

Die Spannbeton-Brücke über den Rhein zwischen Au und Lustenau: Auszug aus einem Vortrag

Autor(en): **Scheurer, R.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **77 (1959)**

Heft 37

PDF erstellt am: **22.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-84318>

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 Spannbeton-Brücke über den Rhein zwischen Au und Lustenau

Hiezu Tafeln 36/38
DK 624.21:624.012.47

Auszug aus einem Vortrag, gehalten im Zürcher Ingenieur- und Architektenverein von **R. Scheurer**, dipl. Ing., Oberingenieur der AG. Conrad Zschokke, Zürich

Bei der neuen Strassenbrücke über den Rhein zwischen Au (Schweiz) und Lustenau (Oesterreich), etwa 3 km oberhalb St. Margrethen (Bild 1) handelte es sich darum, die beiden bestehenden, z.T. baufälligen Brücken von Oberfahr und Monstein einschliesslich ihrer Zollstationen zu ersetzen. Die gemeinsame schweizerisch-österreichische Rheinkommission für die Regulierung des Rheins von der Illmündung bis zum Bodensee eröffnete zu diesem Zwecke einen Submissions-Wettbewerb unter schweizerischen und österreichischen Firmen zur Erlangung von Projekten mit verbindlichen Angeboten (siehe SBZ 1954, S. 444).

A. Wettbewerbs-Unterlagen und -Vorschriften

Allgemeine und konstruktive Vorschriften

Es waren gegeben: die Lage der Brückenaxe, der Ax- abstand der Hauptwiderlager sowie die nutzbare Fahrbahn- und Gehweg-Breite. Ferner wurde vorgeschrieben, dass das Mittelgerinne des Rheins mit 88 m ohne Zwischenpfeiler zu überspannen und die Vorlandbrücke Seite Schweiz in zwei, diejenige auf Seite Oesterreich in drei Oeffnungen aufzu- teilen sei.

Für die konstruktive Ausbildung hatten sich die Be- werber an die Vorschriften bezüglich der Fundations-Hori- zonte der Widerlager, Vorland- und Strompfeiler sowie der Maximalkoten der Fundament-Oberkanten zu halten. Die tiefste Lage der Tragwerks-Untersicht war mit 1 m über dem Katastrophen-Hochwasserspiegel festgelegt und zudem die Fahrbahn-Höhe bei den Widerlagern und die max. Steigung im Brücken-Längsprofil mit 3 % gegeben. Die Kon- struktion war so auszubilden, dass eine spätere Hebung der Brücke um 1,50 m zur Ermöglichung einer Rheindamm- erhöhung ohne Schaden für das Bauwerk und ohne weitere Verstärkungsarbeiten oder Aenderungen erfolgen kann. Es war zudem bei der statischen und konstruktiven Durch- bildung der Möglichkeit ungleicher Setzungen der Pfeiler und Widerlager Rechnung zu tragen.

Vorschriften über Baustoff und Bauausführung

Als Baustoff war Spannbeton, Stahl oder kombinierte Bauweise zugelassen. Für allfällige Vorschläge in Stahl war — mit Ausnahme der Montageverbindungen — geschweisste Ausführung vorzusehen. Bezüglich der Oberflächenausbil- dung war einer zeitweise stark säurehaltigen Atmosphäre — verursacht durch Industrieabgase — soweit als möglich Rechnung zu tragen, da diese Abgase an bestehenden Stahl- brücken der Gegend bereits starke Korrosionsschäden verur- sacht hatten.

Der durch Einbauten (Lehrgerüste) bedingte Aufstau des Rheins durfte bei Katastrophen-Hochwasser nicht mehr als 50 cm betragen, zudem waren Gerüste und Schalungen so anzuordnen, dass ihre Unterkanten mindestens 50 cm über Katastrophen-Hochwasser lagen.

Als *Vollendungstermin* war 2½ Jahre nach Auftrags- erteilung vorgesehen.

Abflussverhältnisse des Rheines

Aus den hydrographischen Jahrbüchern des Eid. Amtes für Wasserwirtschaft konnte entnommen werden, dass die Niederwasserperiode, während welcher Wasser- mengen bis 600 m³/s abfliessen, von Ende November bis anfangs Mai dauert. Die in der Zeit von anfangs Juni bis

Ende November auftretenden normalen Durchschnitts-Hoch- wasser erreichen die Krone der Mittelgerinnewuhre, ohne sie zu überströmen. Dagegen können die Vorländer durch Sickerwasser überflutet werden.

Das höchste, in der Periode 1919 bis 1954 gemessene Hochwasser mit Ueberflutung der Mittelgerinne-Wuhre betrug 2700 m³/s, und zwar im Jahre 1954. Dem Projekt war indessen ein mögliches Katastrophen-Hochwasser von 3100 m³/s (Rekonstruktionswert des Hochwassers von 1927) zu Grunde zu legen, wobei die Vorländer bis 1 m unterhalb der vorgeschriebenen Konstruktions-Untersicht überströmt werden. Das Angebot hatte auch alle Risiken bis zu dieser Hochwassermenge einzubeziehen.

In den Wintermonaten war mit starkem Eisgang, bei den Sommerhochwassern mit viel Treibholz zu rechnen.

Vorschriften über die statische Berechnung

Als *Belastungsannahmen* galten diejenigen der OE- Norm B 4002, Brückenklasse 1, d. h.: ein 25-t-Lastwagen auf einem, ein 14-t-Lastwagen auf dem andern Fahrbahn- streifen; gleichmässig verteilte Last von 500 kg/m² auf den restlichen, von den Lastwagen nicht besetzten Teilen der Fahrbahn sowie auf den Radfahrstreifen und Gehwegen. Die Brücke muss ausserdem der Belastung durch ein in Fahrbahnmittle mit einer beidseitigen Abweichung von 0,5 m fahrendes, 60 t schweres Raupenfahrzeug im Alleingang ge- nügen, wobei die Radfahr- und Gehweg-Streifen mit 500 kg/m² belastet anzunehmen sind.

Für die *Dimensio- nierung* waren die ein- schlägigen Normen des S. I. A., Ausgabe 1951, anzuwenden. Die zulässigen Kanten- pressungen der Funda- mente (inkl. Tie- fenzuschlag) in kiesi- gem Baugrund durf- ten max. 3 kg/cm² be- tragen.

Auf Grund dieser Unterlagen und Vor- schriften wurden der Bauherrschaft zwölf Projekte mit verbind- lichen Angeboten ein- gereicht, wovon sieben in Spannbeton und fünf in Stahl so- wie in Kombinationen Stahl/Spannbeton. Die Liste der Preisge- winner ist in der SBZ vom 11. Juni 1955, S. 366 erschie- nen.

Das mit dem ersten Preis ausgezeichnete, zur Ausführung ge- langte Projekt der Arbeitsgemeinschaft

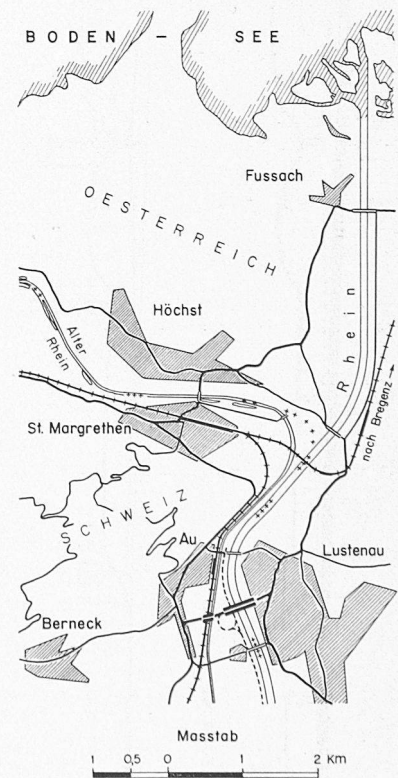


Bild 1. Die Lage der neuen Rhein- brücke; Masstab 1:100 000

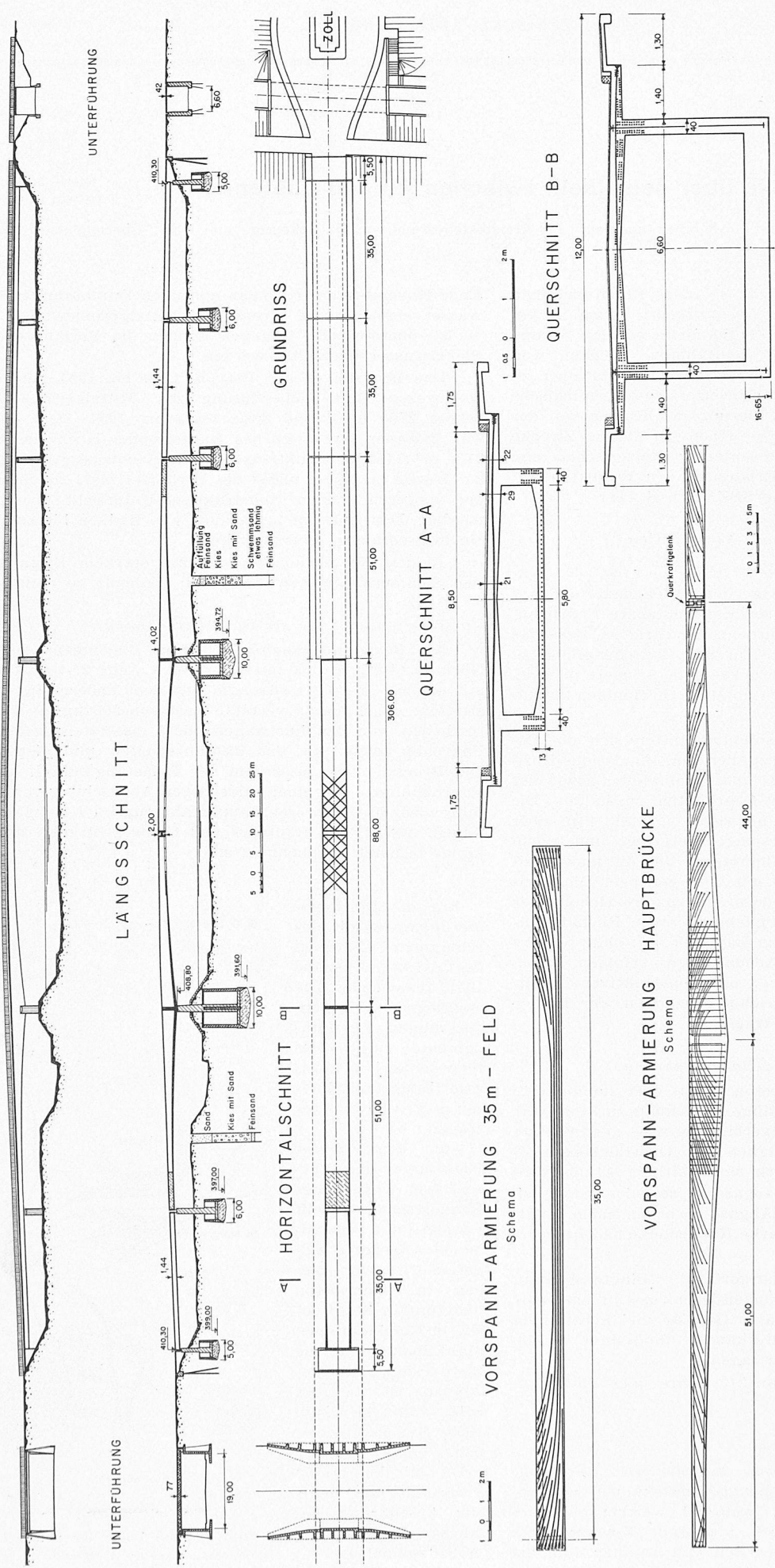


Bild 2. Spannbetonbrücke Au-Lustenau. Uebersichtszeichnungen 1:1500, Vorspannarmierung Hauptbrücke 1:600, 35-m-Feld 1:300, Querschnitte 1:150

Conrad Zschokke, Zürich, und Ast & Co., Graz, dessen Oberbau nach dem Dywidag-Spannbeton- und Freivorbau-Verfahren konzipiert wurde, soll nachstehend erläutert werden.

B. Projektbeschreibung

Brückensystem und Längsprofil (Bild 2)

Unter Berücksichtigung der Bestimmungen des Submissions-Wettbewerbes wurden die Spannweiten vom linken zum rechten Ufer wie folgt gewählt (in m): 5,5 — 35 — 51 — 88 — 51 — 35 — 35 — 5,5, total 306 m.

Im Hinblick auf die später notwendige Hebung der Brücke um 1,50 m und um gleichzeitig der Möglichkeit ungleicher Setzungen Rechnung zu tragen, wurden die 35-m-Felder als frei aufliegende, einfache Balken projiziert.

Die *Hauptbrücke* wird von zwei 51 m weit gespannten Tragwerken mit 44 m über das Mittelgerinne des Rheins ausladenden Kragarmen gebildet. Diese Kragarme sind in der Mitte des 88-m-Feldes durch ein Querkraftgelenk verbunden. Es besteht aus einem Rollenlager, welches zwischen Konsolen der Brückenkrägel liegt und alle Längsbewegungen infolge Bremskräften, Temperatur, Schwinden und Kriechen gestattet, ohne dass Horizontalschübe übertragen werden. Durch vertikale Vorspannstäbe, welche in den Lagerkonsolen verankert sind, erhält das Rollenlager Druck, so dass Querkräfte, welche durch unsymmetrische Nutzlast auftreten, von einem Kragarm auf den andern übertragen werden.

Die *Lager* über den Strompfeilern wurden als feste Hartbleilager, die Lager über den Widerlagern und Vorlandpfeilern wechselweise als Stelzen- bzw. Hartbleilager vorgesehen.

Die *Gliederung der Hauptbrücke* in zwei frei

aufliegende Träger mit Kragarm erleichtert — ähnlich wie das für die 35-m-Felder bereits erwähnt wurde — die spätere Hebung der Brücke und hat den Vorteil, das System gegen ungleiche Setzungen der Strompfeiler fast völlig unempfindlich zu machen. So wurde in der statischen Berechnung nachgewiesen, dass bei Setzungen der Auflager von beispielsweise 2 cm einerseits und 3,5 cm andererseits die Stützenquerschnitte der Hauptbrücke Zusatzspannungen von nur $\pm 2,0 \text{ kg/cm}^2$ erhalten, dass ferner für die Strompfeiler Setzungsdifferenzen bis 10 cm noch keine Ueberschreitung der zulässigen Spannungen zur Folge haben.

Die *Nivellete* der Brückenfahrbahn bei den beiden Widerlagern wurde gemäss den Bestimmungen des Submissionswettbewerbes auf 410,30 m ü. M. festgelegt. Sie steigt vom schweizerischen Ufer mit der höchst zugelassenen Neigung von 3 %, von österreichischer Seite mit 2,36 %. In der Hauptöffnung hat die Nivellete Kreisform mit einem Ausrundungsradius von 1600 m, der höchste Punkt der Fahrbahnaxe liegt auf 414,20 m ü. M. Für die Unterkante des Tragwerkes war die Vorschrift massgebend, dass die Kote 408,80 nicht unterschritten werden darf. Damit ergaben sich die für die konstruktive Durchbildung des Brücken-Querschnittes massgebenden Bauhöhen von 1,44 m bei den Widerlagern und 4,02 m bei den Strompfeilern.

Unterbau

Die Sondierungen des Baugrundes zeigten eine Folge kiesiger und sandiger Ablagerungen über einer Schlemmsand-Schicht. Es handelt sich um junge Delta-Ablagerungen des früher weit ins Rheintal hinaufreichenden Bodensees. Von den drei untersuchten Möglichkeiten: offene, umspundete Baugrube mit Wasserhaltung (wobei mit ziemlich starker Grundbruchgefahr zu rechnen war), Pfählung und Senkkasten hat sich die letztgenannte als wirtschaftlichste erwiesen und wurde für sämtliche Widerlager- und Pfeilerfundamente vorgesehen. Die bereits im Submissionswettbewerb für die Projektierung vorgeschriebenen Fundamentkoten sahen vor, die Widerlager und Pfeiler auf eine 8 bis 10 m starke Kies-Sand-Schicht abzustellen. In der stat. Berechnung wurden bei einer zulässigen Kantenpressung von 3 kg/cm^2 die Horizontalkräfte infolge Wind auf den Oberbau, Bremskräfte und Lagerreibung mitberücksichtigt.

Konstruktiv wurden die *Senkkasten* (Bilder 3 und 4 u. Tafel 38) als rechteckige, mit Zellenwänden unterteilte Eisenbetonkassen mit Schneide ausgebildet, wobei die Ecken im Grundriss gekappt sind. Die Grundrisse der Widerlagerfundamente wurden auf $5 \times 10,50 \text{ m}$, diejenige der Vorlandpfeiler auf $6 \times 13,50 \text{ m}$ und diejenigen der Strompfeiler auf $10 \times 19 \text{ m}$ bemessen. Die Senkkastenzellenwände verteilen durch Scheibenwirkung die Auflagerkräfte auf die ganze Fundamentplatte, wobei wegen der grossen statischen Höhen praktisch keine Biegespannungen in vertikaler Richtung auftreten. Die Fundamentplatte jedes Kastens besteht aus einer unter Wasser eingebrachten Betonschicht und einer darauf liegenden, nach Auspumpen der Senkkasten im Trockenen eingebrachten, bewehrten Betonplatte.

Der Anzug der Aussenfluchten wurde auf 1:25 festgelegt in der Absicht, je nach Erfahrungen mit den ersten Senkkasten diesen Anzug namentlich für die Strompfeiler noch zu korrigieren. Eine derartige Korrektur im Sinne eines steileren Anzuges hat sich bei der Ausführung als notwendig erwiesen.

Es wurde ferner bei der Projektierung der Möglichkeit Rechnung getragen, nach erfolgter Absenkung der Senkkasten die Fundation noch durch einzurammende Betonpfähle innerhalb des Kastengrundrisses zu verstärken. Die Senkkasten

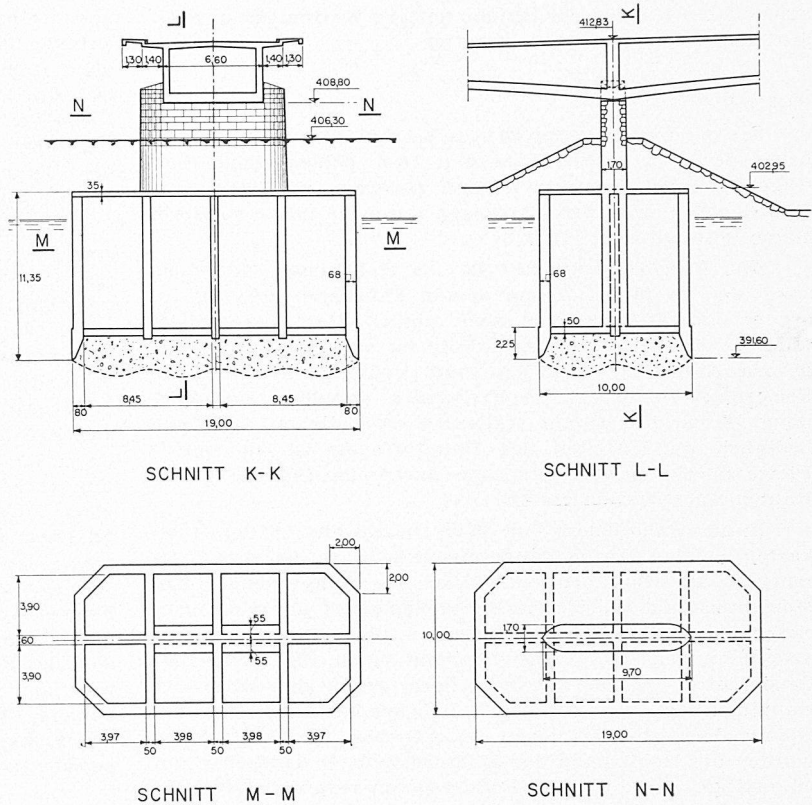


Bild 3. Strompfeiler links, Schnitte 1:500

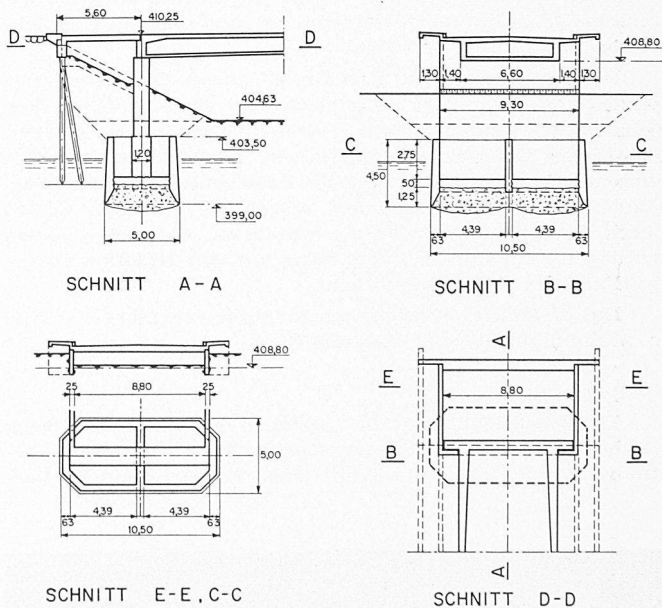


Bild 4. Widerlager links, Schnitte 1:500

der *Strompfeiler* (Bild 3) wurden so dimensioniert, dass im Falle des Antreffens grosser Blöcke, harter Schichten oder alter Steinwuhre eine Umstellung auf Druckluft-Betrieb möglich war. Für die Strompfeiler-Senkkasten wurde eine obere Abdeckplatte vorgesehen und in der Berechnung eine Wasserfüllung des Hohlraumes angenommen. Dadurch konnte der Grundriss infolge Verminderung der Auflast etwas kleiner gehalten werden. Bei den übrigen Pfeilern und den Widerlagern wurde dagegen diese Abdeckplatte weggelassen und der Hohlraum mit Aushubmaterial gefüllt.

Für die Senkkasten-Konstruktionen, einschliesslich des Unterwasserbetons, wie auch für die Pfeiler und Widerlager, hat man Beton PC 300 vorgesehen. Die notwendigen baulichen Einrichtungen in den Pfeilern und Widerlagern für

eine spätere Hebung der Brücke mittelst hydraulischen Pressen sind im Projekt berücksichtigt.

Brückenquerschnitt

Die *Gesamtbreite* der Brücke beträgt 12 m und umfasst neben der 6 m breiten Fahrbahn zwei höhengleiche *Radwege* von je 1,25 m sowie zwei *Gehwege* von je 1,75 m Breite, welche von den Radwegen durch 20 cm hohe Bordsteine getrennt sind (Bild 2).

Der *Brückenquerschnitt* ist als Hohlkasten, bestehend aus einer im Mittel 25 cm dicken Fahrbahnplatte, 40 cm breiten Längsträgern und einer untern Platte ausgebildet (Bild 2). Die Stärke dieser Platte ist variabel, sie beträgt in den 35-m-Feldern 13 cm (mit Vouten), in den 51-m-Feldern, sowie in der im Freivorbau erstellten Hauptöffnung 16 cm bis 65 cm (teilweise ebenfalls mit Vouten). Lediglich im Mittelteil der Hauptöffnung ist die untere Platte zwecks Gewichtersparnis durch eine fachwerkartige Rauten-Konstruktion ersetzt.

In den Randfeldern von 35 m Spannweite ist der Hohlkasten auf der ganzen Länge gleich hoch. In den drei Oeffnungen der Hauptbrücke wurden die Trägerhöhen dem Momenten- und Querkraftsverlauf angepasst und sind dementsprechend über den Strompfeilern am grössten. Den Beanspruchungen entsprechend nimmt auch die Dicke der Druckplatte von den Strompfeilern gegen die Mitte der Hauptöffnung bzw. gegen die Brückenenden ab. Zur Erhöhung der Sicherheit gegen das Abheben der Konstruktion wurden die Hohlkasten der 51-m-Oeffnungen landseitig auf eine Länge von je 9 m mit Ballast-Beton ausgefüllt (Bild 2).

Die *Fahrbahnplatte* folgt aus Gründen der Gewichtersparnis auch in ihrer Untersicht dem durch die Bordsteine bedingten Sprung. Dadurch wurde gleichzeitig in architektonischer Hinsicht eine Unterteilung und Belebung erzielt, welche sich günstig auswirkt.

Die *Fahrbahndecke* besteht aus einem Glatzstrich mit Zementmörtel über der Betonplatte und einer 5 mm starken Isolation aus Asphalt-Mastix. Darüber folgt ein 3 cm starker, elastischer Vabit-Belag und je ein Lackbitumen-Anstrich zwischen Beton und Mastix, sowie zwischen Mastix und Belag. Unter den Granit-Bordsteinen wurde die Isolation zudem durch Bitall-Aluminium-Folien verstärkt. Als *Gehwegbelag* wurde ein 2 cm starker Vabit-Belag auf eine Isolation analog der Fahrbahndecke aufgebracht.

Das *Geländer*, ursprünglich in Stahl vorgesehen, wurde in Aluminiumlegierung ausgeführt.

Vorspannung

Mit Rücksicht auf die geringen Konstruktionshöhen, welche durch die Wettbewerbsvorschriften weitgehend bestimmt wurden, war die Wahl einer Konstruktion in Vor-

spannbeton gegeben. Gleichzeitig bietet dieses Verfahren Gewähr, dass das Bauwerk dank der Rissesicherheit gegenüber atmosphärischen Einflüssen weitgehend unempfindlich ist. Als Vorspannsystem wurde das *Dywidag-Spannbeton-Verfahren* gewählt, wobei die Bauherrschaft der Ausführung mit voller Vorspannung — also vollständiger Ueberdrückung der Beton-Zugspannungen — in Längsrichtung und teilweiser Vorspannung in Querrichtung den Vorrang gab.

Im Gegensatz zu anderen Vorspann-Verfahren, welche einzelne Drähte von $\varnothing 5-6$ mm zu Bündeln zusammenfassen, werden beim Dywidag-System Spannstäbe von $\varnothing 26$ mm aus naturhartem mangan/siliziumlegiertem Sigma-Stahl 80/105 verwendet. Die Streckgrenze wurde mit 80 kg/mm^2 und die Bruchfestigkeit mit 105 kg/mm^2 durch die Lieferfirma garantiert. Die gerechnete Spannkraft pro Stab betrug im Endzustand, d. h. nach Abbau der Schwind- und Kriechspannungen, rund 30 t. Die Spannstäbe, welche bis zu Längen von 25 m geliefert werden, sind an den Enden mit aufgerollten Gewinden versehen. In Verbindung mit einer aufgeschraubten Mutter dienen diese Gewinde zum Spannen und Abstützen der Spannkraft gegen eine Ankerplatte oder zum Aufschrauben einer Muffe, wenn der Spannstab sich aus einzelnen Stäben zusammensetzt, wie z. B. beim Freivorbau. Im Gegensatz zu eingeschnittenen Gewinden hat das kalt aufgewalzte, d. h. aufgerollte Gewinde den Vorteil, dass der Faserverlauf beim Walzvorgang nicht unterbrochen wird und dass die beim Aufwalzen im Gewindegrund eintretende Querschnittsverkleinerung durch eine Erhöhung der Festigkeitseigenschaften infolge des Aufwalzens kompensiert wird.

Die an den Enden der Spannstäbe aufgesetzten Ankerplatten bzw. Spannköpfe sind mit einer Armierungspirale verschweisst, um die hinter den Verankerungen auftretenden konzentrierten Spannkraft sicher auf den Beton zu übertragen und um zu verhindern, dass die zulässigen Betonspannungen überschritten werden.

Aehnlich wie bei zu Bündeln zusammengefassten Drähten wird der Dywidag-Spannstahl in dünnwandigen, leicht gerippten Rohren verlegt, damit er sich beim Vorspannen auf die ganze Spannweite gleichmässig dehnen kann. Nach erfolgtem Spannen wird der verbleibende Hohlraum durch Injektionspumpen mit Zementmörtel ausgepresst. Damit wird erreicht, dass der Verbund mit dem Beton längs des ganzen Stabumfangs gewährleistet ist. Ausgeführte Versuche haben ergeben, dass Verbundfestigkeiten von 60 kg/cm^2 , bezogen auf die Spannstahlfläche, erreicht werden, was dem entsprechenden Wert eines unmittelbar einbetonierten Eisens gleichkommt.

Bei der mehrfachen Kontrolle des Spannvorganges wird die Spannkraft nach dem errechneten Dehnungsweg ermittelt. Ausserdem wird die Spannkraft über das Manometer der hydraulischen Spannpresse sowie durch Aufsetzen eines Dynamometers kontrolliert. Zur Ueberprüfung des am Zählwerk der Presse abgelesenen Dehnungsweges wird zudem der Stabüberstand vor und nach dem Spannen gemessen.

Lehrgerüste, Freivorbau

Mit Rücksicht auf die grossen Fliessgeschwindigkeiten des Rheins bei Hochwasser — anlässlich des Hochwassers vom Juli 1956 wurden im Mittelgerinne rd. 6 m/s gemessen —, den grossen Geschiebebetrieb, die sehr starke Kolkgefahr, die grosse Treibholzführung bei Hochwasser und den Eisgang im Winter (Bild 5) wäre die Abstützung eines Lehrgerüsts nicht einfach gewesen, um so mehr als infolge der geringen verfügbaren hochwassersicheren Bauhöhe keine grossen Gerüstspannweiten in Frage kamen. Aus diesen Gründen wurde im Projekt vorgesehen, die 88 m weit gespannte Mittelöffnung der Brücke über dem Hauptgerinne im *Freivorbau* zu erstellen. Es hat sich bei der Ausführung in vollem Masse bestätigt, dass die diesbezüglichen Projektdispositionen zweckmässig waren.

Dagegen war es ohne weiteres möglich, für die Vorlandöffnungen *Lehrgerüste* vorzusehen, da die Fliessgeschwindigkeiten und damit auch die Kolkgefahr bei Hochwasser in den Vorländern bedeutend kleiner sind.

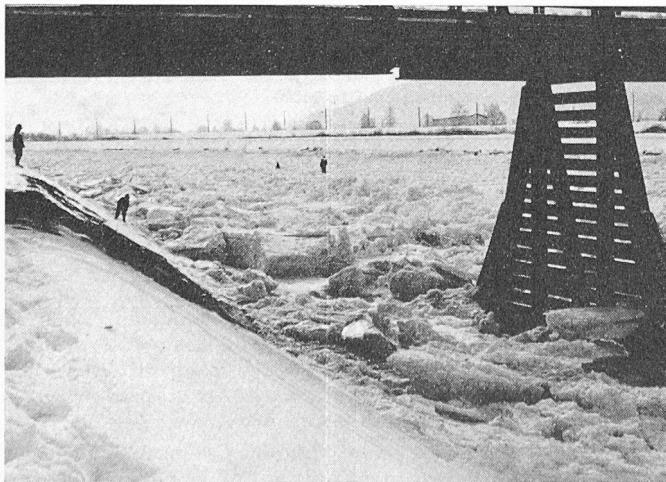


Bild 5 Eisgang auf dem Rhein bei der Brücke Monstein während der Erstellung der Fundationen (Winter 1955/56).

Lehrgerüste der Vorlandöffnungen (Bild 6).

Diese wurden aus Holzjochen und darüber gelegten, gegenseitig durch Lindapter verbundenen Differdingerträgern vorgesehen. Die Träger wurden so bemessen, dass die Durchbiegung im ungünstigsten Bauzustand höchstens 1,5 cm betrug. Die Joche wurden zwecks Erreichung eines möglichst grossen Durchflussprofils nur als einfache Schwellenjoche konstruiert und auf eine mittels Eisenbetonbalken zusammengefasste Pfahlreihe abgestellt bzw. verankert. Diese Massnahme war mit Rücksicht auf die in den weichen Vorlandböden grosse Kolkgefahr notwendig und erlaubte zudem, die Schwellenjoche mehrmals zu verwenden. Im Bauprogramm wurde zwecks Vermeidung eines grösseren Aufstaus bei Hochwasser vorgesehen, dass höchstens zwei Brückenöffnungen gleichzeitig eingerüstet sind. Die notwendige Längssteifigkeit der Lehrgerüste während dem Betonieren konnte durch diagonale Verschwenkungen erreicht werden, welche jedoch nach dem Einbringen des Betons im Interesse eines möglichst grossen Durchflussprofils wieder zu beseitigen waren. Als Absenkvorrichtungen wurden unter jedem Träger-Auflager Bockwinden vorgesehen.

Freivorbau (Tafeln 36 und 37)

Das Verfahren des Freivorbau nach System Dywidag wurde bereits bei verschiedenen, grösstenteils in Deutschland erstellten Brücken mit Erfolg angewendet. In der Schweiz wurde es für 30 m lange Kragträger für die Kranbahnen der Rheinhäfen durch die Firma Züblin & Co. AG. in Basel benützt. Für Brückenbauten jedoch kam das System in unserem Lande erstmals zur Anwendung.

Der Bauvorgang besteht darin, dass der Brückenträger in einzelnen Abschnitten von 3 m frei vorgebaut wird, wobei die entstehenden Kraglasten jeweils vom vorherigen Abschnitt übernommen und weitergeleitet werden. Zu diesem Zwecke wird ein Vorbauwagen verwendet, welcher als Schalungs- und Betoniergerüst dient. Er besteht im wesentlichen aus einem oberen, nach vorne auskragenden Fahrgerüst und zwei übereinanderliegenden Plattformen; sein Gesamtgewicht, einschliesslich Ballast, beträgt rd. 65 t. Die Betonlast eines frisch hergestellten Brückenabschnittes wird durch die Konstruktion des Vorbauwagens auf den vorherigen, erhärteten Abschnitt übertragen, wobei das Fahrgerüst hinten

im Beton verankert ist. Beim Vorfahren wird diese Verankerung gelöst und die nach vorne auskragende Last durch ein Gegengewicht auf den hintern Teil des Fahrgerüstes ausgeglichen, womit die Standsicherheit gewährleistet ist.

Die im Freivorbau verwendeten Spannstähle sind 6 m lang entsprechend der doppelten Länge eines Vorbauabschnittes. Die einzelnen Stücke werden durch Muffen gestossen, und zwar in einem Schnitt nur jeweils die Hälfte, während die andern durchlaufen. Nachdem der Beton des letzten Vorbauabschnittes genügend erhärtet ist, d. h. eine Druckfestigkeit von rd. 300 kg/cm² besitzt, werden die zur Aufnahme des Kragmomenten-Zuwachses benötigten Stähle gespannt und injiziert. Alle übrigen Stähle des betreffenden Querschnittes werden angemufft und erst dann vorgespannt und injiziert, wenn deren Enden in den ihnen zugewiesenen Abschnitten einbetoniert sind.

Bei den Freivorbauabschnitten ist der Abfall an Vorspannkraft infolge Kriechens trotz frühzeitigem Anspannen nicht grösser als bei normalen, auf Lehrgerüst erstellten Brücken. Dies rührt daher, dass die Beton-Beanspruchungen des jeweils zuletzt betonierten Abschnittes nur sehr gering sind und erst im Laufe des Fortschreitens des Vorbaues ihre volle Höhe erreichen. Während dem Anwachsen der Beanspruchungen nimmt auch das Alter und damit die Festigkeit des Betons sehr rasch zu.

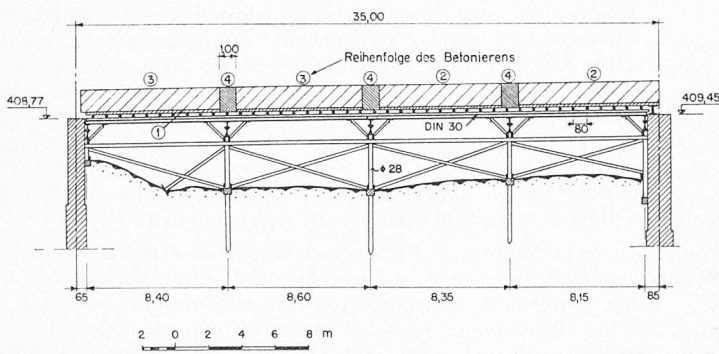
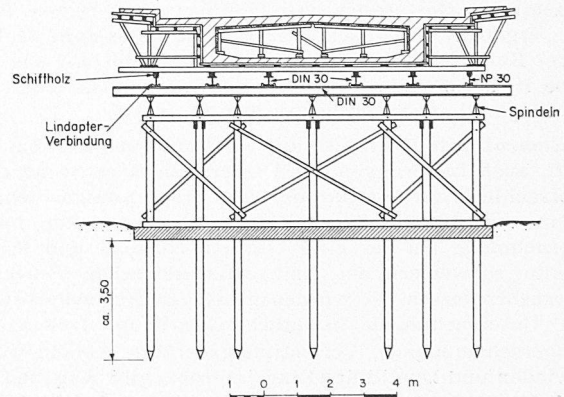
C. Bauausführung

1. Installationen

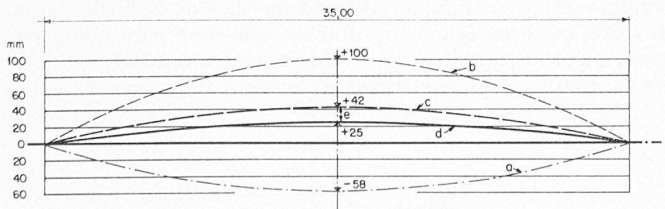
Die Platzverhältnisse liessen es als zweckmässig erscheinen, den Hauptteil der Baustelleneinrichtungen auf Schweizerseite anzuordnen, und zwar mit Rücksicht auf die Hochwassergefahr hinter dem Rheindamm. Nebst den üblichen Installationen wie Betonauflbereitungsanlagen mit Gewichtsdosierung, Zimmerei, Werkstätte, Aushubgeräte und Rammeinrichtung wurde ein kleines Betonlabor eingerichtet.

2. Baustoffuntersuchungen

Um den hohen Qualitätsansprüchen, wie sie der Spannbeton stellt, zu genügen, waren ziemlich umfangreiche Vor-



Lehrgerüstüberhöhungen



- a = Durchbiegung infolge Eigengewicht
- b = Durchbiegung infolge Vorspannung
- c = Resultierende aus a und b
- d = Bleibende Überhöhung des fertigen Bauwerkes = festgelegte Sollage
- e = Unterhöhung Lehrgerüst
- f = Jochsenkung und Fugenzusammendrückung

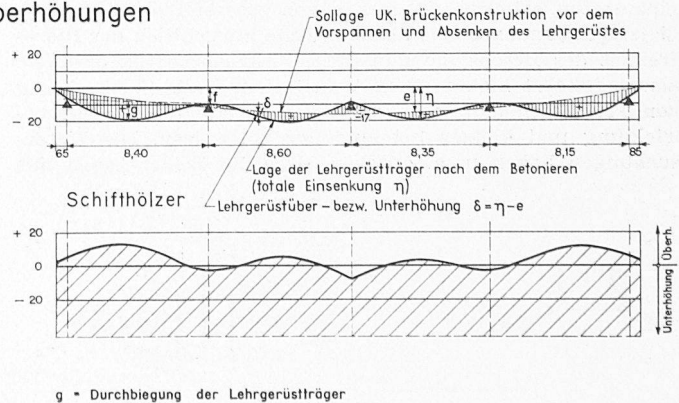
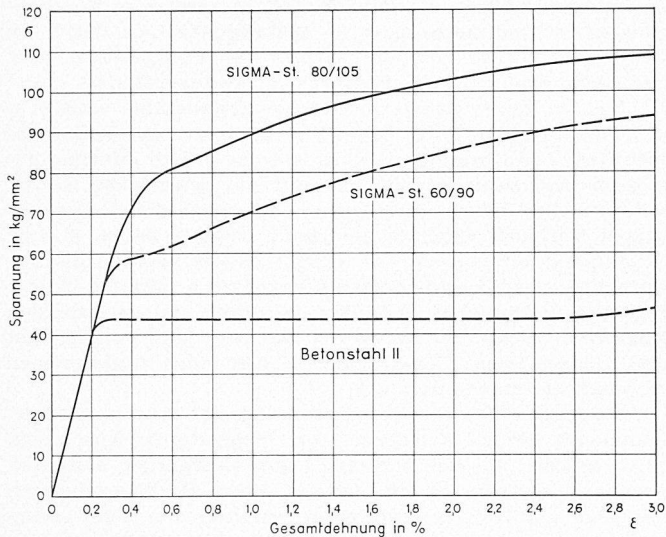


Bild 6. Lehrgerüst für ein 35-m-Feld, Längsschnitt 1:450, Querschnitt 1:225, sowie Gerüst-Ueberhöhungen



Garantierte Festigkeitswerte in kg/mm^2 oder %

Bezeichnung	Elastizitätsgrenze		Streckgrenze σ_s	Zugfestigkeit σ_B	Bruchdehnung δ_{10}
	$\sigma_{0,01}$	$\sigma_{0,03}$			
SIGMA-St. 60/90 ϕ 26 mm	55	57	60	90	8
SIGMA-St. 80/105 ϕ 26 mm	64	67	80	105	8

ELASTIZITÄTSMODUL = 20500 kg/mm^2

Bild 7. Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Spannstahls

untersuchungen und laufende Untersuchungen der Baustoffe notwendig. Sie erstreckten sich auf die mineralischen Zuschlagsstoffe des Betons, den Zement und den Spannstahl.

Kies-Sand. Die Beton-Vorversuche mit Festigkeits-, Dichtigkeits- und Frostbeständigkeitsproben wurden mit Material aus dem Rheintal sowie mit Kombinationen von Rheinkies mit Sanden des St. Galler Plateau wie auch mit solchem aus Oesterreich durchgeführt. Die besten Resultate ergaben sich schliesslich mit Kies-Sand-Material in drei Komponenten 0÷8, 8÷15 und 15÷30 mm aus einer Grube in der Schleife des Diepoldsauer Durchstiches, welches Material in der Folge verwendet wurde.

Zement. Mit Rücksicht auf die Forderung der Bauherrschaft, auch Lieferungen aus Oesterreich zu verwenden und hauptsächlich zur Abklärung der Frage, welche Spezialzemente sich für den Spannbeton am besten eignen, hat die Unternehmung bei der EMPA sieben Normal- und Spezialzemente schweizerischer und österreichischer Provenienz untersuchen lassen. Es wurden nebst den Normenprüfungen auch Untersuchungen bezüglich Gehalt an freiem Kalk (Treiberscheinungen), Verfestigungsverlauf, Abbindewärme, Schwinden und Ductilität (Ringrissprobe, gibt Angaben über den Schrumpfpfprozess) durchgeführt.

Ohne auf das Resultat dieser Untersuchungen näher einzutreten, sei erwähnt, dass es von grosser Bedeutung war, diejenigen Zemente zu wählen, welche hinsichtlich der Rissfreiheit des Betons die günstigsten Eigenschaften besitzen, also möglichst kleinen Gehalt an freiem Kalk (Vermeidung von Treiberscheinungen), günstigen Verlauf der Wärmeentwicklung und kleines Schwindmass aufweisen. Die Untersuchungen haben u. a. ergeben, dass die Zementtypen mit

hohen Anfangsfestigkeiten, also z. B. die Marken «Holderbank-Spezial» (Sch), «Perlmoos-Höchstwert» (Oe), «Schwenk hochwertig» (D) und «Lorüns-frühhochfest» (Oe) allgemein bedeutend «hitziger» sind, d. h. eine ungünstigere Wärmeentwicklung aufweisen als normale Zemente. Dabei hat sich der «Holderbank Spezial» am günstigsten verhalten.

Auf Grund dieser Untersuchungen wurden folgende Zemente verwendet: Unterbauten: «Portland»-Normalzement, armierte Konstruktionen Dosierung 300 kg/m^3 ; Ueberbauten auf Lehrgerüst, Seite Schweiz: «Holderbank-Spezial», Dosierung 350 kg/m^3 ; Ueberbauten auf Lehrgerüst, S. Oesterreich: «Lorüns-frühhochfest», Dosierung 350 kg/m^3 ; Ueberbauten im Freivorbau: «Perlmooser-Höchstwert», Dosierung 350 kg/m^3 . Für die Ueberbauten wurden Betondruckfestigkeiten von $\sigma_{d28} = 525 \text{ kg/cm}^2$ (zulässige, der statischen Berechnung zugrunde gelegte Spannung 180 kg/cm^2 vor, bzw. 163 kg/cm^2 nach Schwinden und Kriechen) erreicht, für die mit «Perlmooser-Höchstwert»-Zement erstellten Freivorbauten ein σ_d nach 36 ÷ 48 Stunden von 330 kg/cm^2 .

Vorspannstahl. Nebst den durch das Lieferwerk fortlaufend erstellten Prüfungsattesten für Sigma-Stahl 80/105 wurden verschiedene Proben auch durch die EMPA geprüft; es sei auf das Spannungs-Dehnungs-Diagramm (Bild 7) verwiesen.

3. Unterbauten

Projektgemäss sind die Gründungen sämtlicher Pfeiler und Widerlager mittels rechteckigen *Eisenbeton-Senkkasten* (Bilder 3, 4 und 8, sowie Tafel 38) mit Zwischenwänden ausgeführt worden. Diese konnten in der Niederwasserperiode betoniert und durch Unterwasseraushub der Zellen mit einem Greiferbagger sukzessive bis zum Erreichen der planmässigen Kote abgesenkt werden. Anschliessend erfolgte das Einbringen des Unterwasserbetons und nach genügender Erhärtung das Auspumpen der Kasten. Die Höhe der Unterwasserbetonschicht war so bemessen, dass der Auftrieb die Kasten nicht zu heben vermag. Dann folgte das Einziehen der bewehrten Sohlenplatte, das Betonieren der zusätzlichen Zwischenwände und Pfeiler.

Für die grossen Senkkasten der beiden Strompfeiler wurde von einer sog. *Absenkhilfe* Gebrauch gemacht. Dieselbe bestand in der Anwendung einer thixotropen Flüssigkeit zur Schmierung der äusseren Senkkastewände, womit die Mantelreibung weitgehend aufgehoben und der Kasten leichter und sicherer abgesenkt werden konnte. Thixotrope Flüssigkeiten haben bekanntlich die Eigenschaft, schlagartig den Aggregatzustand zu wechseln, d. h. aus dem flüssigen in einen gallertartigen, festen Zustand überzugehen und umgekehrt. Eine damit zusammenhängende Eigenschaft besitzt diese Flüssigkeit darin, dass sie nur in geringem Masse in die Poren des Bodens einzudringen vermag. Sie bewirkt einen hydrostatischen Druck, so dass ein Flüssigkeitswiderstand dem Erddruck entgegenwirkt.

Als thixotrope Flüssigkeit wurde eine Bentonit-Suspension mit möglichst starker Quellfähigkeit verwendet. Von den untersuchten Bentoniten österreichischer und italienischer Provenienz hat der Bentonit von Bocchia (It.) die grösste, nämlich eine etwa siebenfache Quellung ergeben; er wurde daher verwendet.

Der Senkkasten wurde mittels eines in den Wänden einbetonierten Rohrsystems (Bild 9) durch eine Schicht dieser thixotropen Flüssigkeit in Stärke von 6÷8 cm umgeben. Die vom Flüssigkeitsmantel auf den Senkkasten übertragenen Kräfte sind horizontal gerichtet, da in der Flüssig-

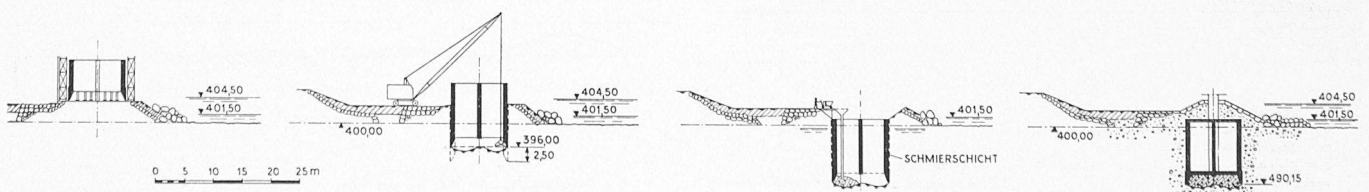


Bild 8. Baustadien des Strompfeilers links, Masstab 1:1300

keit praktisch keine Reibungen übertragen werden können. Vom Erddruck werden somit keine lotrechten Komponenten auf den Senkkasten ausgeübt, und er erfährt während dem Absenken keine Reibung. Das angewendete Verfahren hat sich sehr gut bewährt und hat zudem verhindert, dass das stark rollige Kies-Sand-Material beim Absenken nachrutschte, was speziell auf der Wasserseite sehr unangenehme Folgen gehabt hätte. Ferner werden bei der Anwendung thixotroper Flüssigkeiten einwandfrei erfassbare statische Verhältnisse geschaffen, indem die Wirkung des in seiner Grösse immer etwas unsicher zu ermittelnden Erddruckes bei der Berechnung der Senkkasten nur noch eine geringe Rolle spielt.

Fundationstiefe der Strompfeiler-Senkkasten

Wie erwähnt, bewirken bis zu 10 cm ungleiche Setzungen der Strompfeiler noch keine Spannungsüberschreitungen. Um jedoch über die mutmasslichen Setzungen genauere Angaben zu erhalten, wurden auf Anregung der Unternehmung in den beiden Strompfeilersenkkasten Rammsondierungen gemacht, als die projektierten Fundamentkoten erreicht waren. Die Auswertung dieser Sondierungen durch

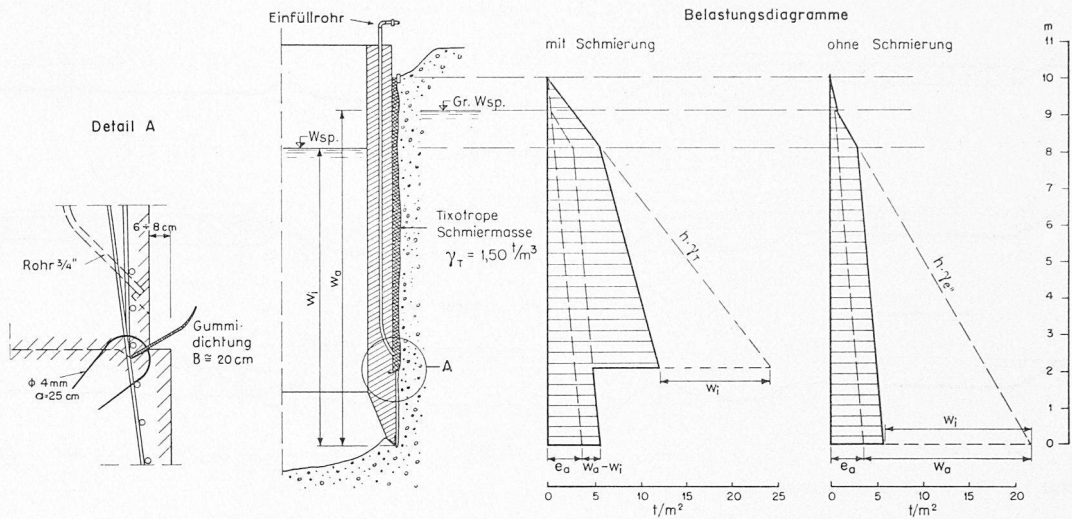


Bild 9. Absenkhilfe für die Strompfeiler

das Erdbaulaboratorium der ETH hat ergeben, dass die Kiesschicht, auf der abgestellt werden sollte, sehr kompressibel, dass dagegen die rd. 5 bzw. 4 m tiefer liegende Sandschicht viel weniger setzungsempfindlich war. Die auf Grund von Oedometer-Versuchen nach Methode Haefeli vorausgerechneten Setzungen wurden durch das Erdbaulabor mit einer Primärsetzung von rd. 4 cm innerhalb eines Monats und mit rd. 7 cm für die Nachsetzungen angegeben. In der Folge entschloss sich die Bauherrschaft, den auf Grund von Sondierbohrungen festgelegten Fundationshorizont zu verlassen, die Senkkasten um 5 bzw. 4 m weiter abzusenken und auf den Sand-Horizont abzustellen. Es hat sich wieder einmal bestätigt, dass die bei uns üblichen Sondierbohrungen in Lockergesteinen, speziell in diesen jungen Deltabildungen,

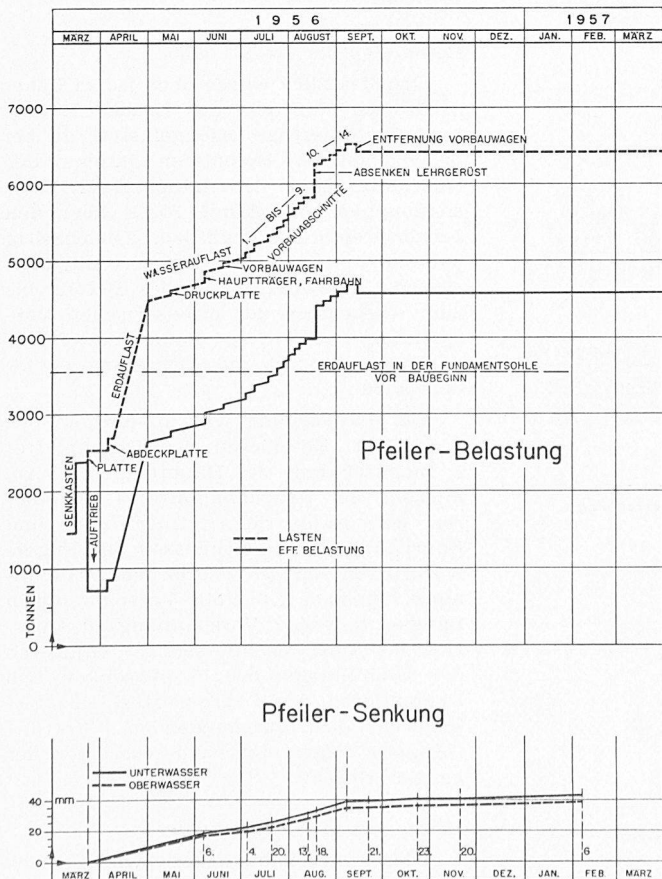


Bild 10. Setzungen Strompfeiler links

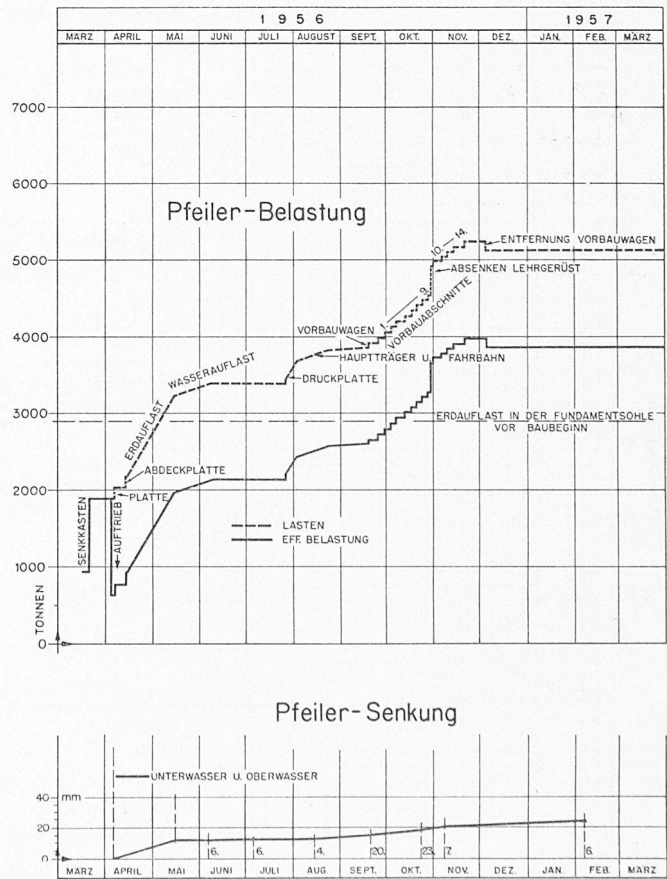


Bild 11. Setzungen Strompfeiler rechts

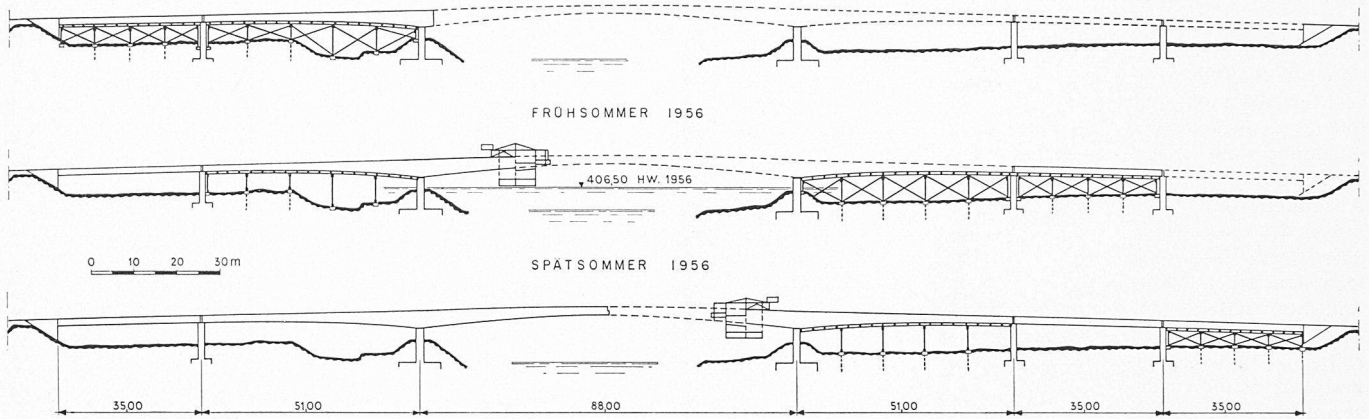


Bild 12. Bauvorgang des Oberbaues; Masstab 1:1750

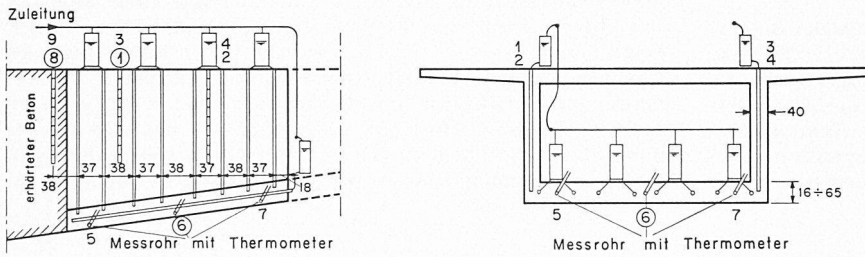
wohl guten Aufschluss ergeben über die Kornzusammensetzung, dass sie indessen nur in kleinem Masse in der Lage sind, Angaben über Gefügestruktur und Lagerungsdichte zu geben. Die Bilder 10 und 11 zeigen die am Objekt gemessenen Primär- und Nachsetzungen der beiden Strompfeiler.

4. Oberbau (Bild 12)

a) Auf Lehrgerüst erstellte Oeffnungen

Die Lehrgerüste der Vorland-Oeffnungen wurden in einfacher Weise mit auf Schwellen-, bzw. Pfahljochen aufgelagerten DIN-Trägern erstellt. Für die Berechnung der Ueberhöhungen wurden die Senkungen der Fundamente, die

Zusammendrückbarkeit der Lehrgerüst-Konstruktion, die Durchbiegungen der Längsträger, die Ueber- oder Unterhöhungen infolge der Vorspannung, welche je nach Ort und Verlauf der Momente ein Abheben oder Absenken der Konstruktion zur Folge hat, berücksichtigt. Alle diese Einflüsse superponiert ergeben die Gesamtwerte der Ueber- oder Unterhöhungen an jeder Stelle des Lehrgerüsts (Bild 6), deren möglichst genaue Vorausbestimmung namentlich für flache Brücken wichtig ist.



Kühlung des Vorbauabschnittes ⑤

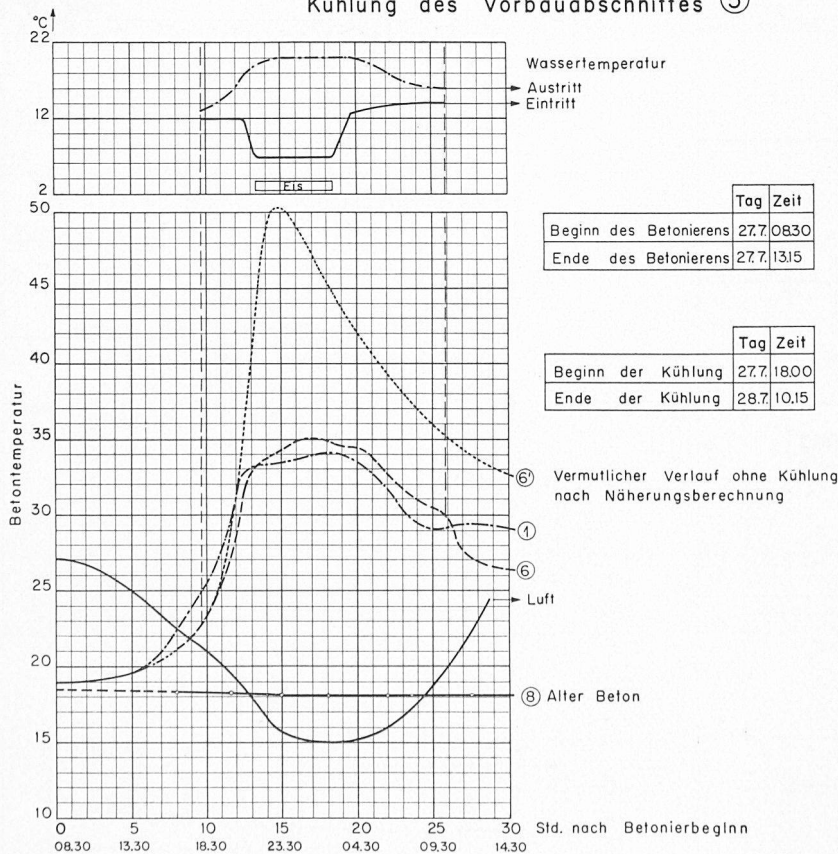


Bild 13. Schema der Kühlung des Betons (die teilweise eingekreisten Zahlen bezeichnen Messrohre)

Betonieren der 35-m-Felder

Grundsätzlich wurde über jedem Lehrgerüstjoch eine quer zur Brücke verlaufende Betonierfuge offengelassen, da bei durchgehendem Betonieren infolge der Durchbiegungen der Längsträger Zugspannungen und damit Risse über den Jochen entstehen würden. Gleichzeitig hat man mit diesen Fugen erreicht, dass sich der Schwindprozess des Betons bis zum Aufbringen der provisorischen Vorspannung auswirken kann, soweit er daran nicht durch die Armierung gehindert wird.

Der Bauvorgang war im übrigen folgender: 1. Betonieren der Druckplatte; 2. Innenschalung der Hauptträger; 3. Armierung der Fahrbahnplatte; 4. Betonieren der Hauptträger, Querträger und Fahrbahnplatte, 5. Schliessen der Fugen, Aufbringen der provisorischen Vorspannung (rd. 30 %); 6. Volle Vorspannung in Längs-, teilweise Vorspannung in Querrichtung mit anschließendem Injizieren der Umhüllungsrohre; 7. Absenken und Demontieren des Lehrgerüsts. Das Betonieren des durchgehenden Trottoir-Gesimses folgte erst nach Ausrüsten der ganzen Brücke.

Betonieren der 51-m-Felder

Dieses geschah analog, wie für die 35-m-Felder erläutert. Dagegen war die nach Fugenschluss aufzubringende Vor-

spannung nicht so stark wie bei den 35-m-Feldern, da ja das Vorspannen erst sukzessive mit dem Anspannen der einzelnen Freivorbau-Abschnitte erfolgte. Um trotzdem einen Teil der Schwindspannungen zu überdrücken, wurde im Hohlkasten eine provisorische Vorspannung montiert, womit rund 12 % der vollen Vorspannung aufgebracht werden konnten. Für die im Juli/August bei sehr warmer Witterung betonierte 51-m-Öffnung, Seite Oesterreich, wurde eine *künstliche Kühlung des Betons* mittels eisgekühltem Wasser vorgenommen.

Aehnlich wie im Staumauerbau ordnete man — hier nach einem von der Dywidag entwickelten Verfahren — ein System von im Beton versetzten, dünnwandigen Röhren an, durch welche eisgekühltes Wasser aus besonderen, gut isolierten, zu einer Batterie zusammengekuppelten Behältern geleitet wurde. Die in der Mitte der Längsträger vertikal verlaufenden einzelnen Röhren hatten Abstände von rd. 40 cm. Das Wasser wurde den Behältern durch eine Ringleitung zu-

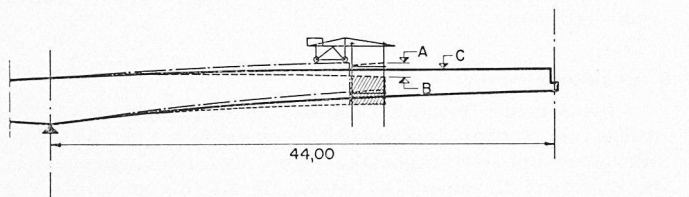
geführt, floss den Wandungen von Eisstangen entlang und wurde dadurch stark abgekühlt. Vom Auslauf gelangte es durch Gummischläuche direkt zum unteren Ende der Kühlrohre. Von dieser Stelle aus stieg das Wasser den Rohrwandungen entlang nach oben, übte dabei seine Kühlwirkung aus und floss in erwärmtem Zustand in eine Sammelrinne. Zwischen den Kühlrohren eingelassene Messrohre erlaubten, den Temperaturverlauf an verschiedenen Stellen genau zu verfolgen und die Kühlwasserzufuhr mittels Hahnen zu regulieren.

Auf diese Art gelang es, den Temperaturverlauf derart zu beeinflussen, dass die Differenz zwischen Einbring- und maximaler Abbinde-temperatur rd. 16 ° nicht überschritt und damit keine schädlichen Temperaturspannungen entstanden.

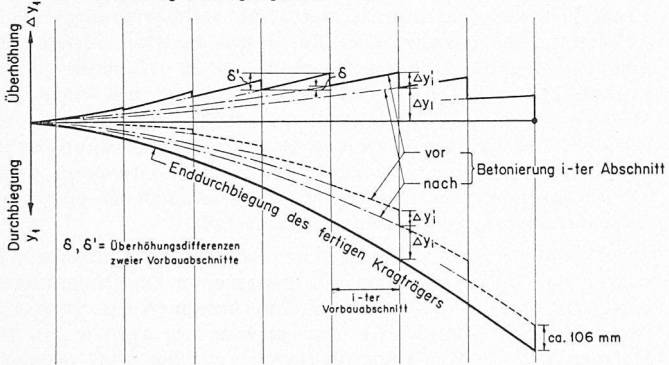
b) Im Freivorbau erstellte Abschnitte

Hier hatte die künstliche Betonkühlung noch grössere Bedeutung, weil es sich darum handelte, einen neuen Abschnitt an den vorhergehenden, bereits abgebundenen und weitgehend abgekühlten Abschnitt anzubetonieren. Die bei der Abkühlung nach dem Abbindeprozess eintretende Kontraktion in vertikaler Richtung wird an der Kontaktstelle mit dem vorhergehenden Abschnitt behindert, was ohne besondere Massnahmen zu beträchtlichen Temperaturspannungen führen könnte. Durch die Begrenzung des Temperaturanstieges mittels der künstlichen Kühlung gelang es, die Temperaturspannungen innerhalb der gewünschten Grenzen zu halten (Bild 13). Auch im Freivorbau, wo neben den Hauptträgern ebenfalls die untere Druckplatte gekühlt wurde, hat sich das Verfahren sehr bewährt.

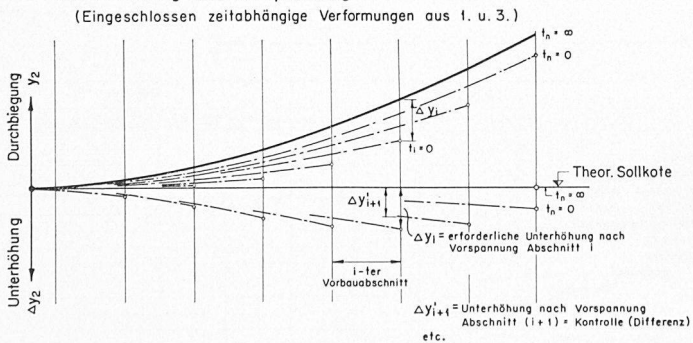
- A : Kote der Schalung vor dem Betonieren
- B : Kote OK. Schalung nach dem Betonieren (nur während Bauvorgang)
- C : Koten fertiges Bauwerk (Sollkoten)



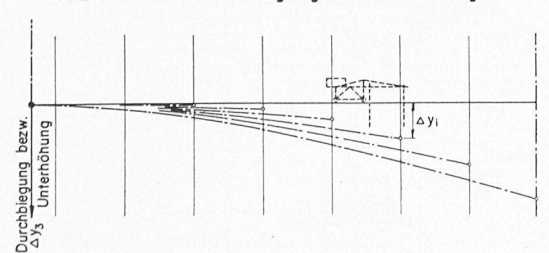
1. Verformung inf. Eigengewicht



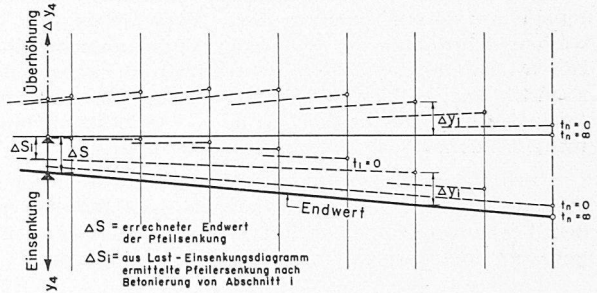
2. Verformung inf. Vorspannung



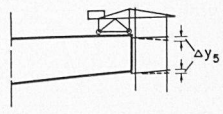
3. Elastische Durchbiegung inf. Vorbauwagen



4. Einfluss der Pfeilersenkung



5. Verformungen des Vorbauwagens



Resultierende Ueber- bzw. Unterhöhungen der einzelnen Freivorbauabschnitte

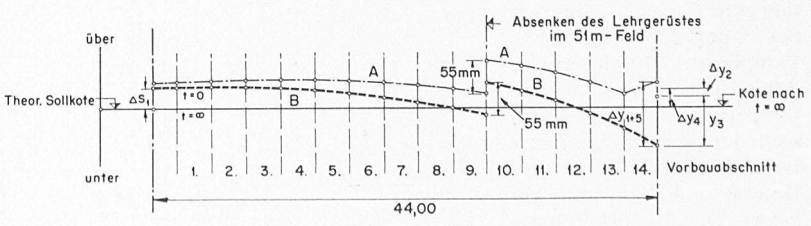


Bild 14 Berechnungsschema der Höhenkoten für den Freivorbau

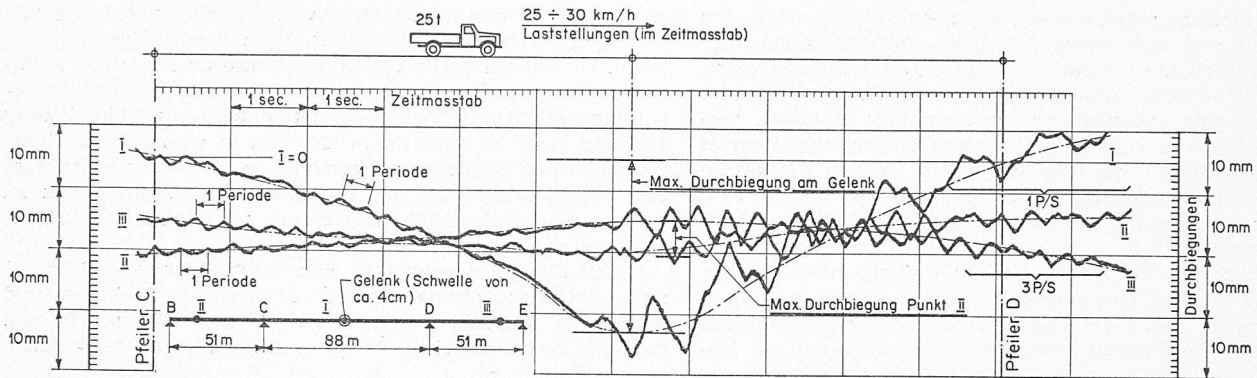


Bild 15. Schwingungsmessungen. Messoszillogramm an den Punkten I, II und III beim Befahren der Mittelöffnung mit einem 25-t-Lastwagen

Nachdem bei den letzten betonierten Abschnitten — es war bereits Ende Oktober/Anfang November — die Aussentemperatur oft schon sehr niedrig gewesen war, und der Abbindeprozess des Betons zu langsam vor sich ging, um rechtzeitig die notwendige Druckfestigkeit von 330 kg/cm² zu erhalten, wurde mit *Wärmezufuhr* nachgeholfen. Man benützte die Kühlrohre durch Einführen von heissem Wasser zuerst als Heizschlangen. Als der Abbindeprozess richtig im Gange war, wurde die Wärmezufuhr unterbrochen und einige Zeit später durch Kühlung abgelöst, da trotz der tiefen Aussentemperatur die Temperaturspannungen beim Abbindeprozess zu gross geworden wären.

Der Ablauf der Arbeiten beim Erstellen der 3 m langen Freivorbauabschnitte war folgender: Losschrauben der Schalungen am letztbetonierten Teil; Verschieben des Vorbauwagens, Einrichten der Schalung; Vorspannarmierung montieren; Betonieren (während der frühen Morgenstunden oder abends) und Kühlen. Nach Erreichung einer Betondruckfestigkeit von 330 kg/cm², d. h. 36÷48 Stunden nach Einbringen des Betons: Vorspannen und Injizieren.

Pro 3-m-Stück wurden 3½ Tage gebraucht. Nach Fertigstellung des 44 m langen Kragarmes Seite Schweiz hat man den Vorbauwagen demontiert, auf die österreichische Seite gebracht und daselbst mit dem Vorbau begonnen.

Zu erwähnen ist noch, dass die richtige *Höheneinstellung* des Freivorbauwagens bei jedem Abschnitt ziemlich umfangreiche Berechnungen erfordert. Es ist nämlich zu berücksichtigen, dass jeder neu hinzukommende Abschnitt den vorherigen Abschnitten durch die Vergrößerung des Kraggewichtes zusätzliche Durchbiegungen des Kastenträgers und Senkungen der Pfeiler bringt. Ferner ist zu beachten, dass das Gewicht des Freivorbauwagens mit 65 t am Kragarm Durchbiegungen zur Folge hat, welche grösser sind als jene infolge der späteren Verkehrslast. Das Zurückziehen des Wagens bewirkte beispielsweise ein Heben des Kragarm-Endes von rund 9 cm. Die Messungen wurden jeweils morgens, wenn möglich bei ungefähr gleicher Temperatur durchgeführt. Allein infolge der Tages-temperaturdifferenzen hat sich der Kragarm an seinem Ende um einige Zentimeter gehoben und gesenkt. Der Ueberhöhungsverlauf für das allmählich zur Wirkung kommende

Trägereigengewicht und die Vorspannung setzt sich aus der Summe von Einzelbiegelinien zusammen, wenn man sich das Eigengewicht jeder einzelnen Lamelle und die zugehörige Vorspannung am gewichtslosen Kragträger wirkend denkt (Bild 14).

5. Belastungsprobe

Zur Zeit der Durchführung der Belastungsprobe war die Brücke im Rohbau fertiggestellt; es fehlten also noch die Fahrbahn- und Gehwegbeläge sowie das Brückengeländer. Die einzelnen Brückenteile hatten ein Alter von ¾ bis 1½ Jahren und der Gelenkschluss in der 88 m weiten Hauptöffnung lag rund 6 Monate zurück.

Für das Auffahren der Lasten (gleichmässig verteilte Ersatzlast von 500 kg/m²) hatte die Bauherrschaft sieben Feldbahngleise parallel über die ganze Brücke verlegt und genau gewogene Züge bereitgestellt, die es erlaubten, innert kurzer Zeit die rechnerische Soll-Last auf die einzelnen, statisch zusammenwirkenden Brückenteile aufzubringen. Als Raupenfahrzeug stand ein 60-t-Bagger zur Verfügung. Für Schwingungsmessungen wurde ein 25-t-Lastwagen beim Ueberfahren von Holzschwellen, teilweise auch ein spezieller Exzentrerschwingungserzeuger eingesetzt.

Die Messungen ergaben ein vollständig elastisches Arbeiten der Tragwerke, und die gemessenen Durchbiegungen lagen bei rund 65÷75 % der rechnerischen Werte, d. h. die Steifigkeit der Tragwerke war grösser als auf Grund der Normen für die Rechnung festgelegt worden war. Dies erklärt sich aus den gegenüber der Sollgüte erreichten höheren

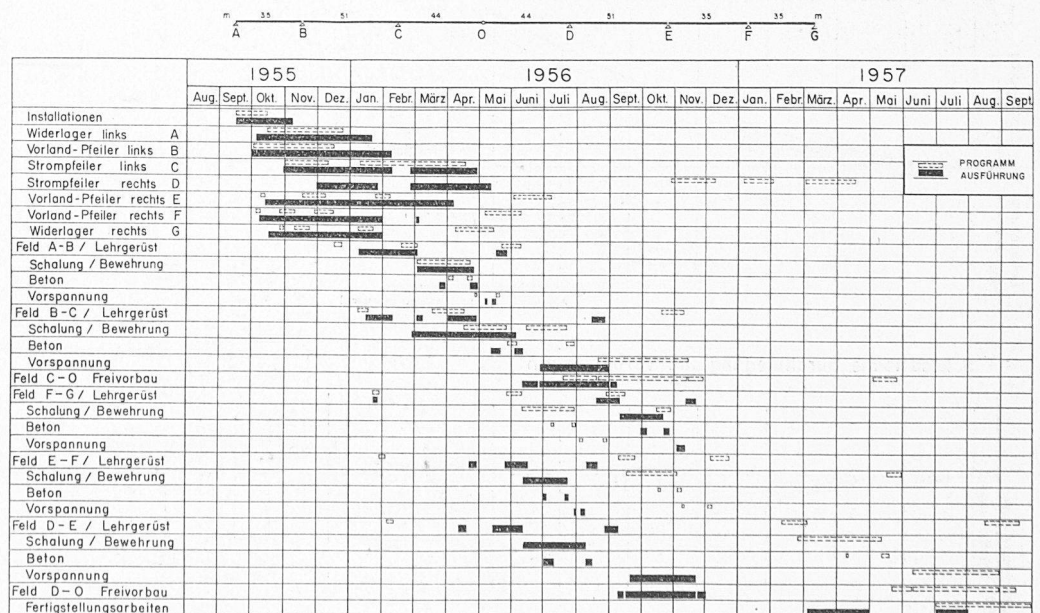
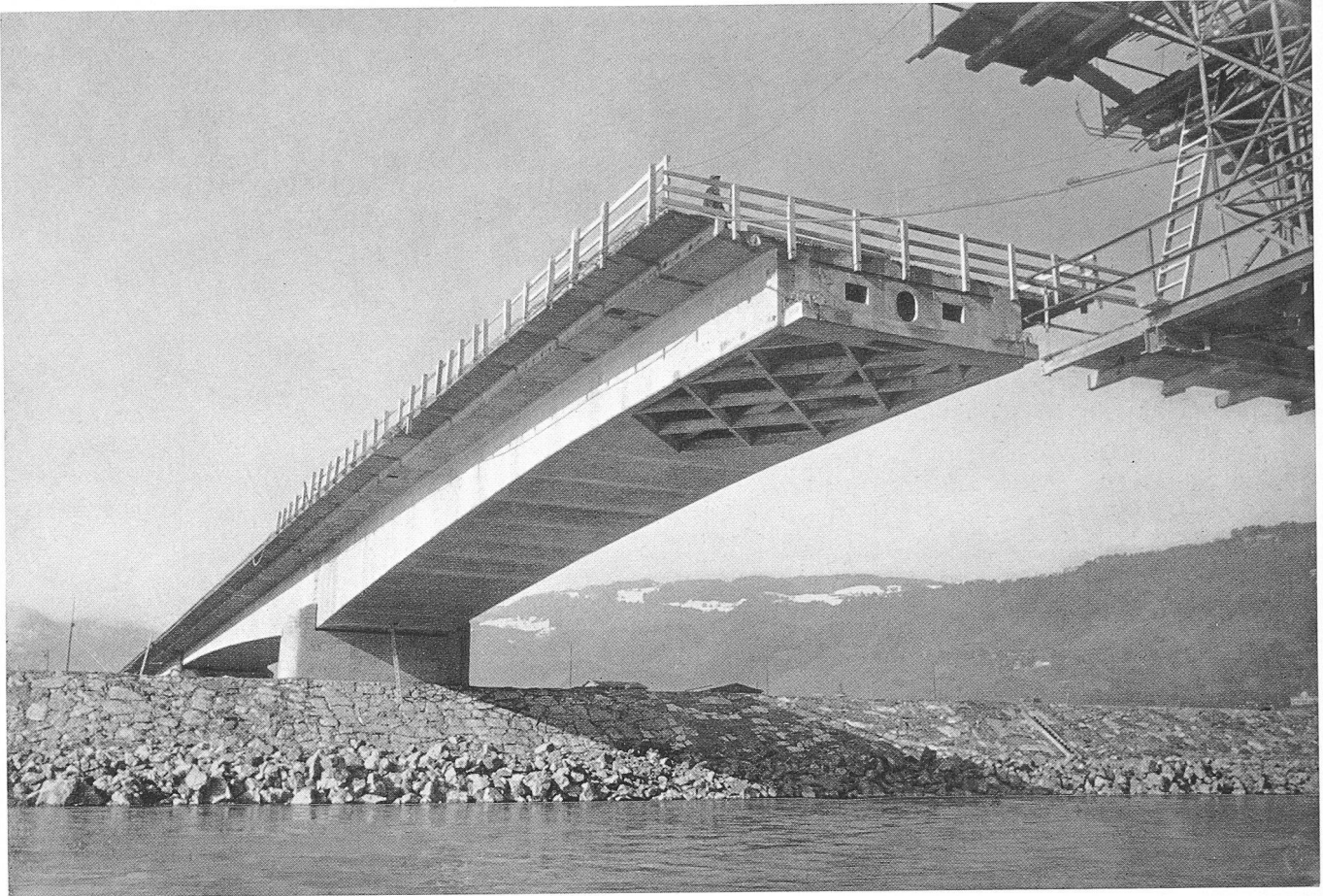


Bild 16. Bauprogramm (gestrichelt) und Baudurchführung (voll)

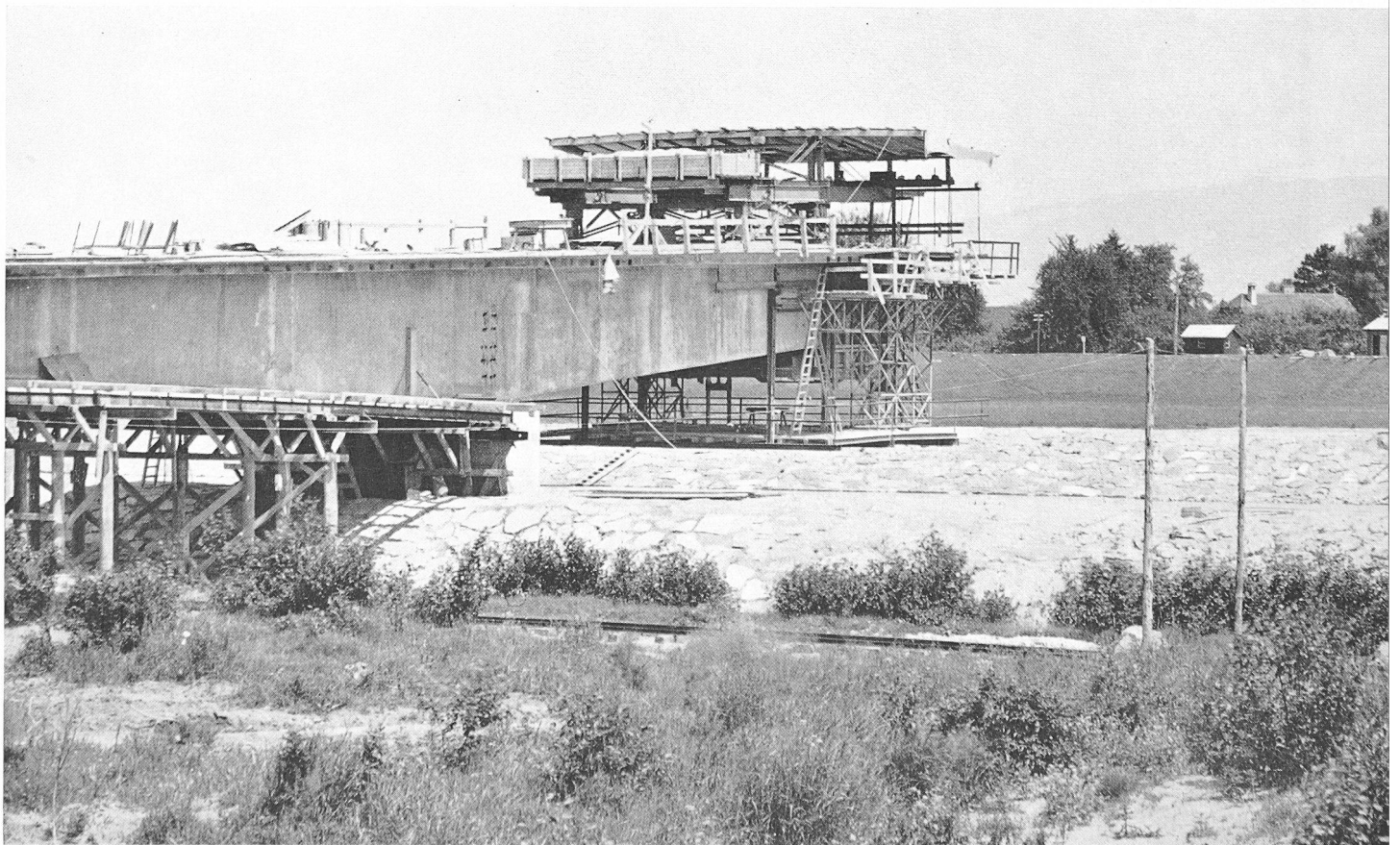
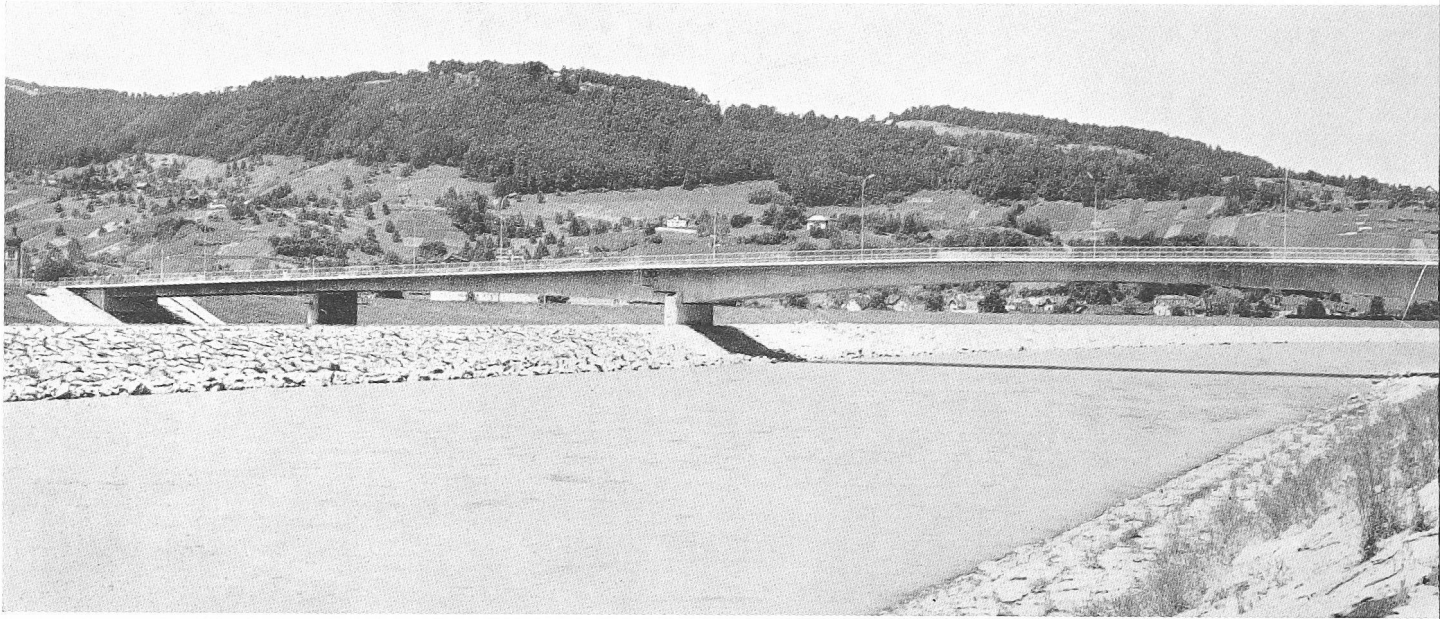


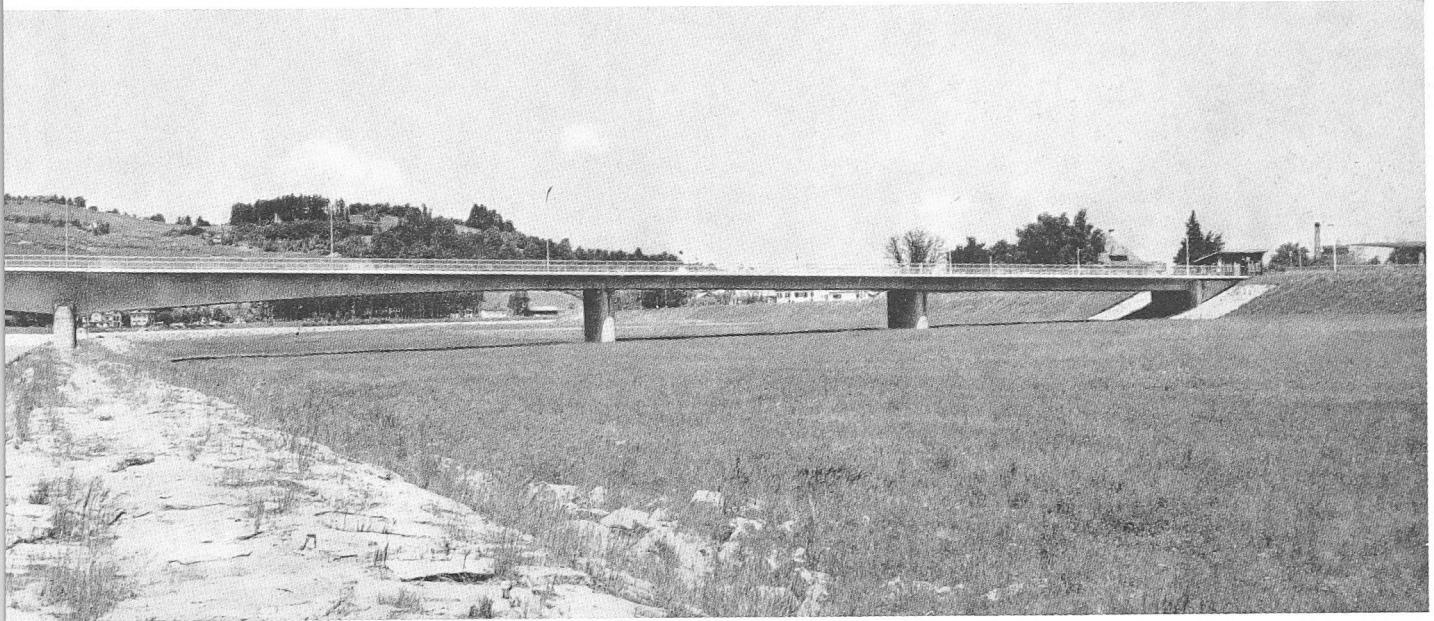
Freivorbau Mittelöffnung, Kragarm
Seite Schweiz fertig, Seite Oester-
reich kurz vor Gelenkschluss

Spannbetonbrücke Au-Lustenau

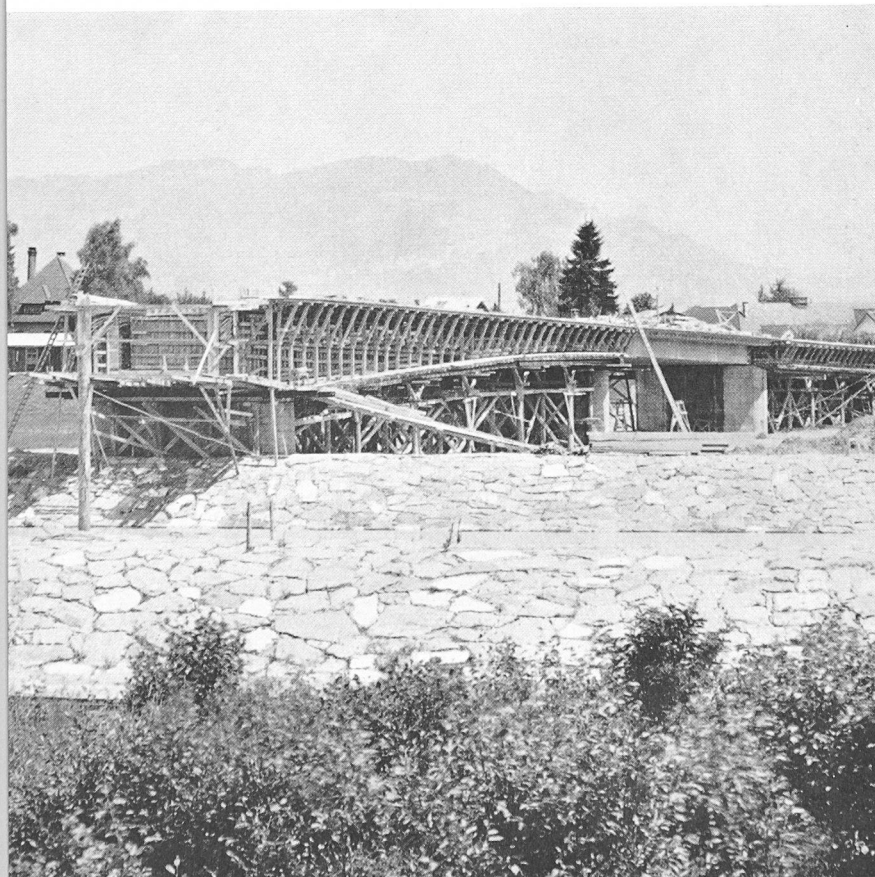
Vorbauwagen am Kragarm Seite
Oesterreich







Oben: Gesamtansicht von Süden

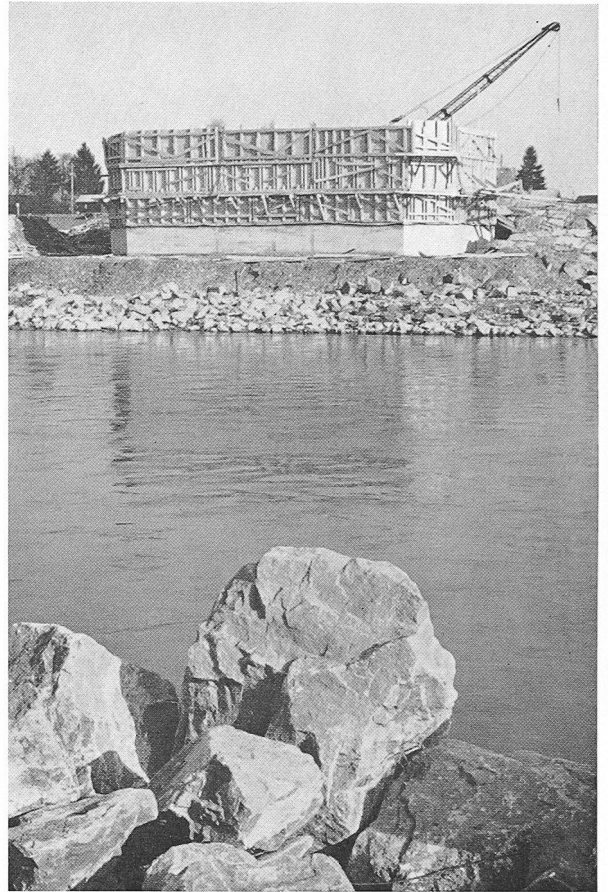


Links: Freivorbau Mittelöffnung Seite Schweiz, 51-m-Oeffnung Seite Osterreich eingerüstet

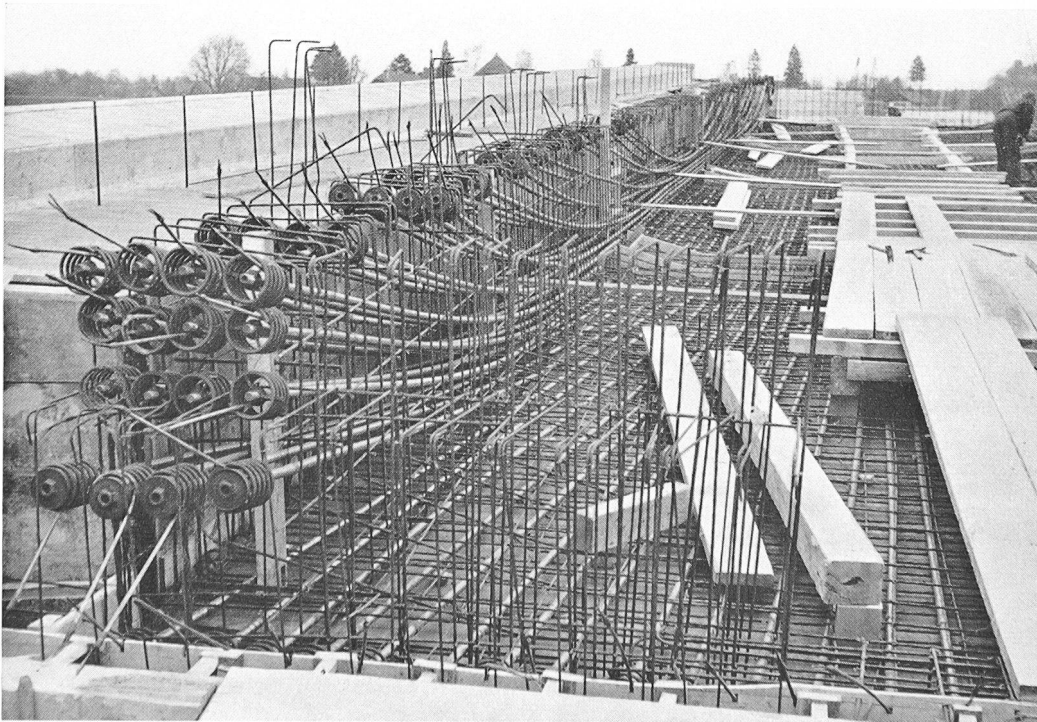
**Spannbetonbrücke
Au-Lustenau**



Senkkasten Strompfeiler Seite Oesterreich im Absenken begriffen



Der gleiche Senkkasten während des Aufbetonierens



Armierung im 35-m-Feld

Entwurf Nr. 23. 299 Wohnungen; 150398 m³; Ausnützungsziffer 2,23; Wirtschaftlichkeit ungünstig. Zwei gleiche, nach Nord-Süd gerichtete, 16 Wohngeschosse enthaltende und gegeneinander verschobene Hochhausscheiben nehmen alle Wohnungen auf. Längs den Randstrassen sind ein- und zweigeschossige Flachbauten mit Läden, Büros und Werkstätten vorgelagert, die einen grossen Kinderspielplatz einschliessen. Das Flachdach der eingeschossigen Bauten ist als begehbare Promenade ausgebildet.

Vorteile: Die Aufteilung der grossen Baumasse in zwei gut proportionierte und zueinander günstig plazierte Scheibenhochhäuser ist gut. Die Baukörper sind schön, die Gesamtwirkung der Baugruppe ist harmonisch. Der gegenüber dem Strassenniveau leicht erhöhte Kinderspielplatz, der allseits von Bauten und Wänden eingefasst ist, liegt vorteilhaft. Er ist gut besonnt und geschützt. Die peripheren Laden- und Werkstattbauten liegen günstig am Verkehr. Die Idee der Promenade auf dem Flachdach der Vorbauten ist sympathisch vorgetragen. Die Wohnhochhäuser sind hinsichtlich der internen Verkehrserschliessung und der Verteilung verschiedenartiger Wohnungen sehr gut studiert. Alle Grosswohnungen sind quer belüftet. Die Fassaden sind



5. Preis; Südwestansicht, im Vordergrund die Badenerstrasse

Betonfestigkeiten sowie dem unterschiedlichen und höheren Alter zur Zeit der Messung.

Die Schwingungsmessungen bestätigten die Annahme des eingeführten Stosszuschlages, ferner liessen sich Eigenschwingungszahlen von rund 3 Hz für die 35-m- und 51-m-Oeffnungen und rund 1 Hz für die Hauptöffnung von 88 m feststellen (Bild 15). Auch diese Werte stimmen unter Berücksichtigung der grösseren Steifigkeit gut mit den vorausgerechneten Werten überein.

Auf Grund dieser ausgedehnten und sehr befriedigenden Belastungsproben konnte das Bauwerk nach Abschluss der Belags- und Geländerarbeiten am 11. November 1957 feierlich für den Verkehr freigegeben werden.

6. Baukosten, Bauorganisation

Die **Baukosten** für das Hauptobjekt, d. h. ohne die nachträglich zum Bauauftrag hinzugekommenen Unterführungen für die Nollenhornstrasse und die Rheindammstrassen, Seite Schweiz und Seite Oesterreich, betragen Fr. 2 424 000.—. Dabei sind Projektkosten, Beläge, Material- und Lohnsteuerungen während dem Bau inbegriffen. Nicht eingeschlossen sind dagegen die Kosten für Bauleitung, Landerwerb, Geländer und Beleuchtungsmasten. Im Sinne des Werkvertrages waren die Lieferungen und Leistungen der Unternehmung so aufzuteilen, dass je 50 % auf das schweizerische bzw. österreichische Wirtschaftsgebiet entfielen, wo

bei einer Toleranz von 10 % gewährt wurde. Entsprechend erfolgten die Zahlungen z. T. in SFr. und z. T. in OeS.

Bauherrschaft: Gemeinsame schweizerisch-österreichische *Rheinkommission* für die Regulierung des Rheines von der Illmündung bis zum Bodensee als Vertreterin der beiden Staaten.

Bauleitung: Internationale Rheinbauleitung mit Obering. E. Peter, Rorschach, und Oberbaurat F. Waibel, Bregenz.

Projekt und Ausführung: Arbeitsgemeinschaft AG. Conrad Zschokke, Zürich, Ast & Co., Graz, welche für die Ausführung auf Wunsch der Bauherrschaft noch durch die Firma Gebr. Gantenbein, Buchs, erweitert wurde. In allen Vorspannfragen wirkte die Firma Dyckerhoff & Widmann K. G. in München als Lizenzgeberin mit.

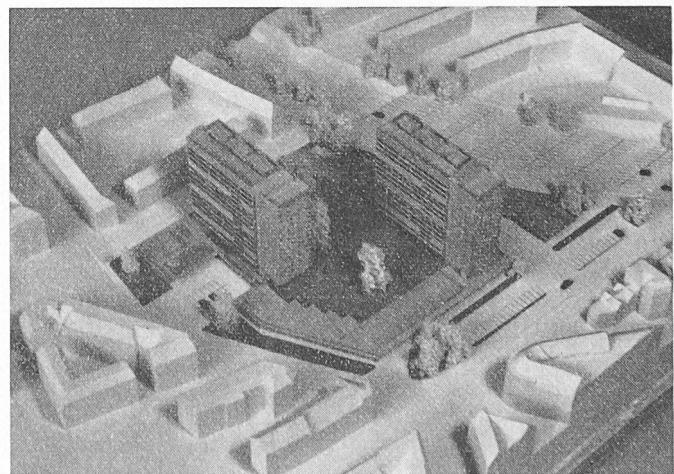
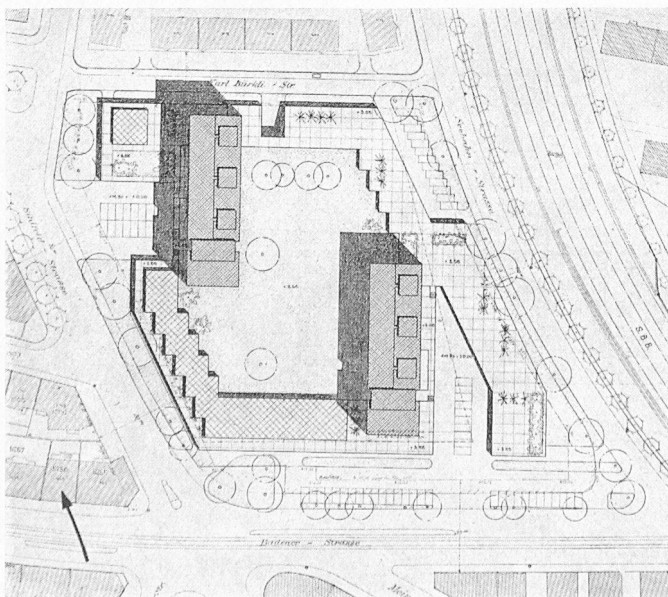
Wettbewerb für die Ueberbauung des Lochergutes in Zürich-Aussersihl

DK 711.5

Schluss von S. 580

Auszug aus dem Raumprogramm

1. **Wohnungen.** Die Anzahl der Wohnungen richtet sich nach der vom Verfasser vorgeschlagenen Ausnützung des Areals. Die Wohnungen sind ungefähr wie folgt aufzuteilen:



Lageplan 1:2500 und Modellphoto aus Westen

5. Preis, Entwurf von Arch. G. P. Dubois