

Die Rekonstruktion und Sanierung der Reussbrücke Wassen

Autor(en): **Bräm, E.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **107 (1989)**

Heft 25

PDF erstellt am: **19.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-77131>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

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 Haupttrisse 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 Haupttrisse 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 Unterseite 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 Haupttrissen 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 Haupttrisse 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 voraussetzlichen 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 Zwangungen 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 Notversicherungssystem 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 Brückenkast-

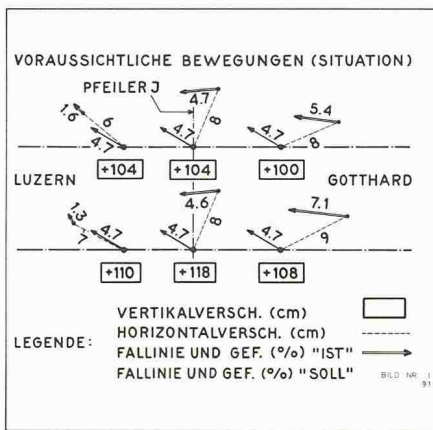


Bild 1. Voraussichtliche Bewegungen

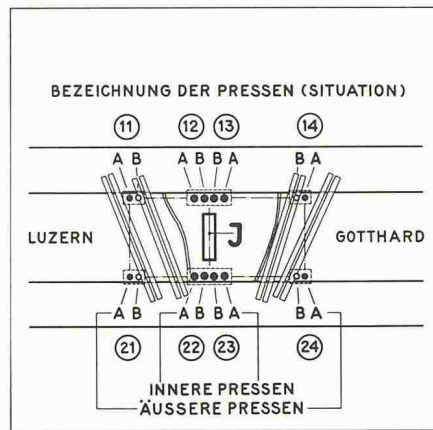


Bild 2. Bezeichnung der Pressen

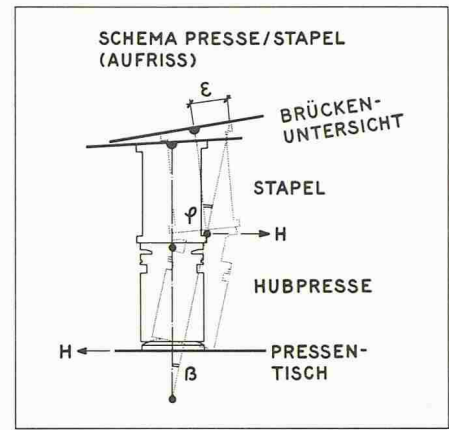


Bild 4. Schema Presse/Stapel

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 Rohrab schnitten 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 Stapелеlemente bestanden aus verzahnten, parallelen Rohrab schnitten 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 verhinderten, 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 Pfeileraussparung, 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. uscarlet)



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 Bohrpfahlarbeiten

Das Erstellen der vier Bohrpfähle 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 Bohrpfähle innert gut sechs Wochen fertigzustellen. Über je zwei Bohrpfähle 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.

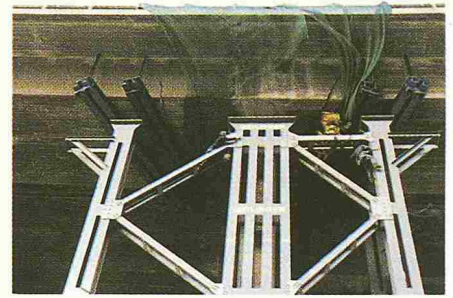


Bild 7. Gerüstmontage (A. von Glutz)

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 Bohrpfahlarbeiten 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-



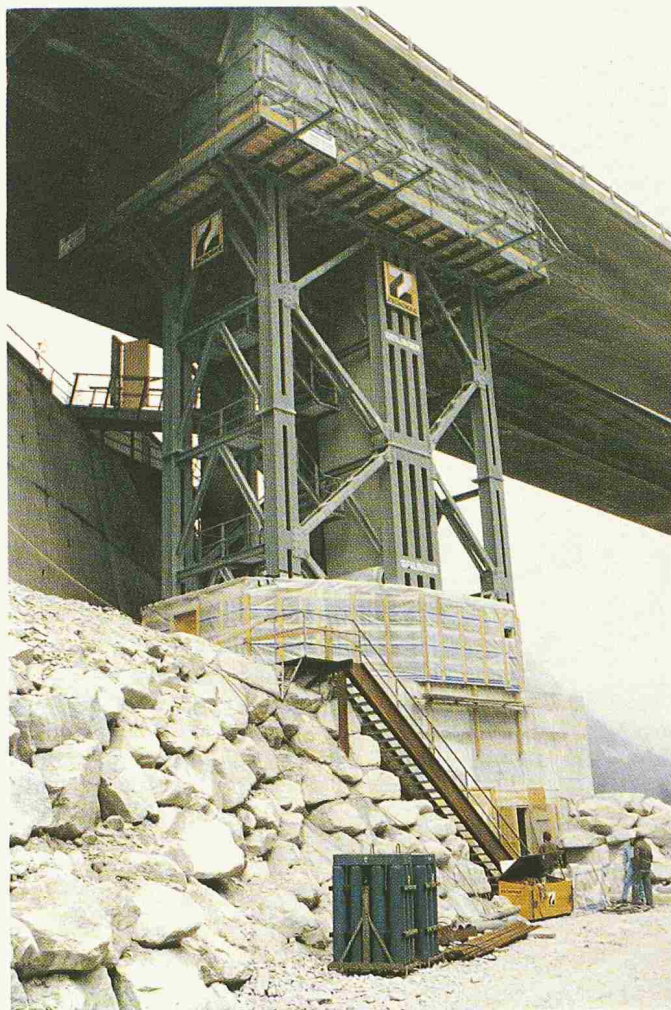
Bild 6. Betonieren neues Fundament R. Kalbermatten

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 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 9. Hydraulikaggregate und horizontale Pressenfixierung (L. Buscarlet)

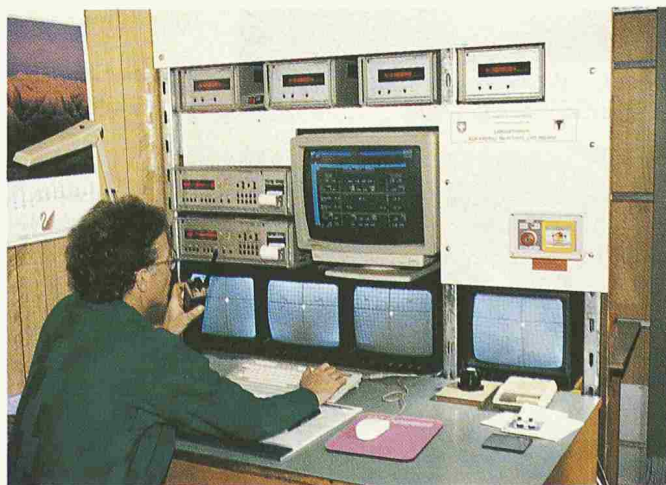


Bild 10. Messzentrale (L. Buscarlet)

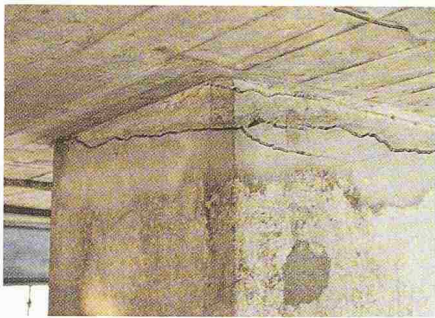


Bild 11. Rissbild am Pfeilerkopf (A. von Glutz)

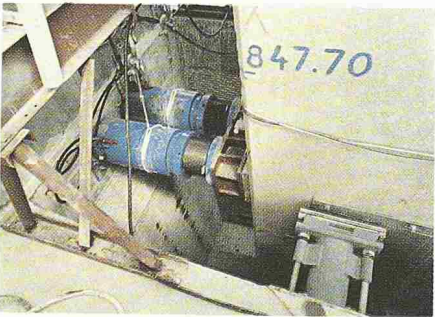


Bild 12. 2 Hydraulikpressen für die untere Pfeilerführung im Pfahlbankett (L. Buscarlet)

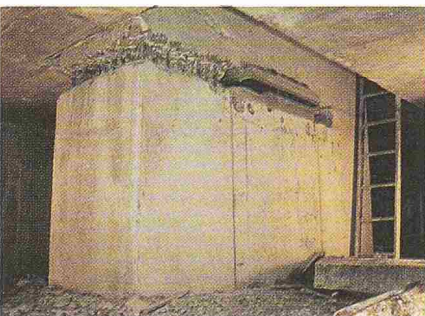


Bild 13. Gleitlager im Pfeiler (A. von Glutz)

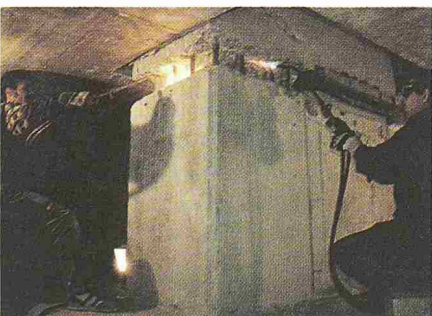


Bild 14. Wärmen und Trennen der Zugarmierung (A. von Glutz)



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 Haupttrissen 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 Ausdrucke 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 talseitig 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 Brennverfahren 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 Hauptrisse derart ausgeweitet, dass sie sich ohne Zwängungen wieder schliessen konnten. An den Rissufern 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 Querkkräfte im Brückenträger in den durch Risse geschwächten Zonen ihr Vorzeichen ändern konnten. Andererseits waren diese Querkkräfte 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-

schen den Hauptrissen 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 Querkkräfte 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 Hauptrisse mit einem Spezialbeton vergossen und die kleineren Nebenrisse mit Kunstharz ausinjiziert. Der Brückenträger war bei beiden Widerlagern

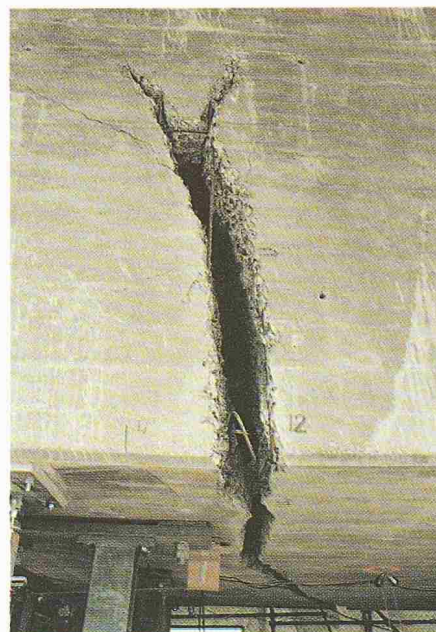


Bild 16. Ausweiten der Hauptrisse (L. Buscarlet)

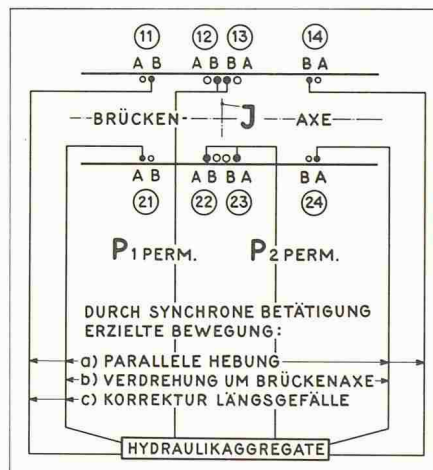


Bild 17. Steuerung der Hubpressen

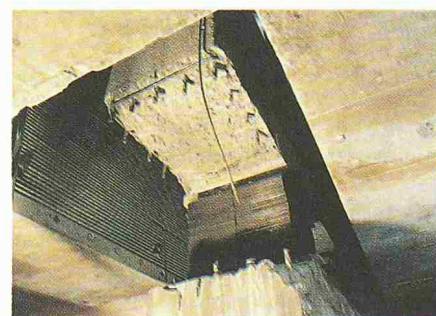


Bild 18. Notstapel zwischen Pfeiler und Pfeilerstummel (L. Buscarlet)

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 (Nr. 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 Stahlpriesse 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 Leitschrankenpfosten wurden ausgebohrt und das Sollprofil mittels eines Spezialmörtels wiederhergestellt, worauf die neuen Leitschrankenpfosten mittels Klebeankern 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-, Klebeanker- 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 Aïre

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, Räfelfstrasse 11, 8045 Zürich.