Verschiebungen in x-, y- und z-Richtung mit Laserlot, Invardraht, geodätischer Messung oder Handmessung
- Neigungsmessung ϕ_x , ϕ_y
- Rissbewegungen mittels Wegebern oder Invardraht
- Spannungsänderung mittels Stressmeters.

Die Messwerte wurden täglich allen Mitgliedern des Projektteams bekanntgegeben.

Nach Abschluss der Rekonstruktion werden noch folgende Messungen durchgeführt:

- Brückensystem in Längsrichtung mit Wegebern
- Kriechumlagerungen Überbau (Pfeiler H und K)
- Geodätische Überwachung.

Gemessene Dehnungen (Rissbewegungen) bei der Brückenhebung

Bei der Brückenhebung wurden im Bereich der Pfeiler H und K folgende Rissbewegungen im Überbau gemessen:

Messwerte UK Fahrbahnplatte:

Pfeiler	Invardraht	Seite	
		Lucern	Gotthard
H	111/112 links	0,91‰	0,66‰
K	121/122 rechts	0,80‰	1,62‰

Im Bereich der Spannkabel sind die Rissbewegungen kleiner. Bei Annahme von 15% Spannkraft-Verlust wäre eine Zusatzdehnung von rund 0,8‰ zulässig. Es kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, dass an einzelnen Stellen (Koppelfugen, klaffende Risse bei J und Betonierfugen) eine zusätzliche Dehnung der Vorspannkabel stattgefunden hat.

Detailprojekt

Fundation Pfeiler J

(Bilder 8 und 9)

Die bestehende, unterspülte und verschobene Pfeilerfundation konnte nicht mehr verwendet werden. Gleichzeitig wurde entschieden, dass die neue Pfahlfundation vorwiegend die Belastungen aus der Brückenhebung und die eigentlichen Brückenlasten im Endzustand zu übertragen hatte. Eventuelle Einwirkungen infolge Hangdruck sollten durch später zu erstellende Anker übernommen werden. Nachdem der gewählte Pfahldurchmesser ausführungstechnisch gegeben, die Lage der Pfähle durch das bestehende Fundament bestimmt und die Pfähle im aufgrund von Sondierbohrungen festgestellten, relativ hochliegenden Fels leicht eingebunden wurden, war die Projektierung der Pfahlfundation relativ einfach zu bewältigen. Die gewählte Konzeption könnte einer eventuellen späteren tiefen Erosion temporär standhalten.

Bei der Konzeption des Pfahlbankettes spielten die Lage der Pfähle, die Abmessungen des Hebeegerüsts, die Anordnung der Pfeilerführung und der Vorgang beim Pfeilerschnitt eine massgebende Rolle. Auf Vorschlag des Generalunternehmers erfolgte die Trennung des Pfeilers im sogenannten «Keller» unterkant des Bankettes. Die gewählte Lösung erlaubte in Kombination mit der am Pfeilerfuss angeordneten «Schutzhütte» einen relativ bequemen Zugang und eine optimale Ausführung der notwendigen Arbeiten. Zudem konnte dadurch der angehobene Pfeiler später einwandfrei im Pfahlbankett eingespannt werden.

Für die Bemessung der Tragkonstruktion waren einerseits die im Bauzustand unsymmetrisch wirkenden und auf ungünstigen Annahmen basierenden Ge-

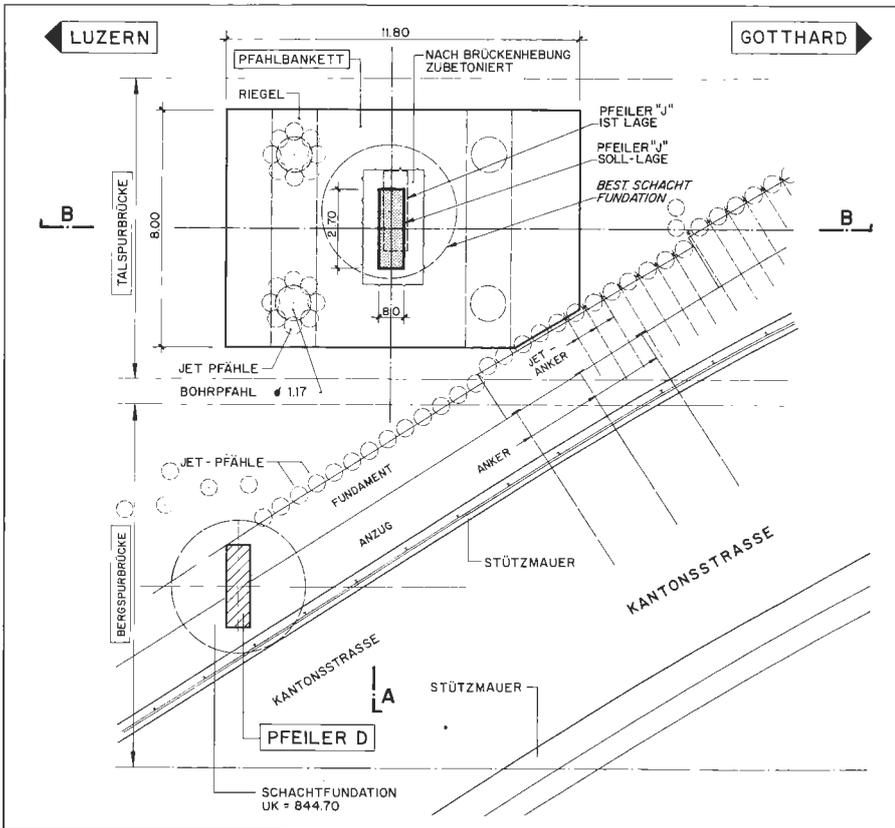


Bild 8. Grundriss Foundation Pfeiler J

Bildautor: H. Moretti

rüstklasten, andererseits die Abmessungen der Aussparung für den Pfeiler und die Pfeilerbelastungen im Endzustand massgebend.

Die Ermittlung der Vorspannkabel und Armierung (Zug- und Aufhängearmierung) erfolgte aufgrund einzelner Fachwerkmodelle (Bilder 10 und 11).

Verstärkungen am Überbau

Allgemeines

Das ursprüngliche Bauwerk war gemäss SIA-Norm 160/1956 für die Lastfälle Eigengewicht und Nutzlast voll vorgespannt. Dadurch ergaben sich im Normalfall, auch ohne Berücksichtigung der schlaffen Armierung, ausreichende Sicherheiten gegen Bruch. Allerdings zeigte sich, dass die Druckplatte, insbesondere im Bereich der Flusspfeiler G/H bzw. B/C, relativ schwach bemessen war. Bei Berücksichtigung der schlaffen Armierung in der Fahrbahnplatte und der inzwischen ausgeführten Druckplattenverstärkungen (Tal- und Bergspurbrücke) ergeben sich auch für die neuen Belastungen (Zusatzgewichte infolge Verstärkungen,

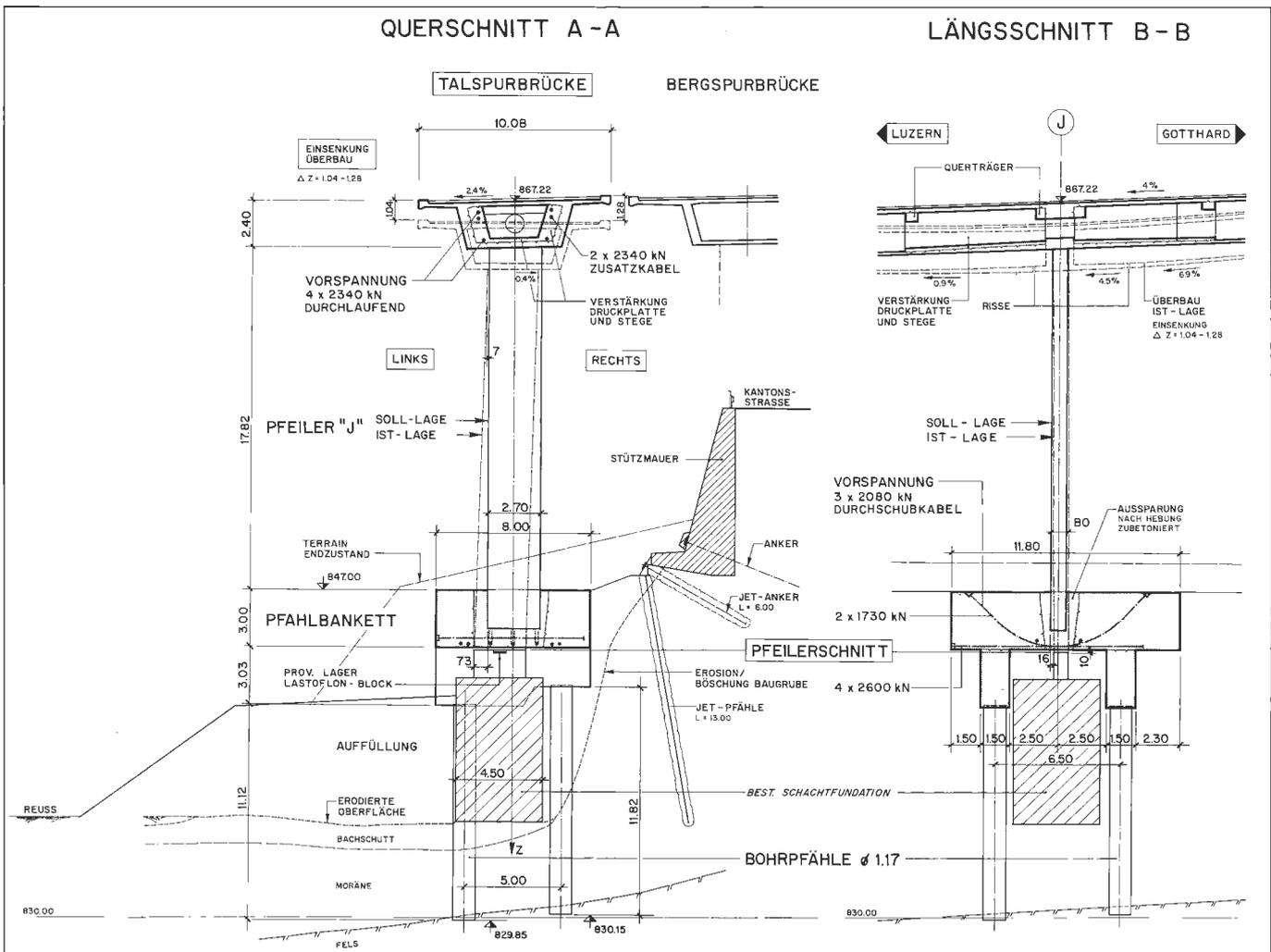


Bild 9. Quer- und Längsschnitt Foundation Pfeiler J

Bildautor: H. Moretti

Nutzlast gemäss SIA-Norm 160/1968) ausreichende Sicherheiten und ein duktileres Verhalten in den kritischen Bereichen.

Betonverstärkungen

Im Bereich des Pfeilers J wurden die gerissene Druckplatte sowie die beschädigten Stege vollumfänglich durch eine Verstärkung im Brückenkasten ersetzt. Bei den Widerlagern waren zur Einleitung der Vorspannkräfte aus statischen Gründen ebenfalls Verstärkungen erforderlich. Druckplatten und Stegverstärkungen sind durch rund 2600 Klebeanker mit dem ursprünglichen Tragwerk verdübelt (Bilder 12 und 13).

Zusätzliche Längsvorspannung

Zweck der Längsvorspannung war die Überdrückung der Biege-, Schub- und Torsionsrisse sowie ein teilweiser Ersatz bzw. eine Verstärkung der vorhandenen, eventuell geringfügig geschwächten Vorspannkabel im Bereich der Pfeiler H, J und K.

Die gewählte Anordnung der in den vier Ecken im Hohlkasten plazierten Vorspannkabel ist aus statischen, geometrischen und konstruktiven Randbedingungen (Querträgerarmierung, Verstärkungen, Werkleitungen) gegeben. Die vorhandenen Werkleitungen mussten umdisponiert werden.

Im Grundriss befindet sich das Bauwerk durchgehend in einer Krümmung mit einem minimalen Radius von rund 1194 m und beidseitigen Übergangsklothoiden. Zu beachten waren die bereits vorhandenen und die zusätzlich erstellten innenliegenden Verstärkungen der Längsträger und der Druckplatte.

Vorspannkonzepktion (Bild 14): Die durchgehende Längsvorspannung besteht aus 4 Kabelsträngen mit je 2340 kN Spannkraft. In Längsrichtung sind die Kabel in drei Abschnitte unterteilt:

- 16 m lange Kabel im Bereich der Verstärkungen beim Pfeiler J
- 72 m lange Kabel zum Widerlager Süd
- 144 m lange Kabel zum Widerlager Nord



Bild 11. Pfahlbankett Durchschubkabel
Bildautor: A. von Glutz

Bild 10. Pfahlbankett Pfeiler J. Armierung und Vorspannung
Bildautor: A. von Glutz



Beim gewählten Vorspannsystem war aus technischen Gründen mindestens eine Kupplung vorzusehen.

Die BBRV-Kabel bestehen aus 52 Drähten $\varnothing 7$ mm. Die Drahtbündel liegen in PE-Rohren $\varnothing 90/73,6$ mm. Die PE-Rohre sind über PE-Teleskoprohre und ein Stahlrohr dicht am Ankergrundkörper angeschlossen. Die Hüllrohre wurden im Werk mit der Korrosionsschutzmasse «Denso Jet» verfüllt. Die Kabel sind einbaufertig angeliefert worden.

Die Kabel liegen in den vier Ecken des Brückenhohlkastens. Die vorhandenen Pfeiler-Querträger (B = 1,60 m) wurden für den Durchgang der Kabel durchbohrt, ebenso die Endquerträger für die Durchführung der Trompetenrohre. In die anbetonierten Rippen beim Pfeiler J und bei den Widerlagern wurden Aussparungsrohre eingelegt (PE-Rohr $\varnothing 140/124$ mm) und die Kabel eingezogen.

Weil die Brücke gekrümmt ist, mussten die Kabel horizontal umgelenkt werden. Zu diesem Zweck wurden bei den Pfeilerquerträgern Umlenkrohre eingegossen. Diese bestehen aus Stahl, sind innen trichterförmig ausgedreht und haben einen Krümmungsradius von 5 m. Zusätzliche Umlenkrohre wurden an Stahlstreben im Brückenkasten in der Regel in Feldmitte montiert (Bild 14).

Die Konstruktion der Kabel, der Umlenkpunkte und der Aussparungsrohre

in den Betonrippen ermöglicht ein Auswechseln der Kabel, erlaubt aber auch, die Spannkkräfte später zu einem beliebigen Zeitpunkt zu kontrollieren.

Als zusätzliche Vorspannung wurden in der Stegverbreiterung beim Pfeiler J je ein Spannkabel für $V_0 = 2340$ kN sowie bei den Widerlagern eine Quer-Vorspannung mit je 2 Kabeln $V_0 = 700$ kN eingebaut.

Für das Einziehen in die Brücke stand beim Widerlager Nord in der Fahrbahnplatte eine Öffnung von $\varnothing 20$ cm zur Verfügung (Bilder 15 und 16).

Erfahrungen: Die Anwendung der externen bzw. aussenliegenden Längsvorspannung konnte in vorliegendem Falle, bei ausreichenden Platzverhältnissen im Hohlkasten, einwandfrei realisiert werden. Probleme ergaben sich einzig bei der Platzierung und Ausführung der Bohrungen (in noch deformiertem Zustand) durch die bestehenden, stark armierten Stützenquerträger, beim Bestimmen der Kabellängen und beim Betonieren der Verstärkungen.

Die von der Vorspannfirma vorgeschlagenen, projektierten und ausgeführten Massnahmen bezüglich Hüllrohreinlagen, Ausbildung der Umlenkpunkte usw. haben sich bewährt. Massnahmen bezüglich Sicherheit, Kontrollen und Dauerhaftigkeit werden zurzeit noch erarbeitet.

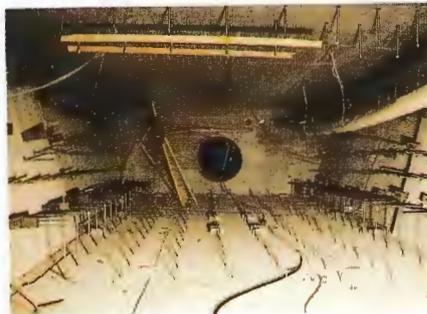


Bild 12. Verstärkung Überbau, Klebeanker
Bildautor: A. von Glutz



Bild 13. Verstärkung Überbau, Armierung Vorspannung
Bildautor: A. von Glutz

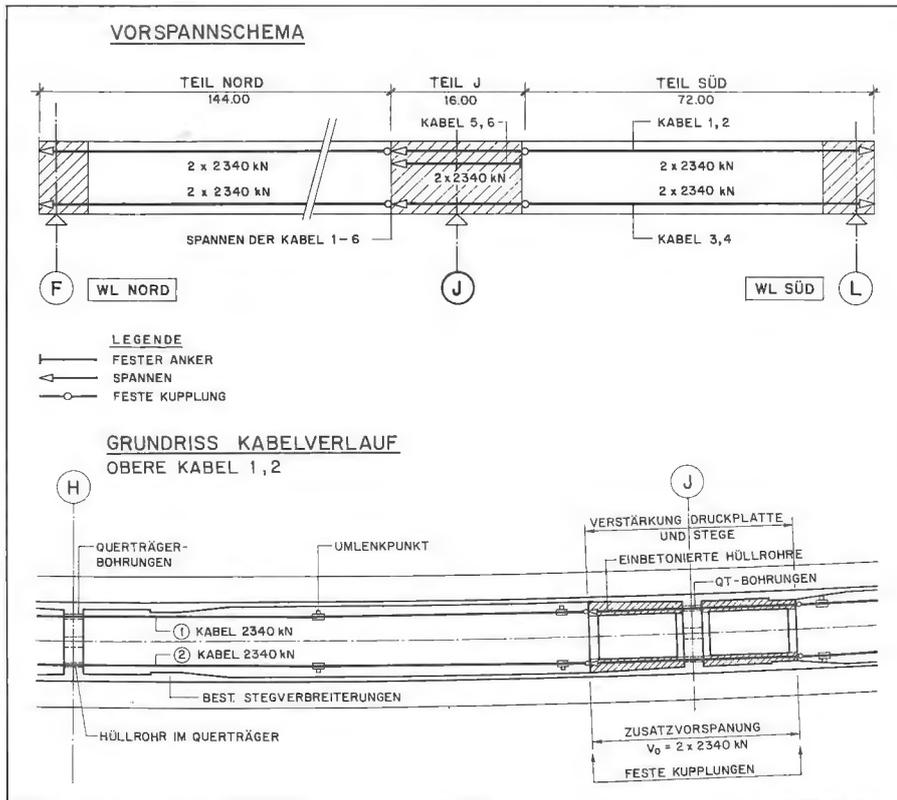


Bild 14. Längsvorspannung, Vorspannkzept

Bildautor: H. Moretti

Obwohl in der Schweiz relativ wenig Erfahrungen mit externer Vorspannung vorliegen, wurden die Arbeiten während der Brückenhebung, bei noch deformiertem und gerissenem Überbau, mit grossem Einsatz fachgemäss und termingerecht ausgeführt. Die Ergebnisse des durchgeführten Belastungsversuches haben ein eindeutig elastisches Verhalten der Brücke innerhalb der erwarteten Werte ergeben.

Rissinjektionen

Nach Abschluss der Hebephase 4) wurden im Bereich des Pfeilers J die vor der Hebung ausgeweiteten Haupttrisse mit einem Spezialmörtel vergossen und die wesentlichen, später infolge der Verstärkung nicht mehr zugänglichen Risse injiziert.

Die Injektion der von aussen sichtbaren Risse erfolgte mittels Untersichtsgesät erst nach Abschluss der Phase 5).



Bild 15. Vorspannung Überbau, Einziehen der Kabel
Bildautor: K. Lüpold Stahlton AG



Bild 16. Vorspannung Überbau, Spannen der Kabel bei den Widerlagern
Bildautor: K. Lüpold Stahlton AG

Vor dem Absenken der Hubpressen wurden die Risse beim Pfeiler J injiziert. Dadurch konnten nachteilige Folgen (Rotation des Überbaues) beim Schliessen der Risse eliminiert werden.

Sämtliche Risse in der Fahrbahnplatte wurden vor Ausführung der Sanierungsarbeit ab Brückenhohlraum injiziert, sofern die Rissbreiten dies erlaubten.

Sanierung

Abdichtung und Belag

□ Ausgangslage nach Hebung: Der Hebevorgang musste aus statischen Gründen vor Erreichung der Soll-Lage abgebrochen werden. Zudem konnte die vollständige Rückdrehung des Überbaues ebenfalls nicht erreicht werden. Dadurch ergab sich eine Abweichung zur Soll-Nivellette im Bereich des Pfeilers J von rund 12 cm (linker Rand) bzw. rund 20 cm (rechter Rand).

Sowohl der linke als auch der rechte Rand wurden leicht angehoben und das vorgeschriebene Quergefälle im definitiven Belag eingehalten. Damit konnte die theoretische Nivellette zum grossen Teil erreicht werden.

□ Bestehender Aufbau/Zustand:

Belag: 6 cm AB 25U, Ausgleichsschicht 5 cm AB 16, Verschleiss-Schicht

Isolation:

1. Schicht 600 g/m² Teer-Epoxyharz
2. Schicht 500 g/m² Teer-Epoxyharz
3. Schicht 1 cm AB 4, Spezialbrückenbelag

Aufgrund der bereits ausgeführten Sanierungsarbeiten handelt es sich bei der bestehenden Isolation um ein sehr gut haftendes, jedoch relativ sprödes Material. Es lässt sich mit HD-Wasserstrahlen nur relativ schwierig entfernen. Ein durchgeführter Versuch mit einer leichten Fräse ergibt gemäss vorläufiger Beurteilung eine optimale Ausführung (kein Betonabtrag und keine Traggrundbeschädigung).

Die Brückenabdichtung wurde an den Brückenrändern nicht hochgezogen, obwohl eine entsprechende Vertiefung im Konsolkopf erstellt worden ist. Aufgrund der Betonuntersuchungen konnte auf der Fahrbahn jedoch keine massgebende Chloridversalzung festgestellt werden.

□ Neuer Aufbau: Infolge der Rissbildungen beim Einsenken des Pfeilers J, zum Ausgleich der Nivellette im Bereich der Pfeiler H-J-K und nicht zuletzt im Rahmen des sowieso bald fällig gewordenen Ersatzes wurden Abdichtung und Belag vollflächig saniert. Dadurch konnten auch die Brückenränder den heutigen Anforderungen angepasst

werden. Es kam eine PBD-Abdichtung und ein rund 100 mm starker Gussasphaltbelag zur Ausführung.

Brückenränder

□ Zustand/Sanierungskonzept: Bei der Einsenkung des Pfeilers J wurden die Brückenränder und die Fahrbahnplatte in dieser Zone durch Normalkraft und Krümmung sehr stark beansprucht.

Im Bereich der Nachbarstützen H und K hingegen traten erhebliche Risse auf, die jedoch in der Regel eng verteilt waren und eine relativ kleine Rissbreite aufwiesen.

Aufgrund der durchgeführten Messung der Betonüberdeckungen und einer Überprüfung der Betonqualität (Festigkeit, Porosität, Frostbeständigkeit) sowie der erstaunlich geringen Chloridversalzung wurde der ursprünglich vorgesehene örtliche Abbruch wieder verworfen und eine Sanierung des Konsolkopfes vorgenommen. Damit konnten die potentiellen Schwachstellen (Anschluss der Abdichtung, einbetonierte Leitplankenpfosten, Chloridversalzung usw.) eliminiert werden.

Gemäss EMPA-Berichten Nr. 106 047/1 und /2 ergaben sich folgende Prüfergebnisse:

- Druckfestigkeit: 82,2–84 N/mm²
- Porosität: rund 12%
- FS: 1,3–1,4 < 1,5
- Chloridgehalt: < 0,4% in 3 cm Tiefe (auf Zement bezogen)

Entwässerung

Die vorhandene Entwässerung leitete das Oberflächenwasser grösstenteils direkt der Reuss zu. Im Zuge der Sanierung wurden die Einlaufschächte (ES) neu erstellt, und das Regenwasser wurde über eine durchgehende Längsleitung dem Widerlager Nord zugeleitet. Im Bereich der bestehenden ES hatte man lokale Schäden infolge Versalzung erwartet, weil an der Brückenuntersicht einzelne Hinweise auf diesbezügliche Schäden vorhanden waren. Durchgeführte Betonprüfungen und die laufen-

den Sanierungsarbeiten haben zum Glück diese Vermutung nicht bestätigt.

Die Sanierung der Entwässerung liess sich im Zuge der Konsolkopfsanierung relativ günstig realisieren.

Fahrbahnübergänge (FU)

Gemäss Zustandsbeurteilung waren die FU undicht, teilweise angerostet und zerquetscht. Die vorhandene Stahlkonstruktion erlaubte keinen qualitativ einwandfreien Anschluss der neuen Brückenabdichtung. Die Fahrbahnübergänge mussten daher ersetzt werden.

Unterbau/Hochwasserschutz

Die notwendigen Sanierungsmassnahmen am Unterbau sind eng mit den vorgesehenen Hochwasserschutzmassnahmen an der Reuss verknüpft. Der Hochwasserschutzgrad wird in drei Stufen sukzessive vergrössert.

Die notwendigen Massnahmen dafür wurden aufgrund von Modellversuchen bei der VAW und durchgeführten Stabilitätsberechnungen erarbeitet. Die entsprechenden baulichen Massnahmen an der Reuss wurden nur zum geringen Teil von unserem Büro projektiert.

Schlussbemerkungen

Die Bildung eines Projektteams mit Einbezug des Generalunternehmers stellte ein entscheidendes Merkmal der Projektierung dar. Alle Beteiligten konnten dadurch, aufgrund ihrer grossen Erfahrung, einen wesentlichen Anteil zur Lösung der anspruchsvollen Aufgabe beitragen. Das installierte Messsystem lieferte während der Brückenhebung ausgezeichnete Beurteilungs- und Entscheidungsgrundlagen.

Das Rekonstruktionskonzept für die beschädigte Reussbrücke Wassen hat sich grundsätzlich bewährt und musste im Laufe der Arbeiten nur in geringem Masse modifiziert werden. Obwohl bei

der Hebung die Soll-Lage aus statischen Gründen nicht ganz erreicht wurde, kann die zukünftige Nivellette der Fahrbahn akzeptiert werden.

Das Bauwerk befindet sich trotz der schweren Beschädigung durch das Unwetter nach der Rekonstruktion in einem guten Zustand. Bei der Belastungsprobe hat sich ein einwandfreies Verhalten bei zentrischer Belastung ergeben. Nach Abschluss der laufenden Sanierungsarbeiten wird eine zusätzliche Belastungsprobe durchgeführt.

Zum guten Gelingen der Rekonstruktion haben insbesondere die sofort nach dem Unwetter durchgeführten Sicherungsarbeiten, die zutreffende Analyse durch den Experten, das gewählte Vorgehen und die zur Verfügung stehenden Mittel, die weitsichtige Disposition der notwendigen Gerüste und Installationen für die Hebung, eine in allen Bereichen kompetente und ideenreiche Projektleitung und die ausgezeichnete Teamarbeit der GU beigetragen.

Grosser Dank gebührt jedoch auch den Geometern, allen Arbeitern, Spezialisten und Führungskräften, die zum Teil bei grosser Gefährdung und unter ständigem Zeitdruck eine enorme Leistung erbracht haben.

Abschliessend möchte der Projektverfasser dem Bauherrn für den Auftrag und die kompetente Projektleitung, dem Experten für seine unermüdliche und tatkräftige Unterstützung und allen übrigen Mitgliedern des Projektteams für die ausgezeichnete und wertvolle Zusammenarbeit herzlich danken. Auch meinen Mitarbeitern möchte ich für ihren grossen Einsatz bestens danken.

Adresse des Verfassers: H. Moretti, Bauingenieur HTL, c/o Ingenieurbüro E. Winkler + Partner AG, Effretikon/Wassen.

Bauleitung

Rekonstruktion der Reussbrücke Wassen

In den folgenden Abschnitten werden die Probleme und Aufgaben der Bauleitung, die einzelnen Bauphasen, das Bauprogramm sowie die Bauausführung mit den speziellen Randbedingungen (Gefährdung, Termindruck, Witterung, Lawinengefahr usw.) aufgezeigt und beschrieben.

Organisation und Aufgaben

Nach Durchführung der Notmassnahmen an der Fundation und den Sicherungsarbeiten am Überbau wurde das

VON ANDRÉ VON GLUTZ,
WASSEN

Projektteam für die Brückenrekonstruktion durch die örtliche Bauleitung erweitert. Die komplexen und vielfältigen Probleme verlangten eine permanente Anwesenheit der Bauleitung mit 1-2 Ingenieuren auf der Baustelle. Südlich der Reussbrücke, zwischen Autobahn und Kantonsstrasse, wurde ein Containerdorf mit Baubüro, Sitzungszimmer und der weiteren notwendigen Infrastruktur installiert. Die Aufgabe der Bauleitung umfasste in erster Priorität die Überwachung der Qualität der auszuführenden Arbeiten sowie das Einhalten der Termine und Kosten. Im Laufe der Bauausführung wurden die Aufgaben jedoch wesentlich vielfältiger.

In einer ersten Phase musste die Zustandskontrolle am Bauwerk durchgeführt werden. Zudem waren Riss- und Massaufnahmen als Projektierungsgrundlage vorzunehmen. Im Rahmen der Bauausführung wirkte die Bauleitung als verlängerter Arm der Generalunternehmung (GU) und koordinierte

täglich die kleinen und grösseren Probleme der vielen Unterakkordanten. Durch die ständige Präsenz auf dem Bauplatz wurden der Bauleitung weitere Arbeiten übertragen, wie z.B. das Ausmass- und Rapportwesen. Im weiteren wurden alle zusätzlich beteiligten Firmen, Spezialisten, Werke usw. durch die Bauleitung koordiniert und eingesetzt. Als örtliche Stelle belieferte die Bauleitung alle Mitglieder des Projektteams mit den notwendigen Angaben über den Baufortschritt, Messresultate und Informationen über spezielle Probleme.

In den Wintermonaten und vor der Hauptreisesaison sind weitere Aufgaben dazugestossen, insbesondere der Lawinendienst sowie die Koordinationen mit dem Autobahn-Werkhof und der Autobahnpolizei. Anspruchsvoll und interessant waren ausserdem die vielfältigen Aufgaben, die der Bauleitung vom Bauherrn übertragen wurden.

Bauphasen

An der 1. Projektleitersitzung wurde vom Experten ein Bauprogramm vorgelegt, das ohne Unterbruch durch winterliche Verhältnisse mit einer Rekonstruktionsdauer von einem Jahr rechnet, d.h. den Abschluss der Arbeiten bis August 1988 vorsah. In einem späte-

ren Zeitpunkt hat die Bauherrschaft verlangt, die Reussbrücke Wassen auf die Sommersaison provisorisch dem Verkehr zu übergeben mit der Möglichkeit einer erneuten Sperrung im Herbst 1988.

Die Rekonstruktion und Sanierung der Reussbrücke dauerte vom 25. August 1987 bis zum 30. Juni 1989 mit zwei Unterbrüchen für die Verkehrsentlastung (Sommer und Winter 1988) (vgl. Bild 1). Nachfolgend werden die einzelnen Phasen generell beschrieben.

Notmassnahmen und 1. Sicherung

Zeitdauer: 25. August bis Mitte Oktober 1987. Unmittelbar nach dem Unwetter wurden organisatorische und bauliche Sofortmassnahmen durch den Kanton Uri, Bauamt Uri, Werkhof Göschenen und die Verkehrspolizei eingeleitet.

Bei den baulichen Massnahmen wurde in den ersten Tagen die Notschüttung zur Sicherung und Stabilisierung des abgesenkten Pfeilers J und der Stützmauer der Kantonsstrasse ausgeführt. Dann folgte die Ufersicherung der Reuss bei den Flusspfeilern mittels Blockteppich. Im Bereich der Haupttrisse beim Pfeiler J wurde der Überbau mit massiven Stahlträgern und Aufhängestangen in zwei Etappen gesichert. Als Grundlage für das Rekonstruktionskonzept wurde eine umfangreiche Bohrkampagne begonnen.

Bauphase 1: Rekonstruktion Hauptphase

Zeitdauer: Mitte Oktober 1987 bis 15. Juli 1988. Die Hauptphase der Rekonstruktion hatte zum Ziel, die Talspur der Reussbrücke mit allen zur Verfügung stehenden Mitteln so rasch wie möglich unter Berücksichtigung des vom Bauherrn definierten Grundsatzes [a) Sicherheit und Qualität, b) Termin und c) Kosten] wieder in Betrieb zu nehmen (Bild 2).

Im Anschluss an die Not- und ersten Sicherungsmassnahmen folgten die Bodenverfestigungen mit Jettingankern und Jettingpfählen. Nach dem Erstellen der Baugrube für das Bohrplanum konnte mit den Bohrpfählen begonnen werden. Anschliessend wurde das massive Bankett noch im Dezember 1987 erstellt. Die günstigen Winterverhältnisse im Januar 1988 erlaubten das Aufrichten des Stahlgerüsts von 100 t innert 2 Wochen, damit anschliessend mit den Pressen- und Messinstalltionen begonnen werden konnte. Durch

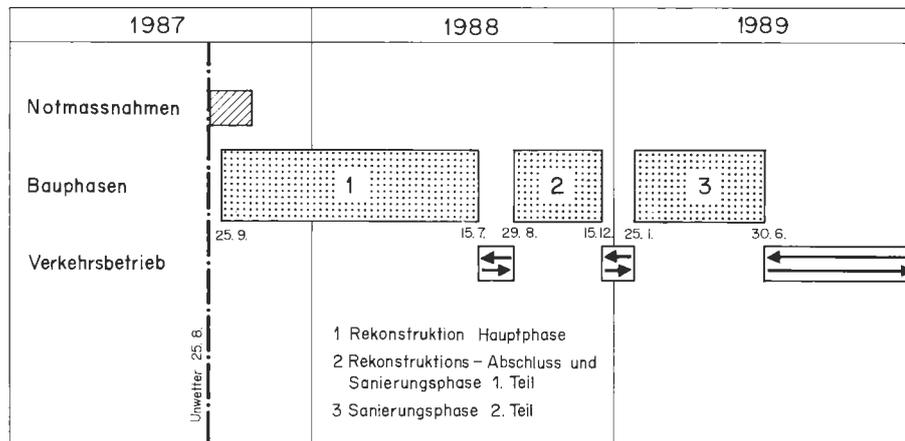


Bild 1. Bauzeit/Bauphasen

Bildautor: A. von Glutz



Bild 2. Gesamtübersicht der Reussbrücke in Richtung Nord, Reusslauf, Oktober 1987

Bildautor: A. von Glutz

die zunehmende Lawinengefahr musste der Pfeilerschnitt um einige Wochen verschoben werden. Die Verstärkungsarbeiten im Brückentrog wurden dafür vorgezogen. Erst im April 1988 konnte der Pfeilerschnitt am Pfeilerfuss J vorgenommen werden. Die letzte Hebe-phase erfolgte nach dem Verguss der Hauptrisse und dem Einbau der Brückentrogverstärkungen mit der neuen Vorspannung. Nach erfolgreicher Belastungsprobe wurde die Brücken-fahrbahn mit einer Oberflächenbehandlung abgedichtet und instandgestellt.

Am 15. Juli 1988 konnte dann die Tal-spurbrücke termingerecht für den Som-merverkehr geöffnet werden (Bild 3).

Bauphase 2: Abschluss der Rekonstruktion Sanierungsphase 1. Teil

Zeitdauer: 29. August bis 15. Dezember 1988. In der 2. Bauphase konnten die Rekonstruktionsarbeiten abgeschlossen werden. Die umfangreichen Risse am Brückentrog und Pfeiler wurden mit Kunstharz injiziert. Anschliessend erfolgte das Einbetonieren des Pfeilers im Bankett. Jetzt konnte die Pressen-kraft auf den Pfeiler umgesetzt werden, der Pfeiler hat seine ursprüngliche Funktion wieder übernommen. Der Bereich unterhalb des Lehnenviaduktes Kantonsstrasse musste mit zusätzlichen Jettingarbeiten verfestigt werden.

Parallel zu diesen Arbeiten verliefen die Sanierungsarbeiten auf der Brük-kenfahrbahn mit der Konsolkopf-Re-profilierung. Die Leitplankenpfosten wurden nicht mehr eingegossen, son-dern mittels Klebedübel aufgeschraubt.

Bauphase 3: Sanierungsphase 2. Teil

Zeitdauer: 25. Januar bis 30. Juni 1989. Für die Entfernung des alten Belages und der bestehenden Abdichtung wur-den verschiedene Vorversuche durch-geführt. Der Belagsabbruch erfolgte mit dem Pneubagger, die stark am Be-ton haftende, teilweise jedoch gerissene Teerepoxy-Schicht musste mittels Fein-

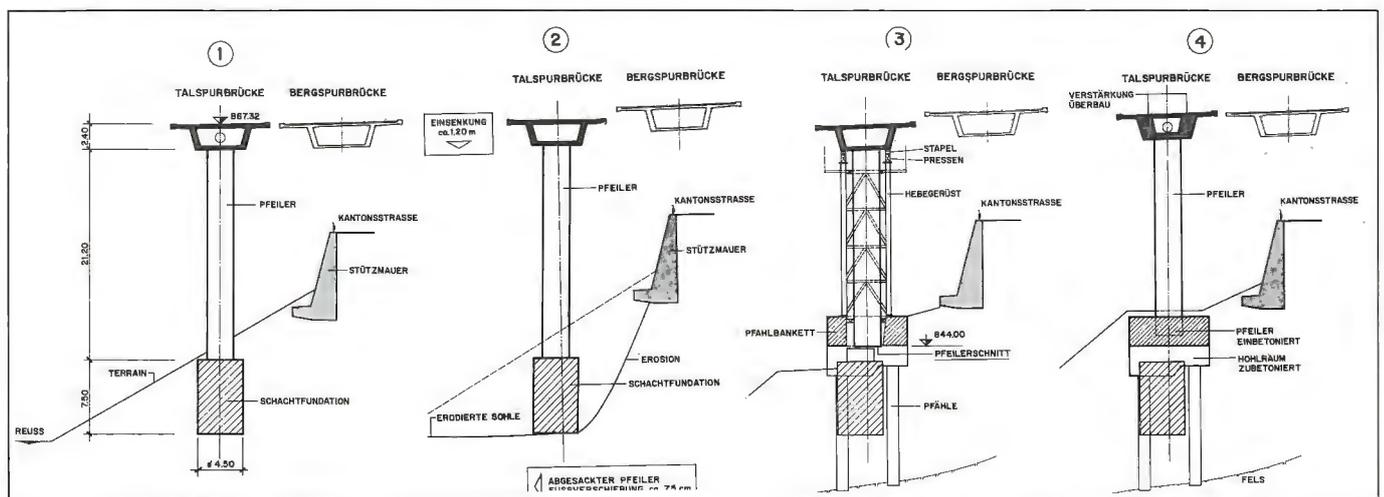


Bild 3. Schaden- und Rekonstruktionsphasen

Bildautor: H. Moretti

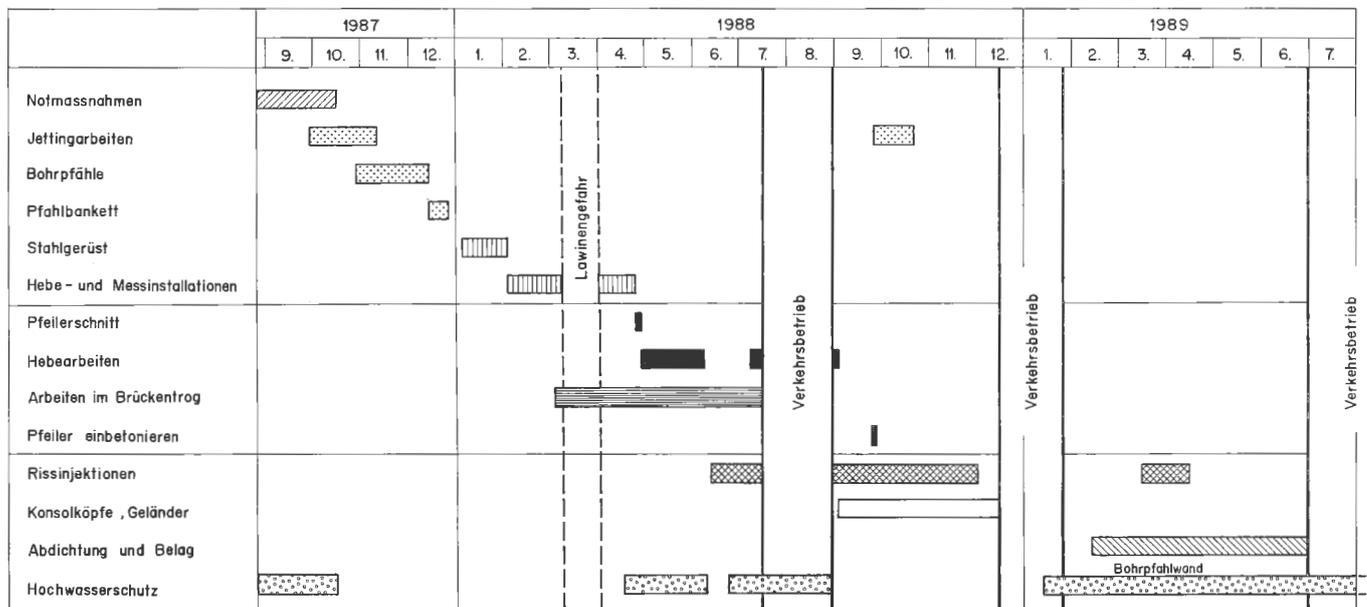


Bild 4. Bauausführung Reussbrücke Wassen

Bildautor: A. von Glutz

fräse und anschliessendem Kugelstrahlen entfernt werden. Parallel zu diesen Arbeiten konnten die Fahrbahnübergänge Nord und Süd abgebrochen werden. Das Versetzen der neuen Übergänge war erst nach dem Ersetzen der teilweise stark beschädigten Anschlussarmierung wieder möglich. Bei den Konsolköpfen wurden noch Beschichtungen aufgebracht. Nach dem Aufbringen der neuen Abdichtung auf der Brückenfahrbahn folgte zum Schluss der dreischichtige Gussasphaltbelag.

Im Zuge dieser Sanierungsarbeiten und vorhandenen Sperrungen hat sich der Bauherr entschlossen, auch die südlich der Reussbrücke gelegene Stützmauer 7 und die Kirchbergbrücke vollständig zu sanieren.

Zum Schutze der nördlichen Flusspfeiler B und G und des Widerlagerbereiches Nord vor weiteren Erosionen haben Ende Februar 1989 die Spezialtiefbau-Arbeiten für die Bohrpfahlwand, kombiniert mit Jettingpfählen, begonnen.

Bauausführung

Die Notmassnahmen und ersten Sicherungsarbeiten sind unter der Leitung des Bauamtes Uri ausgeführt worden. Nach und nach hat das Bauamt die Überwachung und Organisation der örtlichen Bauleitung übertragen (Bild 4).

Überbausicherung

Die Montage der Überbausicherung im Pfeilerbereich J mit massiven Stahlträgern und Zugstangen hat sich als sehr schwierig erwiesen, da sich die Brücke in einem kritischen Zustand befunden hat und somit ein Zugang mit Geräten

nur ausserhalb der beschädigten Brücke möglich war. Die oberen Träger sind mit einem Pneukran von der gesperrten Bergspurbrücke aus eingebaut worden, die unteren Träger konnten ab Kantonsstrasse montiert werden. Alle Arbeiten wurden laufend durch Messungen überwacht.

Jettingarbeiten

Am 30. September 1987 konnte der Generalunternehmer mit den Bodenverfestigungsarbeiten beginnen. In einer ersten Phase ging es um die Sicherung der Stützmauerfundation der Kantonsstrasse im Bereich des Pfeilers J. In regelmässigen Abständen wurden senkrecht und leicht zur Vertikalen geneigte Jettingpfähle (mit Stahl \varnothing 40 mm) bis in eine Tiefe von 13,00 m eingebaut. Der Stützmauerfuss wurde zudem mit drei Bodenankern gesichert. Mit weiteren Jettingarbeiten wurde das mit der Notschüttung eingebaute lockere Material verfestigt. Beim Bohren mussten laufend grosse Granitblöcke durchfahren werden. Das Feinmaterial, das seinerzeit bei den Schütтарbeiten von der Reuss laufend ausgeschwemmt wurde, fehlte im Boden, was zu einem grossen Zementverbrauch bei den Bodeninjektionen und zu einer möglichen Reussverschmutzung führte.

Baugrube für Bohrplanum

Für das Herrichten des Bohrplanums musste um den Pfeiler J herum eine grosse Baugrube ausgehoben werden. Die obere Etappe der Notschüttung mit Blöcken und Beton wurde nun mühevoll mit dem Spitzhammer wieder abgebaut. Die praktisch vertikale Baugrubenwand stützte sich auf die vorgängig erstellten Jettingpfähle (bergseitig und seitlich) ab. Nach Erreichen der halben Aushubhöhe musste die Baugruben-

wand zusätzlich mit Spritzbeton gesichert werden, ebenso nach Abschluss der Aushubarbeiten. Das Bohrplanum konnte nun plangemäss hergerichtet werden.

Bohrpfähle

Vor Beginn der Bohrpfahlarbeiten wurden pro Pfahl 8 Jettingpfähle kreisförmig ausserhalb des späteren Bohrpfahles erstellt, um das Bohren ohne Verrohrung zu ermöglichen und damit Setzungen im Pfeilerbereich zu verhindern.

Am 28. Oktober 1988 hat das erste Drehbohrgerät die Arbeit aufgenommen. Der Zustand der Brücke erlaubte keine Erschütterungen durch Meisseln oder Sprengen. Während in den oberen Bohrm Metern die Leistung genügte, hat sich der Bohrfortschritt, insbesondere auf dem Niveau der Reusssohle als Folge der grobblockigen Notschüttung rapide verschlechtert. Zur Leistungssteigerung wurden die folgenden Massnahmen getroffen:

- Installation eines 2. Bohrgerätes
- Meisselversuch mit Erschütterungsmessungen
- Nachtarbeit (2-Schichten-Betrieb)
- Samstagarbeit und in einer späteren Phase auch zusätzlich Sonntagsarbeit (Bild 5).

Bei den Erschütterungsmessungen wurden verschiedene Sondenstandorte mit Meisselfallhöhen von 0,50–3,00 m im Bohrloch ab 5,00 m Tiefe gewählt. Die max. Beschleunigung hat einen Messwert von 0,75 mm/s ergeben. Damit konnten Meisselarbeiten mit einer Fallhöhe von 1,00–1,50 m zugelassen werden (Bild 6). Durch das sehr harte Granitgestein war der maschinentechnische Verschleiss gross, die Dreh-Bohrkronen mussten laufend ausgewechselt

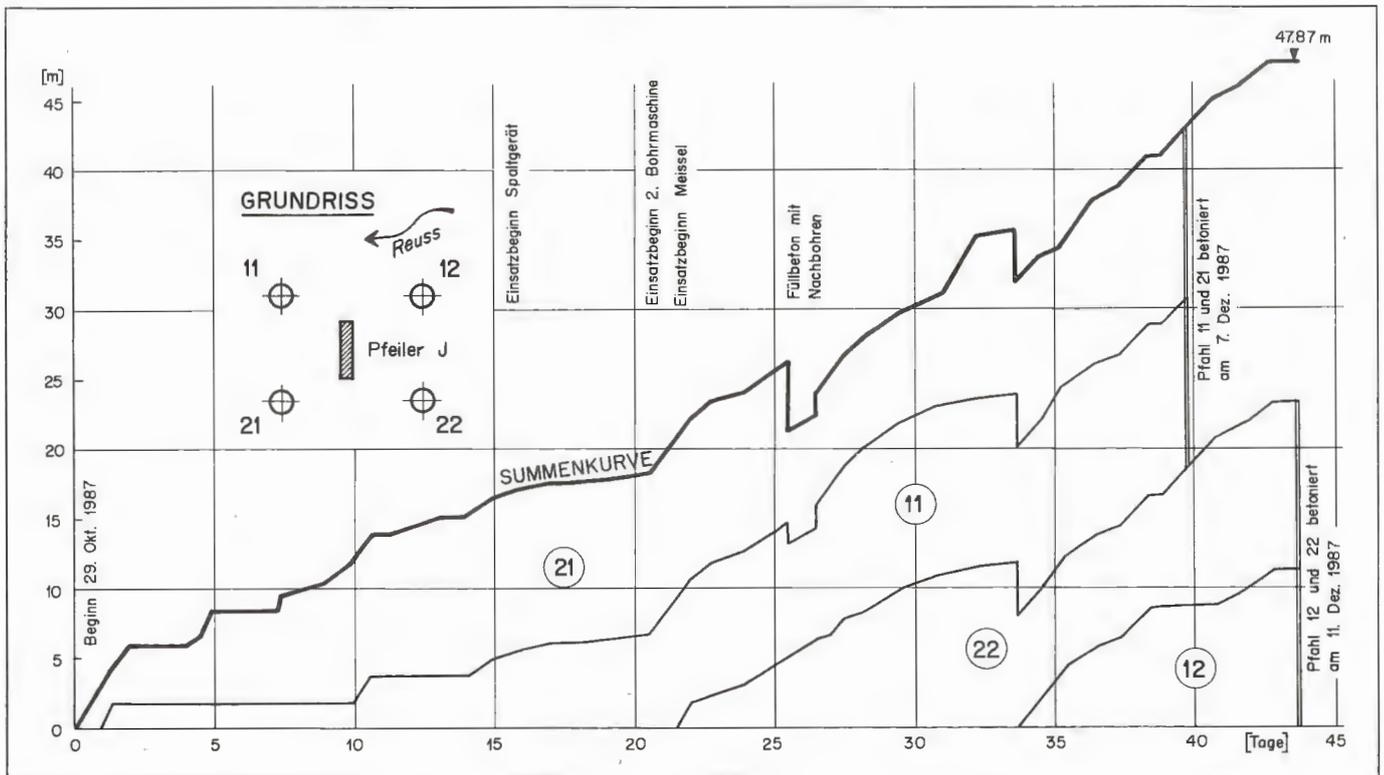


Bild 5. Leistungskurve der Bohrpfahlarbeiten

Bildautor: A. von Glutz

werden, auch Getriebe- und Getriebe-
stangenbrüche führten zu Arbeits-
unterbrüchen.

Mit zunehmender Bohrtiefe ver-
schlechterte sich die Standfestigkeit der
Bohrwandung, dies als Folge von un-
vollständigen Jettingsäulen, die wäh-
rend der Ausführung durch Bodenwas-
serströmungen die frischen Zementin-
jektionen ausspülten. Durch Ausbeton-
ieren und Nachbohren konnte das
Überprofil gefüllt werden; dies führte
zu einer Verringerung des eindringen-
den Wassers. Die Bohrpfähle wurden
rund 50 cm im anstehenden Granitfels
eingebunden (Bild 7) und mit je 4 Dü-
belrundeisen verankert. Anschliessend
folgte der Einbau der üblichen Pfahlar-
mierung mit Spiral- und Längseisen.
Das Betonieren erfolgte mit dem Fall-
rohr ohne nennenswerte Probleme.

Pfahlriegel und Pfahlbankett

Die Pfahlriegel verbinden je 2 Bohr-
pfähle quer zur Brückenachse und
haben die Abmessungen 8,00/1,50/
3,00 m. Das Betonieren mit Fliessbeton
diente als Versuch für die Anwendung
beim massiven Bankett. Das Bankett
weist erhebliche Abmessungen auf
(12,00/8,00/3,00 m) und ist mit unten-
liegenden, teilweise parabelförmigen
Kabeln vorgespannt. Die Soll- und Ist-
Lage des Brückenpfeilers wurde
köcherförmig ausgespart.

An die Bankettschalung wurden, insbe-
sondere in bezug auf die Verankerung,
wegen der beachtlichen Betonierhöhe

grosse Anforderungen gestellt. Am
22./23. Dezember 1987 konnte der Ban-
kettbeton in zwei Etappen mit Rutsch-
rohren ab Kantonsstrasse eingebracht
werden. Der Unterbruch über die Fest-
tage konnte für das Abbinden und Er-
härten genutzt werden. Die Betontem-
peraturen wurden über eine eingebaute
Sonde mittels Temperaturschreiber
aufgezeichnet. Am 5. Januar 1988 wur-
de eine Temperatur von 35 °C gemes-
sen. Der Temperaturabfall pro Tag be-
trug rund 2 °C.

Stahlgerüst

Ab 5. Januar 1988 folgten die ersten
Vorbereitungen auf dem Betonbankett
mit dem Bohren der Schubdübellöcher
und dem Versetzen der Klebeanker.
Die hauptsächlichen Montagearbeiten
des massiven Stahlgerüstes konnten mit
einem Pneuroman auf Kantonsstrasse vor-
genommen werden. Der schwere Mit-
telteil reussseitig musste mit dem Pneu-
man von unten her ab Baupiste einge-
baut werden (Bild 8 und 9).



Bild 6. Übersicht Bohrpfahlarbeiten mit zwei Geräten bei Pfeiler I, November 1987
Bildautor: A. von Glutz



Bild 7. Unverrohrtes Bohrloch, Tiefe ca. 12 m
Bildautor: A. von Glutz

Arbeiten im Brückentrog

Der Brücken-Hohlkasten ist mit 2,00 m Höhe und einer mittleren Breite von rund 5,00 m normal begehbar. Im Stützenbereich sind massive Querträger eingebaut mit einer kreisförmigen Durchgangsöffnung. Die notwendigen Arbeiten im Brückentrog wurden durch mehrere, an der Fahrbahn aufgehängte Werkleitungen beeinträchtigt. Das Verstärkungskonzept sah vier Längsvorspannkabel mit massiven Betonverstärkungen beim Widerlager Nord und Süd sowie beim Pfeiler J im Brückentrog vor. Zur Bewältigung dieser Aufgabe wurde vorgängig eine Innenbeleuchtung installiert und beim

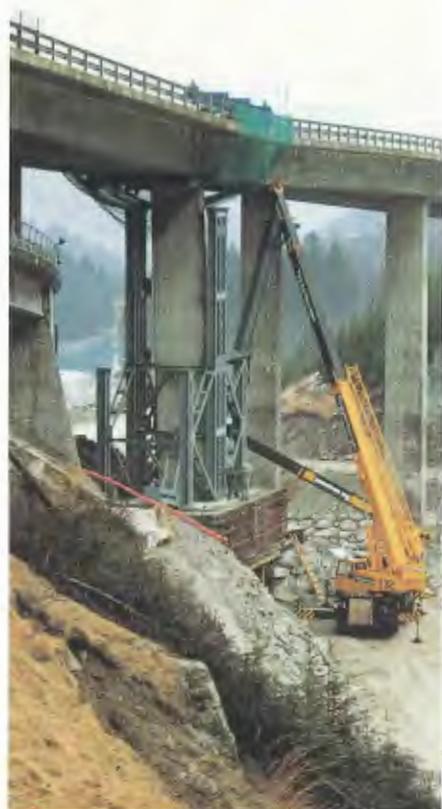


Bild 8. Montage des Stahlgerüsts mit Pneukran ab Baupiste linkes Reussufer
Bildautor: A. von Glutz

Widerlager Süd der bestehende Einstieg vergrössert. Beim Widerlager Nord war ein Zugang zu schaffen.

Mitte März 1988 haben die Werkleitungsumlegungen vom Kasteninneren auf den Brückenkonsolkopf begonnen. Nachdem die Arbeiten beim Pfeilerfuss durch die andauernde Lawinengefahr blockiert waren, konnten die ersten Bohrarbeiten an den Querwänden für die späteren Längsvorspannkabel früher als im Bauprogramm vorgesehen in Angriff genommen werden. Spezielle Probleme der Genauigkeit mussten bei der Ausführung der Kernbohrungen gelöst werden, da die Bohrungen im Zeitpunkt der noch abgesenkten Brücke erfolgten, jedoch für den Zustand nach der Hebung zu genügen hatten. Vor den Hebearbeiten wurden die beiden Hauptrisse nördlich und südlich des Pfeilers J mit Hydrojetlanzen um einige Zentimeter ausgeweitet. Die gleiche Firma führte die Aufrauharbeiten mit Hochdruckwasserstrahl im Bereich der Betonverstärkungen aus.

Relativ einfach liess sich die Verdübelung zwischen bestehendem Beton und den Verstärkungen (Druckplatten, Längs- und Querträger) mittels Hilti-Verbundbolzen mit Kappenmuttern bzw. Klebankern aus Stahl III realisieren.

Das Schalungsmaterial, die Armierung und die Zulagekabel für die Verstärkung der Bodenplatte, Wände und Querriegel musste mühevoll durch die eingangs erwähnten Öffnungen bis zum Bestimmungsort von Hand transportiert werden (Bild 10). Gewisse Schwierigkeiten ergaben sich beim Betonieren der Längs- und Querträger. Für das Einbringen des Betons standen grundsätzlich keine Öffnungen in der Fahrbahnplatte zur Verfügung. Der Pumpbeton wurde daher unter Druck eingebracht.

Spezielle Aufgaben/ Randbedingungen

Lawindienst: Organisation/Gefahren

Im Kanton Uri werden die Weisungen und Warnungen durch die Arbeitsgruppe Lawinewarndienst mit den beiden Lawinenzentralen Andermatt und Altdorf sichergestellt. Die verschiedenen Gefahrengrade von 0 bis 3 werden über das Bauamt Uri oder direkt den wichtigsten Baustellen mitgeteilt. Die Baustelle «Reussbrücke N2 Wassen» liegt im Gefahrenbereich der Krummlau und der Moostallau. Beide Lawinenzüge können als Staub- oder Fließlawine niedergehen.



Bild 9. Montage der Querverstrebungen
Bildautor: A. von Glutz

Wenn die Krummlau als Fließlawine in der vorhandenen Rinne niedergeht, wird sie kurz vor der Autobahn N2 durch den künstlichen Damm in Richtung Süden umgeleitet. Bei einem Staubbiedergang verlässt die Lawine die natürliche Rinne im mittleren Hangbereich und erreicht die Zone der Brückenpfeiler H-J.

Die Moostallau mit einem mächtigen Einzugsgebiet von rund 24 ha in den Diederbergen stösst als Staub- oder Fließlawine in der natürlichen Rinne direkt in Richtung Brückenpfeiler J vor. Bei einem grösseren Niedergang wie z.B. am 24. April 1986 wird die Reuss durch den Schneekegel aufgestaut; beim Durchbruch entsteht dadurch Hochwassergefahr. Durch die Lawinen sind, je nach Umfang, Personen im Bereich der Reussbrücke gefährdet (Bild 11).

Die Arbeitsgruppe Lawinewarndienst hat deshalb für den Winter 1987/88 die folgenden Weisungen erteilt:

- Lawinengrad 1: Einstellen der Arbeiten beim Pfeilerfuss J, Sperren der Baupiste am linken Reussufer.
- Lawinengrad 1-2: Nur noch kurze Arbeitseinsätze auf Höhe OK Pfahlbankett mit Hangbeobachtung und Warnung.
- Lawinengrad 2: Zunehmende Lawinengefahr, die Arbeiten sind einzustellen.
- Lawinengrad 2-3: Sperrung der Kantonsstrasse (Bild 12).



Bild 10. Brückentrog-Verstärkung, Vorspannung und Armierung
Bildautor: A. von Glutz

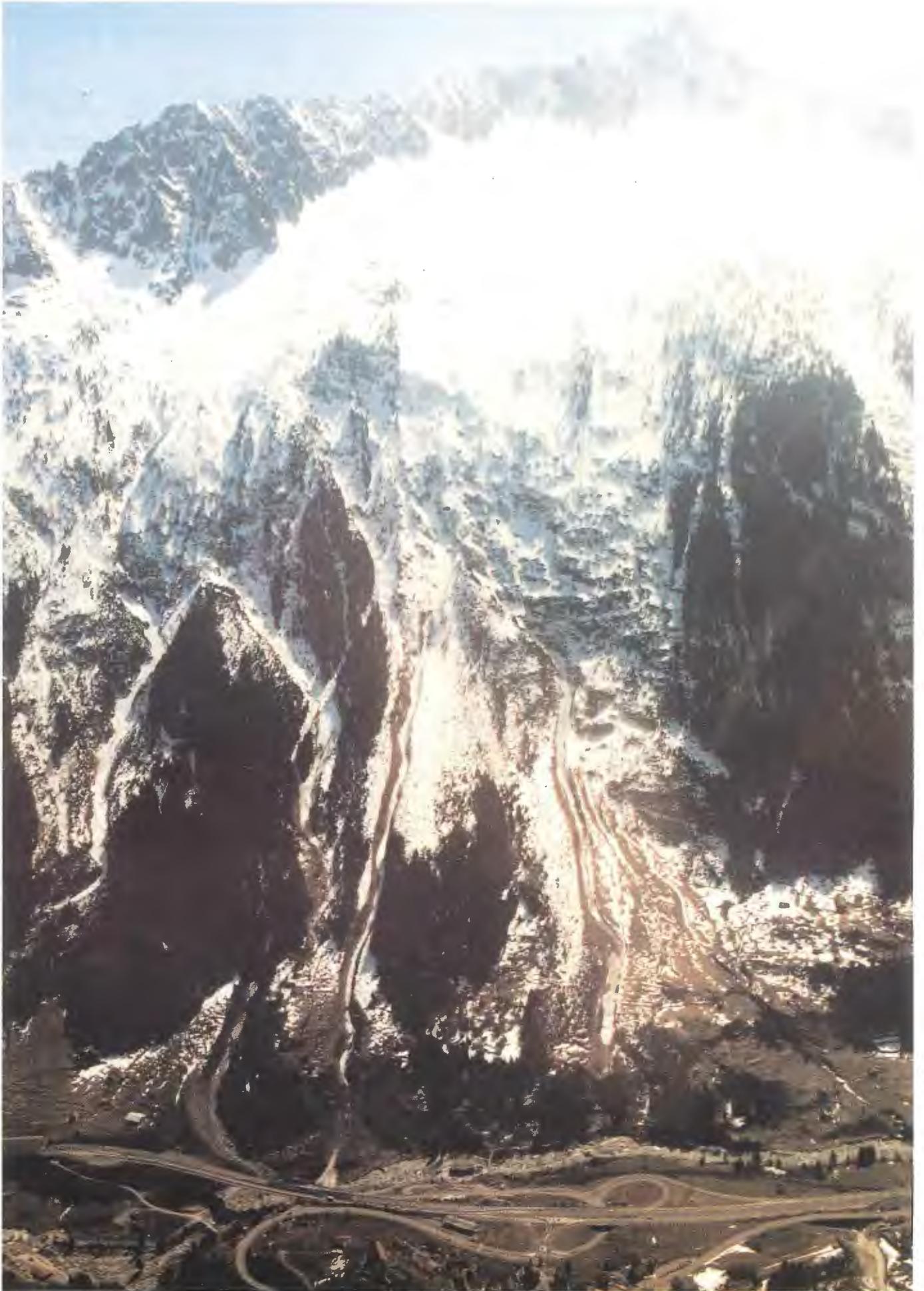
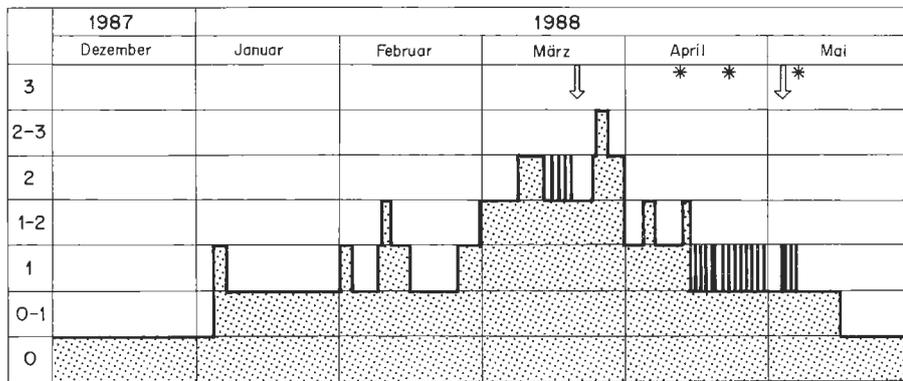


Bild 11. Gesamtübersicht des Lawinengebietes Diederberge mit den einzelnen Lawinenzügel

Bildautor: T.R. Schneider



* Schneeprofil - Aufnahmen im Einzugsgebiet Diederberge (11. April, 22. April und 4. Mai)

↓ Fließlawine bis ins Reussbett (21. März 12³⁰ und 3. Mai 18¹⁰)

Bild 12. Lawinengrad-Diagramm

Bildautor: A. von Glutz

Bauarbeiten während der Winterperiode

Die ausserordentlich günstigen Witterungsbedingungen im Spätherbst 1987 und zu Beginn des Jahre 1988 erlaubten die Fortsetzung der Bauarbeiten und Installationen für die Brückenhebung bis in die zweite Hälfte Februar. Am 24. Februar 1988 mussten die Vorbereitungen für den Einbau des Gleitlagers beim Pfeilerfuss infolge zunehmender Lawinengefahr und täglicher Schneefälle unterbrochen werden. In dieser Zeit wurde die Gerüstbühne am Pfeilerkopf mit einem Stahlgitter eingekleidet, die Stapelhalterung konnte so noch vor dem Arbeitsunterbruch eingebaut werden. Weitere starke Schneefälle führten am 7. März zum Lawinengrad 2 und somit zur Arbeitseinstellung, mit Ausnahme der Arbeiten im Brückentrog. Eine Verbesserung der Lage ab 14. März war nur von kurzer Dauer, der Lawinengrad änderte jeweils am Mittag von 1-2 auf 2. Am 21. März ist im Moostal eine Lawine bis ins Reussbett vorgestossen. Schnee- und Regenfälle verschlechterten die Situation erneut und verlangten die vollständige Räumung der Baustelle am 25. März vormittags bei Lawinengrad 2-3. Die Kantonsstrasse Wassen-Gurtellen musste vorsorglich gesperrt werden. Nachdem sich die Lawinensituation Ende März 1988 etwas verbesserte, musste im Interesse des gedrängten Bauprogrammes nach einer neuen Lösung gesucht werden. Für die Arbeiten am Pfeilerfuss wurde eine Spezialregelung getroffen: Arbeit in den frühen Morgenstunden von 03.00 bis 10.00 bzw. 12.00 Uhr. Um eine realistische und ortsbezogene Beurteilung vorzunehmen, haben die Lawinenfachleute am 11. April 1988 an der oberen Kante des Einzugsgebietes der Diederberge auf 2420 m ü.M. Schneeschicht-Untersuchungen durchgeführt (Rammprofil, Schichtprofil und Rutschkeil).

Ein Vergleich mit dem Schneeprofil Gütsch, 6 km südlich der Diederberge im Raume Andermatt, zeigte analog die schlechte Schicht im untersten Teil (körnige Schwimm-Schneesohle mit nur 3 kg Widerstandswert). Bei einer Erwärmung musste mit einem Abgleiten der Schneemasse gerechnet werden. Es wurde daher erneut festgelegt, dass eine Arbeit beim Pfeilerfuss nur bei Lawinengrad 0-1 zugelassen ist in der Zeit von 06.00 bis max. 14.00 Uhr. Aufgrund der tiefen Temperaturen konnten die Bohr- und Fräsarbeiten am Pfeilerfuss und der Gleitlagereinbau vom 15.-22. April 1988 vorgenommen werden (Bild 13).

Um den Pfeilerschnitt zu ermöglichen, wurden im Einzugsgebiet am 22. April 1988 erneut Schneeschicht-Untersuchungen durchgeführt. Das 2. Schneeprofil präsentierte sich etwas günstiger und kompakter. Bei einer starken Durchnässung hätte die Gefahr des Abgleitens bestanden. Durch die zunehmende Erwärmung musste jedoch nicht mehr mit einer Staublawine gerechnet werden. Bei einer Fließlawine wurde es zunehmend unwahrscheinlicher, dass der Schneekegel weit über das Bankett-Niveau hochgehen und somit das Stahlgerüst gefährden konnte. Die Durchführung des Pfeilerschnittes war somit ab 26. April 1988 zu verantworten.

Dokumentation

Einen wesentlichen Aufwand erforderte die Bereitstellung einer umfassenden Dokumentation für das Projektteam und die weiteren Beteiligten. Es sind folgende Dokumente erstellt worden:

- Fotodokumentation
- Messwerte für sämtliche Hebephasen (EDV-Messungen aus der Messzentrale)
- Tagesaktivitäten, insbesondere in der Anfangsphase Pfeilerschnitt und Hebung.

In der Tabelle 1 sind die Aktivitäten vom 26. April 1988 bis 20. Mai 1989 dargestellt.

Brückenhebung

Tagesaktivitäten vom 26.4.-20.5.1988

Datum	Tätigkeit	Bemerkungen	Phase
26.4.1988	Trennen Zugarmierung		
27.4.1988	Trennen Zugzone		
28.4.1988	Brennen Druckzone	1. Teil	
29.4.1988	Brennen Druckzone Pfeilerentlastung	2. Teil $\sigma_y = 97 \text{ mm}$	2
3.5.1988	Pfeilerfussentlastung		
4.5.1988	Abheben Pfeiler	$G = 5750 \text{ kN}$	
5.5.1988	Umlagerung P_1, P_2 Rückdrehung 1. Versuch		
6.5.1988	Rückdrehung 2. Versuch (Bespr. Prof. Menn)	Torsion auf Überbau	3
9.5.1988	Rückdrehung 3. Versuch (Bespr. Prof. Menn)		
10.5.1988	Beginn Hebung	σ_z 8-13 cm	
11.5.1988	Beginn Hebung	σ_z 20-25 cm	
13.5.1988	Fortsetzung Hebung	σ_z 32-37 cm	
16.5.1988	Fortsetzung Hebung Ausgleich σ_z in Längsrichtung	σ_z 42-47 cm leichte Torsion auf Überbau	4
17.5.1988	Fortsetzung Hebung (Bausitzung)	Begrenzung P 7500 kN Z 52-57 cm	
18.5.1988	Fortsetzung Hebung	Begrenzung e, P 8000 kN σ_z 62-67 cm	
19.5.1988	Fortsetzung Hebung	Begrenzung c, P 8200 kN σ_z 72-77 cm	
20.5.1988	Fortsetzung Hebung	σ_z 75-80 cm Hebung durch Begrenzung e, P eingestellt	

Baustellenüberwachung

Die Überwachung der Baustelle bzw. des Bauwerkes beinhaltete die folgenden Aufgaben:

- Vermessungstechnische Überwachung
- Überwachungen durch die Bauleitung
- Baustellenbewachung

Vermessungstechnische Überwachung

Nach dem Schadenfall wurde die Nivellette der Fahrbahnplatte in zwei Längsprofilen über die ganze Brücke durch die Vermessungsabteilung des Bauamtes Uri laufend bestimmt. Im Bereich des Pfeilers J mussten zudem vier engmaschige Profile $L = 16,00 \text{ m}$, Punktabstand 50 cm, gemessen werden. Das Messintervall betrug in den ersten Monaten 1 Woche und konnte dann später auf 2 Wochen ausgedehnt werden.

Während der Hebearbeiten war eine Intervallverkürzung auf 1-2 mal pro Woche zweckmässig, um die Änderungen der Knoten- und Trägerkrümmungen zu erhalten. Das Vermessungsbüro A. Hodel, Altdorf, hat in einer ersten Phase den Ist-Zustand des Bauwerkes nach dem Unwetter von 1987 aufgenommen und mit der früher geplanten bzw. vorhandenen Geometrie der Brücke verglichen. Die neu entstandene To-



Bild 13. Bohr- und Fräsarbeiten am Pfeilerfuss für den Einbau des Gleitlagers
Bildautor: A. von Glutz

pografie der Brückenumgebung, wie Reusslauf, Abbruchkanten, Notschüttungen usw. wurden mittels Photogrammetrie bestimmt.

Durchgeführte Überwachungsmessungen:

- Stützmauer Kt.-Strasse, Mauerkrone und OK Fundament (Intervall 1× pro Woche)
- Widerlager Nord und Süd
- Konsolkopf bei Pfeiler J, temperaturabhängiges Verhalten
- Verschiebungskontrolle Pfeiler J am Pfeilerfuss x, y, z-Richtung während der Bohrpfahlarbeiten (Intervall 1-2× täglich, je nach Meisselarbeit)
- Ausführung von Beobachtungsmessungen an Pfeiler und Brücke zwecks Bestätigung von projektierten Lageänderungen des Bauwerkes zur Erreichung der Soll-Geometrie (Pfeiler-schnitt und Brückenhebung).

Der Geometer hat zudem das Verhalten der Brücke für diverse Lastfälle beim Belastungsversuch 1 vom 14. Juli 1988 gemessen (Bild 14).

Überwachungen durch die Bauleitung

Nebst den genannten Überwachungsarbeiten hatte die Bauleitung weitere Messungen und Kontrollen vorzunehmen:

- Brückenlagerüberwachung - Lager-spiel
- Temperaturmessungen im Brückentrog
- Betrieb der Wetterstation
- Kontrolle der Glassiegel im Brückentrog und am Pfeiler J
- Erschütterungsmessungen während des Meisselns für die Bohrpfähle
- Bestimmung der Rissbreite an den verschiedensten Stellen des Brückentroges während der Hebearbeiten mit Risslage (in den Beobachtungsfeldern auf der Brückenfahrbahn, bei Pfeiler J ab Gerüstboden, im Bereich der Kt.-Strasse ab Hebebühne und im restlichen Brückenbereich ab Brückenuntersichtsgerät, je nach Hebeschritt 1× pro Std.)



Bild 14. Belastungsversuch mit 6 Vierachs-Lastwagen am 11. Juli 1988 A. von Glutz

- Überwachung des Unternehmers während der Aktivitäten zur sicheren Einhaltung der vorgängig festgelegten Grenzwerte (Pressenkräfte Hauptlasten).

Baustellenbewachung

Verschiedene Zwischenfälle auf der Baustelle veranlassten den Bauherrn, aus sicherheitstechnischen Gründen während der kritischen Hebe-phase eine Baustellenbewachung anzuordnen. Eine Beschädigung der Hebeinstallatio-nen oder der Messzentrale hätte den provisorischen Eröffnungstermin vom Sommer 1988 in Frage stellen können, da verschiedene elektronische Ersatz-teile und Geräte nur im Ausland mit grösseren Lieferfristen erhältlich wa-ren. Die Bewachung durch die Securitas erfolgte jeweils von Arbeitsende bis Arbeitsbeginn und über die Wochenenden, an denen nicht gearbeitet wurde. Vom 18. Mai bis 24. Juni 1988 wurde die Bewachung mit einem Mann sichergestellt, nach weiteren Zwischen-fällen musste die Bewachung auf 2 Mann verstärkt und konnte erst am 31. Oktober 1988 aufgehoben werden (Aus-bau der Hubpressen). Während der Arbeitszeit wurde die Bewachung der Bau-stelle durch die Bauleitung vorgenom-men.

Schlussbemerkungen

Die Bauleitung für die Rekonstruktion der Reussbrücke N2 Wassen war eine aussergewöhnliche, arbeitsintensive, aber sehr interessante Aufgabe. Die aufwendigen Kontroll- und Überwa-chungsaufgaben sowie die vielen Mes-sungen an den verschiedensten Stellen der Kunstbauten konnten nur dank der

guten Mithilfe des Bautechnischen La-bors, Flüelen, der Vermessungsabtei-lung des Bauamtes Uri und des Geome-ters A. Hodel, Altdorf, termingerecht gelöst werden.

Der Generalunternehmer hat wesentli-che Teile der Bauarbeiten an die örtli-che Bauunternehmung R. Kalbermat-ten übertragen, die nebst den Erd- und Betonarbeiten praktisch allen Su-bunternehmern Beihilfe geleistet hat und unmittelbar nach dem Unwetter-ereignis bis zum Abschluss der Bauar-beiten auf dem Platz vertreten war.

Die neuartige Rekonstruktionsmetho-de einer Autobahnbrücke an der wich-tigsten Nord-Süd-Achse hat die ver-schiedensten Fachkreise und Verbände aus dem In- und Ausland veranlasst, die Arbeiten an Ort zu besichtigen. Es war für uns eine grosse Freude, bei den Bau-stellenführungen mitzuwirken. Allen Besuchern danken wir an dieser Stelle für ihr grosses Interesse. Eine besonde-re Ehre erwiesen dem Kanton Uri und dem Projektteam die beiden Herren Bundesrat Adolf Ogi und alt Bundesrat Leon Schlumpf mit ihrem Besuch wäh-rend der Hebearbeiten). Für die gross-artige Zusammenarbeit danke ich dem Generalunternehmer, dem örtlichen Bauunternehmer und allen Subunter-nehmern sowie dem Werkhof Gösche-nen und allen Dienstleistungsbetrie-ben.

Die Talspur der Reussbrücke N2 Was-sen ist betriebsbereit und gehört wieder dem nationalen und internationalen Verkehr Nord-Süd/Süd-Nord.

Adresse des Verfassers: André von Glutz, Bauingenieur HTL, c/o Ingenieurbüro E. Winkler + Partner AG, 6484 Wassen.

Die Rekonstruktion und Sanierung der Reussbrücke Wassen

Das von Herrn Prof. C. Menn entworfene, generelle Konzept für die Rekonstruktion der während des Unwetters im August 1987 beschädigten Reussbrücke Wassen sah vor, dass als Ersatz für das abgesunkene Fundament des Brückenpfeilers J ein neues, massives Fundament zu schaffen war, das sich auf vier Bohrpfähle abstützt, die rund um das alte Fundament angeordnet und bis auf den Felsuntergrund abzuteufen waren. Das neue Fundament sollte gleichzeitig als Basis für ein bis unter den Brückenträger reichendes, schweres Stahlgerüst dienen, auf dem die für die Hebung benötigten hydraulischen Pressen angesetzt werden konnten. Sobald die Brücke über diese Pressen und das Stahlgerüst abgestützt war, sollte der Brückenpfeiler auf der Höhe des neuen Fundamentes durchgetrennt und, nach erfolgter Hebung der Brücke, in dieses eingebunden werden.

Erste Berechnungen hatten gezeigt, dass für die Hebung eine Vertikalkraft von etwa 12 000 kN erforderlich sein

VON E. BRÄM,
ZÜRICH

würde, wobei etwa zwei Drittel dieser Kraft unmittelbar beim Pfeiler J und ein Drittel verteilt auf beide, an die klaffenden Hauptrisse angrenzenden Brückenfelder wirken sollten. Als Angriffspunkte der Hubkräfte kamen nur die beidseitigen Stege des Kastenquerschnittes des Brückenträgers in Frage.

Die Hebeinstallationen

Voraussetzungen

Aus dem vorgeschlagenen Rekonstruktionskonzept ergaben sich im wesentlichen sechs Ansatzpunkte für die Hubpressen, nämlich an der Unterseite des Brückenkastens, direkt unter den beidseitigen Stegen, und zwar einmal beim Pfeiler J und je einmal ausserhalb der Hauptrisse in den angrenzenden Feldern.

Bevor die notwendigen und zweckmässigen Einrichtungen entworfen und vorbereitet werden konnten, war zu ermitteln, welche Bewegungen die Ansatzpunkte der Hubpressen bei der Rückführung der Brücke in ihre ursprüngliche Lage erfahren würden. Deshalb wurden zunächst die aktuelle Lage und Höhe der Untersicht des Brückenkastens und des Pfeilers J mit geodätischen Methoden bestimmt. Aus dem Vergleich mit den ursprünglichen Bauplänen und unter Einbezug der beobachteten Rissbreiten und Längs-

verschiebungen bei den Fahrbahnübergängen konnten folgende Schlüsse gezogen werden:

□ Beim Pfeiler J war die Brücke im Mittel um 111 cm zu heben.

□ Der zwischen den Hauptrissen befindliche Teil des Brückenkastens würde sich um rund 3% um die Brückenaxe zurückdrehen, quer zur Brücke um etwa 7 cm und längs um etwa 3 cm verschieben.

□ Die ausserhalb der Hauptrisse angrenzenden Brückenfelder würden sich ebenfalls verdrehen und seitlich verschieben, allerdings in geringerem Mass als der Mittelteil. Hingegen würde sich deren Längsgefälle in entgegengesetztem Sinn um je 3% ändern, und die Längsverschiebungen würden bis zu etwa 8 cm betragen, bis sich die klaffenden Risse wieder geschlossen hätten.

Die für jeden der sechs Angriffspunkte der Hubpressen ermittelten voraussichtlichen Bewegungen sind in Bild 1 dargestellt. Neben der aktuellen «Ist»-Lage mit der zugehörigen Fallrichtung und dem Gefälle der Brückenunterseite sind die erforderliche horizontale Verschiebung, die vertikale Hebung sowie Fallrichtung und Gefälle der «Soll»-Lage angegeben. Aus dieser Darstellung ging hervor, dass sich jeder Punkt während der Hebung individuell und unterschiedlich bewegen und verdrehen würde, wobei auch noch eine gewisse Marge für die seinerzeitige Bautoleranz in Rechnung gestellt werden musste. Gesucht war demnach ein System von Hebemitteln, das diesen unterschiedlichen Bewegungen ohne Zwängungen folgen konnte.

Als weiteres Problem kam hinzu, dass wegen der konzentrierten Anordnung

der Pressen das übliche Vorgehen zu unerwünschten, zusätzlichen Beanspruchungen im geschwächten Brückenträger geführt hätte, indem das nach jedem Pressenhub notwendige Absetzen der Last auf Stapel immer gewisse, unterschiedliche Setzungen mit sich bringt. Die Lösung bestand deshalb darin, anstelle je einer Presse und eines zugehörigen Stapels zwei Pressen vorzusehen, wobei mit einer der beiden Pressen ein Hub ausgeführt und mit der anderen deren Last ohne jede Höhenänderung übernommen und gleich der nächste Hub ausgeführt werden konnte.

Hubpressen

Als Hubpressen wurden die Typen SPE350 und SPE200 mit 3500 kN bzw. 2000 kN Tragkraft gewählt. Beide Typen weisen die gleiche Bauhöhe von 75 cm und eine maximale Hubhöhe von 20 cm auf. Sie zeichnen sich ferner dadurch aus, dass sie wie Pendelstützen wirken, indem sie am Fuss mit einem Kalottengelenk und am Kopf mit einem Topflager versehen sind, so dass sie bestens geeignet waren, den unterschiedlichen Bewegungen der Abstützpunkte zu folgen.

Entsprechend der erforderlichen Hubkraft wurden im Pfeilerbereich vier Pressen vom Typ SPE350 und in den angrenzenden Feldern je zwei Pressen vom Typ SPE200 benötigt, wobei wegen der oben beschriebenen Verdoppelung insgesamt 16 Hubpressen zum Einsatz kamen. Bei ihrer Anordnung war auf genügende Zugänglichkeit zu achten und auf das vorhandene, aus untergehängten Trägern bestehende Notsicherungssystem Rücksicht zu nehmen, damit in den betroffenen Zonen wenigstens eine der beiden Pressen sofort installiert werden konnte. Um Fehlmanipulationen zu verhüten, wurden alle Pressen numeriert, wobei die eine Garnitur mit dem Buchstaben A, die andere mit B zusätzlich gekennzeichnet wurde (Bild 2).

Hubstapel

Das respektable Gewicht der Hubpressen von je 776 kg bzw. 427 kg liess es ratsam erscheinen, sie nicht nach jedem Einsatz entsprechend der fortschreitenden Hebung höher zu setzen, sondern ein für allemal auf der Höhe des Stützgerüsts zu belassen und den Ausgleich des zunehmenden Höhenunterschiedes durch über den Pressen angeordnete und mit dem Brückenka-

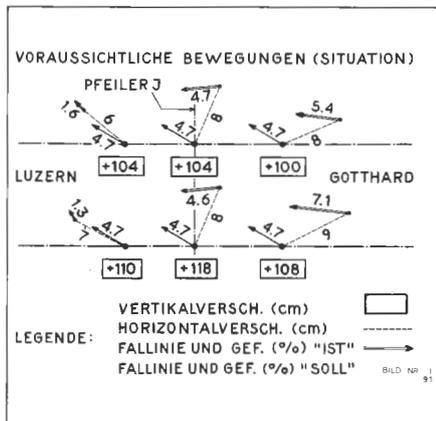


Bild 1. Voraussichtliche Bewegungen

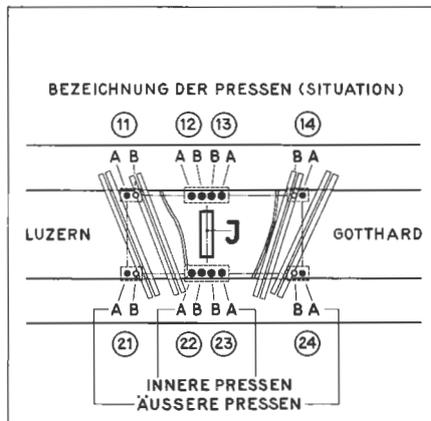


Bild 2. Bezeichnung der Pressen

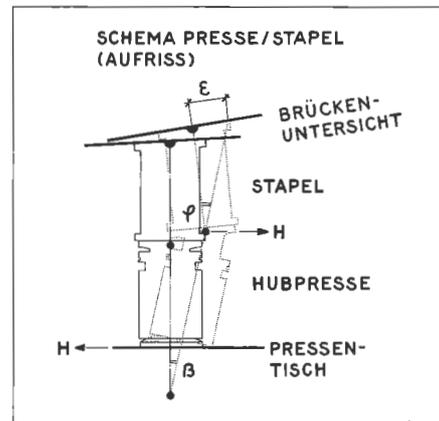


Bild 4. Schema Presse/Stapel

sten fest verbundene Stapel zu bewerkstelligen (Bild 3). Die Verbindung mit dem Brückenkasten wurde mittels Kleber und Dübel hergestellt.

Da sich die Stapel zusammen mit der Brücke bei jedem Hub leicht verschieben und neigten, wurden sie oben mit einem aufgehängten System aus zwei keilförmig bearbeiteten, dickwandigen und gegenseitig verzahnten Rohrschnitten ausgestattet, die durch gegenseitiges Verdrehen das Einstellen jeder vorkommenden Neigung erlaubten. Damit konnten die Stapel nach jedem Hub wieder lotrecht gerichtet werden, während die Pressen durch seitliches Verschieben wieder genau senkrecht darunter gestellt wurden. Die übrigen Stapelelemente bestanden aus verzahnten, parallelen Rohrschnitten und wurden untereinander verschraubt, so dass die zusätzlich benötigten Elemente jeweils direkt über den Pressen eingeschoben werden konnten.

Stabilitätsfragen

Das oben beschriebene System aus pendelstützenartigen Pressen und fest mit dem Brückenträger verbundenen Stapeln erwies sich als äusserst zweckmässig zur Lösung der Bewegungsprobleme, barg aber auch gewisse Gefahren in sich, die schematisch in Bild 4 dargestellt sind. Die Verschiebungen und Verdrehungen des Brückenkastens und damit der Stapel bewirkten bei jedem Hub eine erneute Schrägstellung der Pressen und Abwinkelung zwischen Pressen und Stapeln. Dadurch entstanden einerseits unerwünschte Horizontalkräfte auf die Brücke und das Stützgerüst sowie Exzentrizitäten bei der Übertragung der Vertikalkraft auf die Brücke, andererseits bestand die Gefahr einer Überbeanspruchung der Topflager und, im Extremfall, gar des Ausknickens.

Um diesen Gefahren zu begegnen, wurden die kritischen Grössen, d.h. die Pressenneigung β , der Knickwinkel ϕ

und die Exzentrizität ϵ für jede Presse laufend mit Hilfe des später zu beschreibenden integrierten Messsystems überwacht. Ausserdem wurden Stahlkonstruktionen so am Brückenkasten befestigt, dass das untere Ende jedes Stapels in jeder vorkommenden Lage derart verstrebt werden konnte, dass ein Ausknicken unmöglich war.

Zur Sicherstellung der Gesamtstabilität wurden ferner eine obere und untere Führung für den Pfeiler J und eine Längshalterung für die ganze Brücke verwirklicht. Die obere Führung auf der Höhe des Gerüstbodens bestand aus je einem Horizontalstapel und einer hydraulischen Flachpresse auf jeder Seite des Pfeilers. Deren Abstützung erfolgte mit Hilfe eines um den Pfeiler herum geführten Stahlrahmens, der im Stützgerüst verankert war. Durch ständiges Nachführen der Horizontalstapel an die Verschiebungen des Pfeilers unter Offenlassen eines minimalen Zwischenraums konnten allfällige unkontrollierte Horizontalbewegungen sofort abgefangen werden. Die Pressen dienten dazu, den Pfeiler während Arbeitsunterbrüchen zu fixieren.

Die untere Pfeilerführung war im Prinzip gleich beschaffen wie die obere, wobei in einer ersten Phase, für den Pfeilerschnitt, besondere Vorkehrungen getroffen werden mussten. Da zeitweilig grosse Horizontalkräfte auftreten konnten, wurde die untere Pfeilerführung in der rund um den Pfeiler offengelassenen Aussparung im neuen Fundament angebracht, so dass sich die Kräfte direkt auf dieses übertragen konnten.

Zur Längshalterung der Brücke wurden in beiden Widerlagern je zwei hydraulische Pressen horizontal angebracht, die eine unkontrollierte Längsverschiebung der Brücke verhindern, wobei den unvermeidlichen thermischen Dehnungen der Brücke mittels einer hydraulischen Druckhaltevorrichtung Rechnung getragen wurde.

Termine und bauliche Probleme

Termine

Die oben beschriebenen, grundsätzlichen Dispositionen mussten unter grossem Zeitdruck getroffen werden, damit die benötigten Einrichtungen rechtzeitig zur Verfügung standen. Bereits Anfang Oktober 1987, d.h. drei Wochen nach Erteilung des GU-Auftrages, wurden die Geometrie und der Lastplan, einschliesslich der Variationen der Lastangriffspunkte, für das schwere Stützgerüst definiert, so dass der Auftrag für die statische Berechnung, Konstruktion und Ausführung erteilt werden konnte.

Anfang November 1987 waren auch die Abmessungen und Belastungen des neuen Fundamentes, einschliesslich der Pfeilerausparung, gegeben. Damit konnte mit der Statik und Konstruktion begonnen werden. Anschliessend wurden alle übrigen Installationen im Detail entworfen und sukzessive in Auftrag gegeben.



Bild 3. Hubstapel (L. Buscarten)

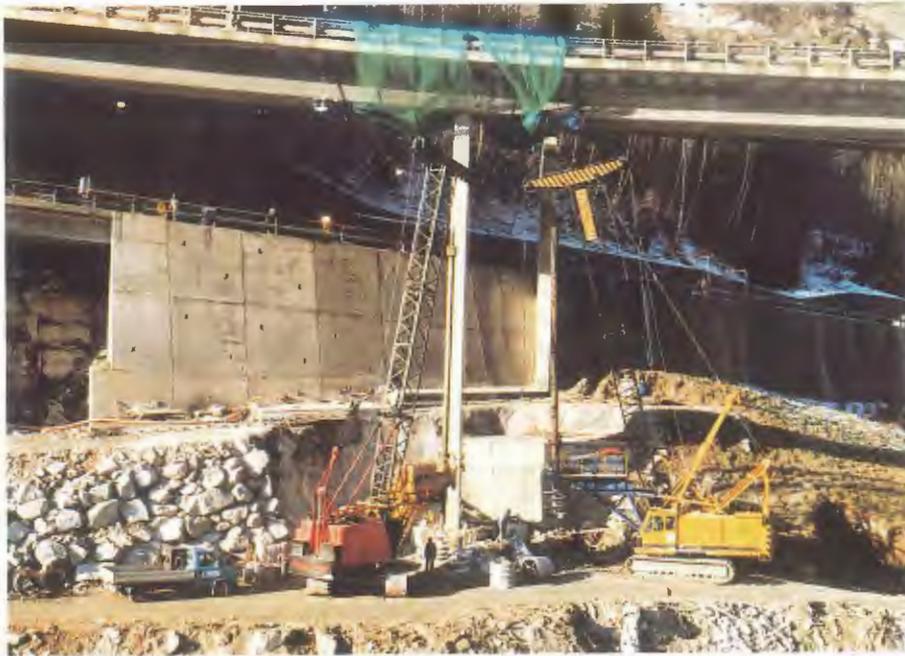


Bild 5. 2 Bohrgeräte beim Pfählen (A. von Glutz)

Sicherungsarbeiten

Während dieser Vorbereitungen waren die ersten Bauarbeiten im Gange. Bereits im September 1987 war mit Sicherungsarbeiten für die beim Unwetter unterspülte Stützmauer der Kantonsstrasse im Bereich des Pfeilers J begonnen worden. Unmittelbar entlang der vorderen Kante ihres Fundamentes wurde mittels einer Reihe von fast vertikalen und einer Reihe von leicht geneigten Jet-Pfählen die zuvor gemachte Notschüttung ergänzt und stabilisiert. Danach erfolgte der Aushub rund um den Pfeiler J im geschütteten, blockigen und teilweise mit Beton verfestigten Material zur Schaffung des Bohrplans für die Pfählungsarbeiten.

Die Bohrfahrarbeiten

Das Erstellen der vier Bohrfähle mit einem Durchmesser von 120 cm für das neue Fundament, unmittelbar neben dem abgesunkenen alten Fundament, erforderte besondere Sorgfalt. Der Untergrund bestand im oberen Teil aus geschüttetem, mit Gesteinsblöcken und Betonabbruch vermischtem Material, im unteren Teil aus der natürlichen Moräne, die mit grossen Blöcken aus sehr hartem Aaregranit durchsetzt war. Da die Gefahr bestand, dass sich das bestehende Fundament infolge von Erschütterungen, wie sie beim Meisseln auftreten, oder der Auflockerung des umgebenden Bodens noch weiter setzen würde, musste ein Verfahren gewählt werden, das Nachsetzungen unter allen Umständen verhinderte.

Gewählt wurde deshalb das Drehbohrverfahren, bei unverrohrtem Bohrloch. Um den umgebenden Boden und die Wandung der Bohrlöcher zu verfesti-

gen, wurde bei jedem Pfahl ein Kranz aus acht bis auf den Fels hinunterreichenden Jet-Säulen erstellt, in deren Schutz die Bohrungen angesetzt werden konnten. Als Bohrgeräte kamen auf engstem Raum zwei schwere Bagger mit aufgesetzten Drehbohrgeräten und hartmetallbestückten Werkzeugen zum Einsatz (Bild 5). Das Bohren erwies sich als äusserst mühsam und zeitraubend, indem sich die Bohrwerkzeuge immer wieder an den angebohrten Blöcken verhakten, was zu ruckartigen Beanspruchungen und entsprechenden Schäden an den Geräten führte. Dank des Einsatzes rund um die Uhr gelang es dennoch, die vier je 11 m tiefen Bohrfähle innert gut sechs Wochen fertigzustellen. Über je zwei Bohrfählen wurden quer zur Brücke zwei rund 3 m hohe, massive Wandscheiben als Auflager für das neue Fundament erstellt. Dadurch wurde unter dem neuen Fundament ein Arbeitsraum gebildet, der zum späteren Durchtrennen des Pfeilers J, unmittelbar unterhalb des neuen Fundamentes, diente, während die ausserhalb liegenden Zonen wieder aufgefüllt wurden.

Das neue Fundament

Baulich ergaben sich für das neue, 8 m x 12 m messende und 3 m hohe Fundament gewisse Schalungs- und Betonierprobleme. Weil es einseitig direkt gegen den Hang betoniert wurde und die Pfeileraussparung hinderlich war, konnten die seitlichen Schalungen nicht durchgehend gebunden werden. Die hohen Betondrücke wurden deshalb mittels schräg nach unten verlaufender Zugstangen und einer in den vorerwähnten Wandscheiben verankerten Stahlkonstruktion aufgenommen.



Bild 7. Gerüstmontage (A. von Glutz)

Um Setzungsrisse während des Abbindens des Betons im Bereich der oberen Armierung zu vermeiden, wurde ein relativ niedriger Wasser-Zement-Faktor von 0,46 gewählt und in zwei Etappen an zwei aufeinanderfolgenden Tagen betoniert. Der mittels Sikament verflüssigte Beton wurde von der höherliegenden Kantonsstrasse aus direkt aus Fahrmischern über Gleitrohre dem Fundament zugeführt (Bild 6). Trotz der bei den Bohrfahrarbeiten eingetretenen Verzögerungen konnte das rund 300 m³ umfassende Fundament noch unmittelbar vor Weihnachten 1987 fertiggestellt werden.

Das Stahlgerüst und die Pressen

Im folgenden Januar wurde das Stahlgerüst montiert (Bild 7) und der Arbeitsboden erstellt. Mitte Februar war die Brücke erstmals durch die untergestellten Pressen wirklich gesichert (Bild 8).

Das Mess- und Überwachungssystem

Die komplexen Hebeoperationen setzten voraus, dass alle Kräfte, Bewegungen und Verformungen gemessen und angezeigt wurden, damit laufend überprüft werden konnte, ob mit den vorgenommenen Manipulationen der angestrebte Zweck erreicht wurde. Einerseits bestand das Bedürfnis, die wesentlichsten Informationen wie z.B. die Pressenkräfte und die räumlichen Verschiebungen der Brücke unmittelbar dort zur Hand zu haben, wo die Manipulationen ausgelöst wurden, nämlich im Bereich der Hydraulikaggregate für die Hubpressen auf dem Gerüstboden. Andererseits sollten die vielfältigen Daten zentral erfasst, registriert und überwacht werden. In unmittelbarer Nähe des Pfeilers J wurde zu diesem Zweck ein Container aufgestellt und als Mess- und Überwachungszentrale ausgestattet.

Die Information über die Pressenkräfte wurde auf zwei voneinander unabhängige Arten sichergestellt. Sie erfolgte ei-



Bild 6. Betonieren neues Fundament R. Kalbermatten

nerseits über die den einzelnen Pressen zugeordneten Manometer, die über den Hydraulikaggregaten im direkten Sichtbereich des Bedienungsmannes angebracht waren (Bild 9). Andererseits wurde der Öldruck jeder Presse mittels eines Druckaufnehmers in die Messzentrale übertragen und dort die entsprechende Kraft angezeigt.

Um die räumlichen Bewegungen der Brücke zu erfassen, wurde vor und nach dem Pfeiler J sowie ausserhalb der Hauptrisse in den beiden angrenzenden Feldern je ein Messquerschnitt gewählt. Jeder dieser Messquerschnitte wurde mit folgenden Einrichtungen bestückt:

- Zur Beobachtung der Lage im Grundriss wurde auf dem neuen Betonfundament ein Laserlot aufgestellt, dessen Strahl auf eine an der Unterseite des Brückenkastens angebrachte und mit einem cm-Raster versehene Ziel-



Bild 9. Hydraulikaggregate und horizontale Pressenfixierung (L. Buscarlet)

Bild 8. Fertig montiertes Stahlgerüst mit Pressenboden (L. Buscarlet)



scheibe gerichtet war. Verschiebungen der Brücke in Quer- und Längsrichtung konnten somit jederzeit direkt abgelesen werden. Das erzeugte Bild wurde von einer Videokamera aufgenommen und in der Messzentrale auf einem Monitor angezeigt.

- Zur Feststellung der Höhenänderungen wurde ein Invardraht am Fundament befestigt und mittels Spannseil, Umlenkrollen und Gegengewicht lotrecht so gegen die Brückenuntersicht gespannt, dass daran ein Wegmessgerät

befestigt werden konnte, dessen Messstange am Brückenkasten befestigt war. Höhenänderungen konnten ausserdem auch direkt bei den Hubpressen gemessen werden.

- Ein an der Unterseite des Brückenkastens angebrachter Querneigungsmesser diente zur direkten Beobachtung des Quergefälles und, in Kombination mit dem vorerwähnten Höhenmessgerät und mittels Umrechnung, zur Ermittlung der Höhen bei den Ansatzpunkten der Hubpressen.



Bild 10. Messzentrale (L. Buscarlet)



Bild 11. Rissbild am Pfeilerkopf (A. von Glutz)



Bild 12. 2 Hydraulikpressen für die untere Pfeilerführung im Pfahlbankett (L. Buscarlet)



Bild 13. Gleitlager im Pfeiler (A. von Glutz)



Bild 14. Wärmen und Trennen der Zugarmierung (A. von Glutz)



Bild 15. Abschmelzen der Druckzone im Pfeiler (L. Buscarlet)

□ Ein Längsneigungsmesser lieferte die Veränderungen des Längsgefälles.

Die Eichung der Messgeräte bzw. das Einstellen der Ausgangswerte geschah für die Pressenkräfte mit Hilfe eines Prüfmanometers und für die anderen Einrichtungen durch Vergleich mit den vom Geometer gelieferten Angaben.

Neben den vorerwähnten, wichtigsten Überwachungsinstallationen wurde eine Anzahl weiterer Messstellen eingerichtet. Bei den Hauptrissen und den Brückenenden wurden z.B. Weggeber für horizontale, in den kritischen Brückenfeldern solche für vertikale Bewegungen und im Pfeiler J Spannungsmesser angebracht.

Die an insgesamt etwa 80 Messstellen elektronisch erfassten Daten wurden über ein Kabelnetz zur Messzentrale geleitet, dort von einem Messverstärker empfangen und einer PC-Anlage übergeben, die die Daten verarbeitete, speicherte, über einen Bildschirm anzeigte und auf Wunsch ausdrückte. Die Anzeigen und Ausdrücke der wichtigsten Daten erfolgten in lagerichtiger, bildlicher Darstellung, was die rasche Information sehr erleichterte (Bild 10). Von Hand in den Computer einzugeben waren lediglich die an den vier Monitoren abgelesenen Horizontalbewegungen sowie, nach jedem Neueinrichten der Hubpressen, die jeweiligen Stapelhöhen, um auch die früher erwähnten Pressenneigungen, Knickwinkel und Exzentrizitäten laufend zu erhalten.

Als Grundlage der Software diente ein handelsübliches Tabellenkalkulationsprogramm. Die Messintervalle konnten nach Belieben und der jeweiligen Situation angepasst vorgewählt werden, so dass die Messungen auch vollautomatisch, z.B. während Arbeitsunterbrüchen, weiterliefen. Die Anlage hat während acht Monaten ohne Unterbruch einwandfrei funktioniert, obwohl erhebliche Störfaktoren in Form einer 15-kV-Anlage, der Baustromversorgung und der laufenden Bauarbeiten vorhanden waren.

Der Pfeilerschnitt

Infolge Unterspülens während des Unwetters rutschte das Pfeilerfundament J auf dem Talhang ab und verschob sich dabei quer zur Brücke um etwa 70 cm und längs um etwa 15 cm. Es war zu befürchten, dass das Fundament bauseitig unterhöhlt war und nur noch bergseitig auf dem Boden auflag. Als weitere Folge entstanden sowohl am Pfeilerkopf wie am Pfeilerfuss grosse, gleichgerichtete statische Momente, die bereits zu entsprechender Rissbildung im Pfeiler geführt hatten. (Bild 11). Zur Kompen-

sation dieser Momente mussten am Pfeilerkopf und -fuss entsprechende Horizontalkräfte wirken. Noch bedeutendere Schäden waren offensichtlich nur dank der immer noch vorhandenen, wenn auch reduzierten Pfeilerauflast verhindert worden, indem diese die Zugspannungen verminderte.

Aus der vorhandenen, extremen Beanspruchung des Pfeilers war erkennbar, dass dessen Durchtrennung ein sehr heikles Unterfangen sein würde. Es galt, einen Weg zu finden, die am Pfeilerkopf und -fuss wirkenden grossen Momente wesentlich abzubauen, bevor der Pfeiler entlastet wurde. Ebenso war dafür zu sorgen, dass nicht plötzliche Entspannungen zu unkontrollierten Bewegungen der Brücke führten.

Als erste Massnahme wurden auf der Höhe der unteren Pfeilerführung zwei schwere hydraulische Pressen horizontal eingebaut, die in der Lage sein würden, die freiwerdende beträchtliche Horizontalkraft aufzunehmen (Bild 12). Danach wurde auf der Höhe des vorgesehenen Pfeilerschnittes, in Pfeilermitte, eine durchgehende Nische ausgeschnitten und darin ein kräftiges Gleitlager satt eingebaut (Bild 13).

Für das Durchtrennen der restlichen Zonen wurden folgende Verfahren gewählt:

□ In der Zugzone wurden zunächst die vertikalen Armierungseisen auf etwa 10 cm Länge freigespitzt. Dann wurden sämtliche Eisen mit Hilfe von mehreren Schneidbrennern gleichzeitig bis zur Rotglut erwärmt und dadurch zum Fliessen gebracht, worauf sich im Beton allmählich ein horizontaler Spalt von 3 mm Breite auftat (Bild 14). Nachdem der Vorgang zum Stillstand gekommen war, wurden die Eisen vollends durchgetrennt und die Zugzone auf volle Nischenhöhe ausgeschnitten.

□ In der Druckzone wurde das Brenungsverfahren mittels Sauerstofflanzen gewählt. Hierbei werden Temperaturen um rund 4000 °C erzeugt, so dass Stahl und Beton schmelzen und dadurch abgebaut werden können. Durch systematisches Schwächen des verbliebenen Pfeilerquerschnittes von den drei zugänglichen Seiten her gelang es, dass sich der Pfeiler ruckfrei auf das Gleitlager absetzte (Bild 15).

Nachdem damit das Pfeilerfussmoment abgebaut war, konnte nun auch das Moment am Pfeilerkopf, durch Ablassen der Horizontalkraft an den beiden vorerwähnten Pressen und dadurch ausgelöstes Gleiten des Pfeilerfusses auf dem Gleitlager um insgesamt 11,3 cm, zum Verschwinden gebracht werden. Auf diese Weise gelang es, den Pfeiler ohne zusätzliche Beschädigungen zu entspannen, so dass nun die Hebung einsetzen konnte.

Die Hebung

Vor Beginn der Hebung wurden die klaffenden Haupttrisse derart ausgeweitet, dass sie sich ohne Zwängungen wieder schliessen konnten. An den Rissuffern wurden mit dem Hydrodynamikverfahren mittels eines Wasserstrahles von 2000 bar Druck je 2–3 cm Beton abgetragen und die vorstehenden Stummel der Armierungseisen mit dem Schneidbrenner abgetrennt (Bild 16).

Für die Hebung waren folgende Phasen zu unterscheiden:

1. Das Abheben von Brücke und Pfeiler J vom Gleitlager
2. Das Heben der Brücke bis etwa 10–20 cm unterhalb der Soll-Lage. In dieser Position sollten die Risse vergossen und die Brücke verstärkt werden.
3. Das weitere Heben der Brücke nach dem Rissverguss und der Verstärkung bis zur Soll-Lage. Dadurch sollte erreicht werden, dass die Druckplatte im Bereich J wieder eine Druckspannung erhielt, wie es dem statischen System des durchlaufenden Trägers entsprach.

Phase 1: Sie bestand in einem subtilen Herantasten durch stufenweises Steigern der Hubpressenkräfte unter ständiger Beachtung der zulässigen Kräfteverteilung, bis das Gleitlager freikam. Die Gesamtlast betrug zu diesem Zeitpunkt 5700 kN.

Phase 2: Für diese Phase waren folgende Kriterien massgebend:

□ Es war unter allen Umständen zu verhindern, dass die Querkräfte im Brückenträger in den durch Risse geschwächten Zonen ihr Vorzeichen ändern konnten. Andererseits waren diese Querkräfte so zu begrenzen, dass es nicht zum vollständigen Bruch kommen konnte.

□ Die vorhandene Verdrehung des Brückenträgers um die Längsaxe würde sich, infolge des inzwischen eingetretenen Kriechens des Betons, nicht mehr ohne Zwang vollständig rückgängig machen lassen. Durch Erzeugen einer Differenz zwischen den Hubkräften beider Brückenseiten sollte deshalb ein korrigierendes Torsionsmoment auf den Brückenträger ausgeübt werden.

Um diesen Kriterien optimal entsprechen zu können, wurden die Hubpressen wie folgt gesteuert (Bild 17).

Auf jeder Brückenseite wurde mit den inneren Hubpressen (Nrn. 12 und 13 bzw. 22 und 23, je A oder B) über hydraulische Überdruckventile eine permanente Kraft P_1 bzw. P_2 auf den Brückenträger ausgeübt, die so abgestimmt war, dass sie dem Eigengewicht des zwi-

schenden den Haupttrissen befindlichen Brückenteils plus einem Anteil des anfallenden Gewichtes der angrenzenden Felder entsprach, aber allein nicht ausreichte, um eine Hebung zu erzielen. Erst als die äusseren Hubpressen (Nrn. 11, 14, 21, 24), die den Rest des anfallenden Gewichtes der angrenzenden Felder zu tragen hatten, betätigt wurden, ergab sich eine Hebung. Dadurch konnten die Querkräfte in den geschwächten Zonen stets innerhalb der gewünschten Werte gehalten werden.

Mit dieser Steuerung konnte nun durch synchrones Betätigen aller vier äusseren Hubpressen (Nrn. 11, 14, 21 und 24, je A oder B) eine gleichmässige, parallele Hebung erzielt werden (Fall a). Durch Betätigen der äusseren Pressen auf nur einer Seite der Brücke (Nrn. 11 und 14, oder 21 und 24) erfolgte eine Verdrehung des Brückenkastens um die Längsaxe (Fall b) und, durch Fahren mit den Pressen auf nur einer Seite des Pfeilers (Nrn. 11 und 21, oder 14 und 24) konnte das Längsprofil der Brücke nach Bedarf korrigiert werden (Fall c).

Die Hebung der zweiten Phase ging auf diese Weise anfänglich recht flott voran, indem täglich je ein Pressenhub von 10–12 cm bewerkstelligt wurde. Nach jedem Teilhub von etwa 0,5 cm wurden jeweils die an den Hubpressen vorhandenen Stellringe nachgestellt, so dass sie mechanisch gesichert waren und ein zufälliges Nachgeben verunmöglicht war. Als zusätzliche Sicherung gegen Fremdeinwirkungen wurde zwischen Pfeilerfuss und -stummel ein Notstapel aus Stahlblechen eingebaut und täglich ergänzt (Bild 18). Ferner wurde vor jedem Arbeitsunterbruch dafür gesorgt, dass ein korrigierendes Torsionsmoment von etwa 2500 kNm vorhanden war. Nach jedem Hub wurde auf die Pressen der anderen Garnitur umgestellt.

Gegen Ende der Phase 2 musste dann äusserst behutsam gearbeitet werden, weil die Gefahr bestand, dass die negativen Momente über den Nachbarpfeilern zu stark abgebaut und der Brückenträger an anderen Stellen aufgerissen würde. Durch minutiöses Beobachten der gefährdeten Zonen mittels Mikrometern und Risslupen bei einem täglichen Hebefortschritt von nur noch etwa 1 cm galt es, sich an die noch verantwortbare Lage heranzutasten. Die Gesamtlast war inzwischen auf 8800 kN angestiegen.

Nachdem die Hebung zur Vermeidung von Schäden in dieser Phase nicht mehr weitergetrieben werden durfte, wurden die Haupttrisse mit einem Spezialbeton vergossen und die kleineren Nebenrisse mit Kunstharz ausinjiziert. Der Brückenträger war bei beiden Widerlagern



Bild 16. Ausweiten der Haupttrisse (L. Buscarlet)

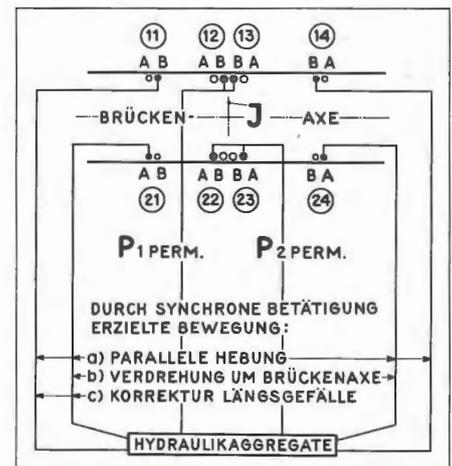


Bild 17. Steuerung der Hubpressen



Bild 18. Notstapel zwischen Pfeiler und Pfeilerstummel (L. Buscarlet)

bereits vorgängig durch im Innern des Kastens angebrachte Betonkonstruktionen verstärkt worden. Jetzt erfolgte eine analoge Verstärkung noch im Bereich J und der Einbau einer zusätzlichen innenliegenden Längsvorspannung.

Phase 3: Da nun die Kontinuität des Brückenträgers wiederhergestellt war, kamen für die weitere Hebung nur noch die inneren Pressen (Nrn. 12, 13, 22, 23, je A oder B) zum Einsatz. Auch



Bild 19. Entwässerungsleitung und ausinjizierte Risse im Überbau und Pfeilerkopf (A. von Glutz)

in dieser Phase musste sorgfältig, unter ständiger Beobachtung der kritischen Stellen und in kleinsten Schritten gearbeitet werden. Nach Erreichen einer Hebung um insgesamt 6,5 cm und einer Gesamtlast von 11 000 kN wurde diese Phase unterbrochen, um die Brücke auf Mitte Juli bis Ende August 1988 für den Ferienverkehr zu öffnen.

Vorgängig der Eröffnung für den zweispurigen Betrieb wurde mit sechs 28-Tonnen-Lastwagen eine Belastungsprobe durchgeführt, die durchwegs die erwarteten Ergebnisse zeitigte. Währenddessen ruhte die Brücke nach wie vor auf den vier innersten Hubpressen (Nrn. 12 B, 13 B, 22 B und 23 B), die natürlich mittels der Stellringe gesichert waren.

Nach der Hauptreisezeit wurde die Brücke wieder gesperrt und nochmals um 1,5 cm gehoben. Dies wurde möglich wegen der typischen Eigenschaft des Betons, vorhandene Spannungen durch Kriechen allmählich bis zu einem gewissen Grad abzubauen, was während des ganzen Hebevorganges, besonders nach längeren Arbeitsunterbrüchen, immer wieder beobachtet werden konnte. Damit war nun aber das Mögliche erreicht, obwohl bis zur ursprünglichen Höhe noch etwa 13 cm fehlten und der Pfeiler J noch eine minimale Schiefstellung aufwies, was aber weder optisch noch für die Tragfähigkeit von Bedeutung war.

Das Einbetonieren des Pfeilers

Nach Abschluss der Hebearbeiten wurde die Brücke mit Hilfe der Widerlagerpressen in ihrer Längsrichtung um

rund 2 cm verschoben und damit in ihre Mittellage gebracht.

Daraufhin wurde die untere Pfeilerführung durch Stahlspreisse ersetzt und die Fundamentaussparung rund um den Pfeilerfuss ausarmiert und mit Beton vergossen. Schliesslich wurden noch die drei unter dem Pfeilerfuss durchführenden Vorspannkabel in die dafür vorgesehenen Hüllrohre im Fundament eingeschoben und gespannt. Danach wurde die Brücke durch sanftes Ablassen der Hubpressenkräfte definitiv auf das Fundament abgestützt, worauf alle Hebeinstallationen entfernt werden konnten.

Die weitere Sanierung

Die Rekonstruktion der Talspurbrücke wurde zum Anlass genommen, weitere, ohnehin fällige Erneuerungsarbeiten auszuführen. Nach der erneuten Sperrung der Brücke, Ende August 1988, wurde eine erste Etappe, bestehend aus der Sanierung der seitlichen Konsolköpfe sowie dem Ersatz der Leitschranken und des Brückenentwässerungssystems, ausgeführt. Gleichzeitig wurden die von der Beschädigung herrührenden, noch sichtbaren Risse in den Brückenkonsolen in den Bereichen des Pfeilers J und seiner Nachbarpfeiler mit Kunststoff ausinjiziert.

Bei den Konsolköpfen wurde die versalzene Oberflächenschicht des Betons mit dem Hydrodynamikverfahren abgetragen, die alten Leitschrankpfosten wurden ausgebohrt und das Sollprofil mittels eines Spezialmörtels wiederhergestellt, worauf die neuen Leitschrankpfosten mittels Klebeantern versetzt werden konnten. Die be-

Unternehmerliste (wichtigste Sparten)

Gesamtleitung der Ausführung:

AG Conrad Zschokke, 8045 Zürich, Generalunternehmung

Erd- und Betonarbeiten:

Raymund Kalbermatten, 6484 Wassen

Jetting-, Bohrpfehl-, Klebeanter- und Injektionsarbeiten:

AG Heinr. Hatt-Haller, 8022 Zürich

Vorspannarbeiten Unterbau:

Spann Stahl AG, 8340 Hinwil

Stahlbauarbeiten Stützgerüst:

Geilinger AG, 8180 Bülach

Hebearbeiten:

VSL International AG, 3001 Bern

Kraft- und Bewegungsmessungen:

Bauamt Uri, Abt. Kunstbauten, bautechnisches Labor, 6460 Altdorf

Programmierung und Leitung:

H.J. De Witte

Kernbohrungs- und Fräsarbeiten:

Betoncoupe ZS AG, 5001 Aarau

Betonbrennarbeiten:

AG Conrad Zschokke, 1219 Aire

Vorspannarbeiten Oberbau:

Stahlton AG, 8034 Zürich

Sanierungsarbeiten Konsolköpfe:

Sika Bau AG, 6005 Luzern

Brückenentwässerungsarbeiten:

Alois Bader, 6377 Seelisberg

Leitschrankenarbeiten:

Paul Zurfluh, 6462 Seedorf

Geometerarbeiten:

A. Hodel, Ing.- und Vermessungsbüro AG, 6460 Altdorf

Sicherung Überbau:

Fietz & Leuthold AG, 8008 Zürich

Fahrbahnübergänge:

Bameco AG, 8424 Embrach

Abdichtungs- und Gussasphaltarbeiten:

ARGE

ATAG, ATISOL, STUAG, 6460 Altdorf

stehenden Ablaufschächte wurden durch ein völlig neues Entwässerungssystem mit Sammelleitung ersetzt (Bild 19).

Ab Mitte Dezember 1988 bis Ende Januar 1989 wurde die Brücke dem Verkehr wieder übergeben, um die Unfallgefahr während des Winterbetriebes zu vermindern. Danach, bis Ende Juni 1989, erfolgt die zweite Etappe der Sanierung, bestehend aus dem Ersatz der Fahrbahnübergänge, der Brückenisolation und des Fahrbahnbelages.

Die Sanierungsarbeiten bestehen aus insgesamt rund 50 verschiedenen, aufeinanderfolgenden Arbeitsgängen und erfordern deshalb vor allem eine minutiöse Planung und Koordination. Nach deren Abschluss ist die Brücke vollwertig wiederhergestellt.

Adresse des Verfassers: E. Bräm, dipl. Bauing. ETH, Projektleiter, AG Conrad Zschokke, Räfelstrasse 11, 8045 Zürich.

Rekonstruktion Reussbrücke Wassen

Die Situation vor dem Unwetter 1987

Nach dem Bau der Autobahn 1972 und der Verlegung der Kantonsstrasse wurden auch die Reussufer wieder aufge-

VON HERIBERT HUBER,
ALTDORF

räumt. Der Fluss und die Flussufer konnten wieder verwachsen. Die Narben aus der Bauzeit wichen langsam der Vegetation (Bild 1). Die Aufnahme wurde im Juli 1987, also ein Monat vor dem Unwetter, gemacht. Das Bild 1 zeigt den ruhigen Reusslauf mit dem durchgehenden Uferschutz auf der linken Reussseite, die Reussbrücke, die Diedenbrücke und die Sägerei Walker.

Das Ereignis und seine Voraussehbarkeit. Überraschung und Sofortmassnahmen zur Rettung der Brücke

Die extremen Niederschläge (Bild 3) vom 24./25. August 1987 haben zu enormen Abflussmengen in der Reuss geführt. Die Wassermenge stürzte pendelnd zwischen den Uferflanken zu Tal, erodierte die Reussufer und be-

schädigte Bauwerke und Land. Bei der Reussbrücke Wassen betrug die Wassermenge $Q = 550 \text{ m}^3$ pro Sekunde. Die gewaltige Wassermenge spülte oberhalb der Brücke die Grundmoräne in der linken Flanke beim Pfeiler I, Widerlager und Stützmauer der Kantonsstrasse weg. Die Schachtfundation des Pfeilers I wurde freigelegt und um 1.20 m abgesenkt. Der Überbau der Brücke zerbrach. Es bildeten sich grosse Risse von 4 und 8 cm Breite in der Druckplatte und in den Stegen des Überbaus (Bild 2).

Solche Ereignisse sind auch heute mit den modernsten Mitteln der Wettervorhersage noch nicht voraussehbar.

Sicher war es ein Jahrhundertereignis. Die Niederschläge erfolgten nach heftigen Regentagen in der sehr hohen Intensität bis 150 l pro m^2 und Tag (Bild 3). Dies erzeugte die hohen Abflussmengen, je nach Lage im Kanton Uri, während rund zwei Stunden um Mitternacht (etwa 23.00 Uhr bis 01.00 Uhr). Nach Augenzeugen war die grösste Wassermenge während einer halben Stunde innerhalb dieser Zeitspanne zu beobachten.

Die Situation am Morgen des 25. August 1987 war für alle eine Überraschung in einem noch nie erlebten Ausmass. Kantonsstrasse und Bahn waren an mehreren Stellen unterbrochen. Die

Autobahnbrücke bei Wassen wurde bei der Talspur Lora abgesenkt. Nur die Bergspur Romeo war noch am alten Ort, drohte aber in die Tiefe gerissen zu werden.

Die einzige Verbindung musste unter allen Umständen erhalten bleiben. Das Treffen der Sofortmassnahmen war eine gewaltige Herausforderung von seltener Tragweite. Der Entschluss, die abgesenkte und weggedrehte Pfeilerfundation zu umschütten und die Stützmauer mit einem Schüttkörper von $15\,000 \text{ m}^3$ zu unterbauen, war gewagt. In einer dramatischen Aktion wurde diese Massnahme in die Tat umgesetzt. 21 Lastwagen fuhren während vier Tagen, je 18 Stunden lang, die gewaltige Menge Steine und Schüttmaterial heran. Mit Trax und Bagger wurde sie eingebracht. Am 29. August, nur vier Tage nach dem ersten Erkunden der Lage, war die Reussbrücke Wassen vor dem Absturz gesichert.

Darauf erfolgten die Inspektion des Überbaus und die weiteren Sicherungsmassnahmen zur Rettung der Brücke.

Die rekonstruierte Brücke und der Hochwasserschutz

Schon in den ersten Tagen des Monats September 1987 erfolgte der Beschluss, die Reussbrücke Wassen zu rekonstruieren.

Das Konzept sah vor, die Brücke durch Heben und Drehen zurückzuholen.



Bild 2. Die zerbrochene Brücke nach dem Unwetter 1987 (H. Huber)

Bild 1. Reuss und Reussbrücke Wassen vor dem Unwetter 1987. Aufnahme Juli 1987 (Markus Gamma, Wassen)

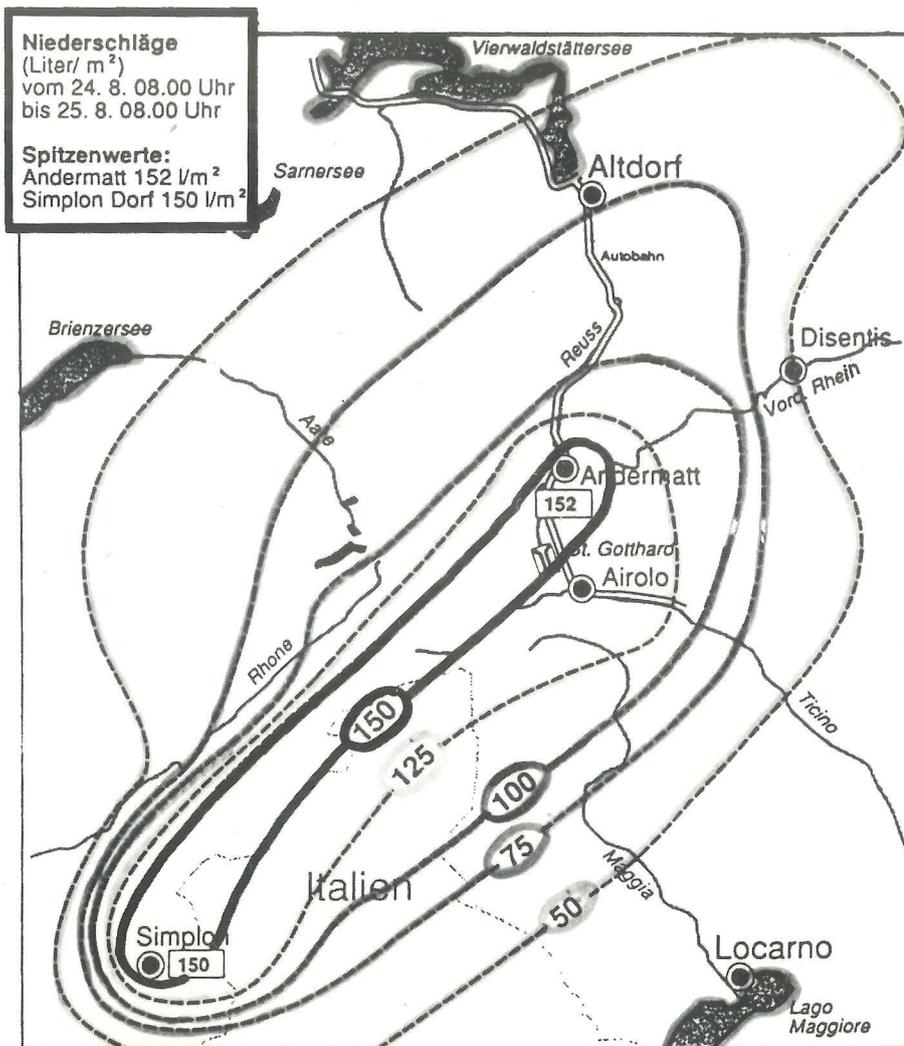


Bild 3. Niederschläge und Einzugsgebiet beim Unwetter 1987 (Bauamt Uri)

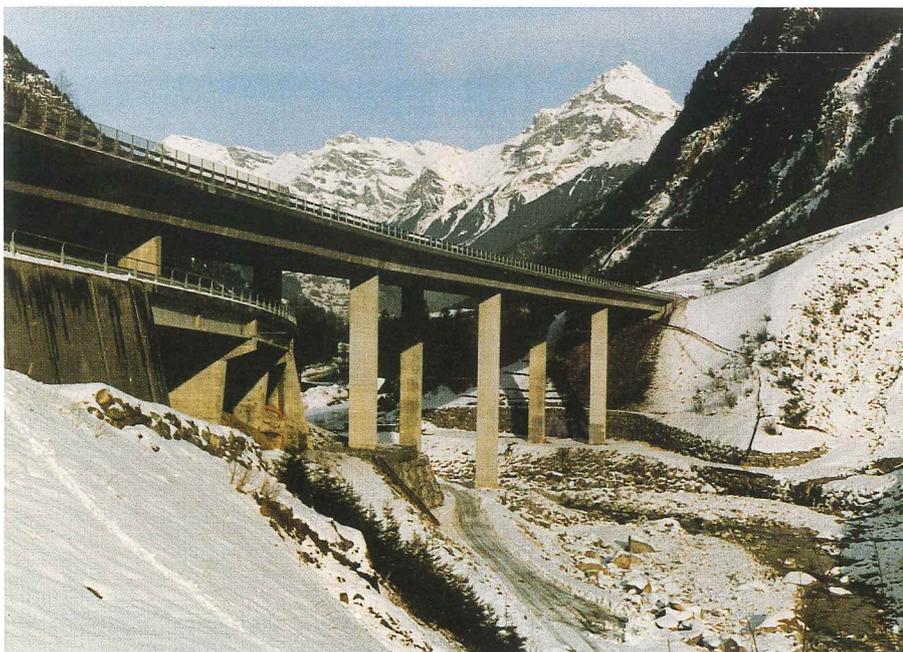


Bild 4. Die rekonstruierte Reussbrücke Wassen (A. von Glutz)

Die dazu eingerichtete Projektorganisation und das gewählte Konzept für die Rekonstruktion haben sich bewährt.

Die Brücke konnte bereits am 15. Juli 1988 während zweier Monate für den Sommerverkehr freigegeben werden.

Danach folgten die weiteren Arbeiten für die Rekonstruktion, wie z.B. die Schlusshebung, und die Gesamterneuerung der Brücke. Anfangs Juli 1989 werden die Arbeiten der Gesamterneuerung abgeschlossen sein.

Gleichzeitig mussten natürlich auch die Massnahmen für den Hochwasserschutz der Reuss getroffen werden. Diese sind in drei Stufen eingeteilt. Es werden nur Massnahmen für den Objektschutz ausgeführt.

Hochwasserschutz HWS

- HWS Stufe 1

Sofortmassnahmen zur Sicherung der Pfeiler, Dämme und Reussufer. Ausführung in den Jahren 1987 und 1988.

Bild 4 zeigt den Zustand Ende 1988.

- HWS Stufe 2

Erhöhung der Hochwassersicherheit für Pfeiler und Widerlager Nord. Ausführung 1989

- HWS Stufe 3

Endausbau Reussufer. Ausführung 1990/92

Die Massnahmen an der Reuss und an der Kantonsstrasse werden vom Ingenieurbüro Basler & Hofmann projektiert. Die Projekte werden mit Modellversuchen an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) erarbeitet und getestet.

Die Versuche an der VAW und die hydrologischen Forschungsarbeiten unter der Leitung von Professor Daniel Vischer werden zu einem späteren Zeitpunkt veröffentlicht.

Wiederaufbau der Kantonsstrasse und Landschaft im Bereich Wassen

Das Projekt für den Wiederaufbau der Kantonsstrasse ist zur Zeit in Bearbeitung und wird dieses Jahr zum Abschluss gelangen.

Die Projektierung erfolgt in grösster Sorgfalt um die Erhaltung der Landschaft. So werden wir in einigen Jahren die Landschaft um Wassen so zurückgebaut haben, dass sie ungefähr wie vorher, also vor der vierten grossen Veränderung durch das Unwetter 1987, wieder hergestellt sein wird (David Alois Schmid).

Adresse des Verfassers: Heribert Huber, dipl. Bauing. ETH/SIA, Brückeningenieur, 6460 Altdorf.