Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 85 (1967)
Heft: 4

Artikel: Anschlussbauwerk Brunau-Süd, Brücke für die N 3
Autor: Winkler, E. / Moretti, H.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-69359

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 15.12.2025

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

HERAUSGEGEBEN VON DER VERLAGS-AKTIENGESELLSCHAFT DER AKADEMISCHEN TECHNISCHEN VEREINE, ZÜRICH

Anschlussbauwerk Brunau-Süd, Brücke für die N 3

DK 624.21.012.47:625.745.1

Von **E. Winkler,** dipl. Ing., Mitinhaber des Ingenieurbüros Hickel & Werffeli, Effretikon und **H. Moretti,** Ing., Mitarbeiter

1. Allgemeines

Die Nationalstrassen N 3, Zürich–Sargans, und N 4, Zürich–Luzern, werden im Bereich der Allmend Brunau in Zürich zur Expressstrasse Süd vereinigt. Das Anschlussbauwerk Brunau-Süd umfasst die kreuzungsfreie Trennung der beiden Autobahnen und deren erste Teilstücke, welche als Brückenbauwerke projektiert sind.

Gegenwärtig wird die Brücke für die N 3 ausgeführt. Sie ist begrenzt durch die Widerlager Brunau-Süd und Entlisberg und überbrückt die Allmendstrasse und die Sihltalbahn (Bild 1).

Im weiteren Ausbau ist die Erstellung des Anschlusses der Nationalstrasse N 4 vorgesehen, welche mit zwei getrennten Fahrbahnen beidseits der Nationalstrasse N 3 im Widerlager Brunau-Süd beginnt und nach dem Zusammenschluss der getrennten Fahrbahnen die Sihl überquert und gegen den Uetlibergtunnel verläuft.

Im Endausbau sind beidseits der Fahrbahnen der N 3 Zusatzrampen vorgesehen, welche die Ein- und Ausfahrt vom Ortsstrassennetz in die N 3 ohne Überschneidung der Fahrbahnen der N 4 gestatten.

Im Kreuzungspunkt vor der Höcklerbrücke kommen die verschiedenen Verkehrsträger im Endausbau in drei Ebenen zu liegen. Auf Bodenhöhe finden wir die Allmendstrasse, und in der ersten Hochebene befinden sich die getrennten Fahrbahnen der N 4, während die N 3 in der zweiten Hochebene verläuft und in einer grössten Höhe von 16 m die Sihltalbahn überquert und dann in die Entlisbergrampe übergeht (Bild 2).

2. Ausführungsprojekt

2.1 Überbau

Die Grundlagen für die Projektierung des Bauwerkes wurden durch das kantonale Tiefbauamt Zürich festgelegt. Im Grundriss ist die 539 m lange Brücke gekrümmt. Die Krümmungen bestehen aus zwei Kreisbogen mit entgegengesetzten Mittelpunkten sowie aus Übergangs- und Wendeklothoiden. Der Mindestradius ist 300 m. Im Aufriss wurde bei einer max. Rampenneigung von 5% ein Ausrundungsradius von $R_v = 4000$ m für die Wanne und $R_v = 7500$ m für die Kuppe gewählt. Das maximale Quergefälle der Fahrbahn beträgt 5%. Die Krümmungsverhältnisse haben die Erstellung der Gerüste und Schalungen und die Projektierung erheblich erschwert, wie auch die Drehung der beiden Fahrbahnen bei variablem Quergefälle. Die gewählte Drehung im Bereich des Abschnittes B kann bereits als Staffelung der Fahrbahnen (Bild 3) bezeichnet werden und sollte bei ähnlichen, d.h. bei nicht getrennten Brücken, vermieden werden. Die Brücke erhält 4 Fahrspuren mit richtungstrennendem Mittelstreifen und seitliche Standspuren. Die Brückenbreite beträgt 22,0 m.

Der Überbau besteht aus einem Doppelkasten (Bild 4 und Detail, Bild 5), der bei insgesamt 15 Öffnungen auf 28 Einzelstützen ruht. Von besonderem Einfluss auf die Querschnittsausbildung war die Wahl der Stützung des Überbaues. Die Lage der Stützen war teilweise durch Zwangspunkte festgelegt. Soweit die Stützweiten frei gewählt werden konnten, wurde die Lage nach statischen und ästhetischen Gesichtspunkten bestimmt. Im Abschnitt A variieren die Stützweiten zwischen 24 und 55 m.

Mit Ausnahme der ersten drei Öffnungen, die aus ästhetischen Gründen eine variable Konstruktionshöhe aufweisen, ist die Bauhöhe des Doppelkastens konstant und beträgt 1,60 m. Damit ergeben sich Schlankheitsgrade von $H/L = 1/15$ bis 1/34, im Mittel rund 1/21. Im Stützenbereich wird die untere Platte des Kastens auf einer Länge von rd. 0,2 L verstärkt. Diese Verstärkung beträgt im Maximum bei den Stützenaxen 6 und 7 jeweils 35 cm. Die Kastenstege sind geneigt, und die Untersichtsbreite der Kasten beträgt 4,90 m. Querträger sind nur über den Stützen angeordnet und verlaufen in den Axen 6, 7 und 8 schief zur Brückenaxe (Bild 6). Durch die Schiefstellung der Auflager-Querträger sind die Spannweiten der beiden Kastenträger und somit auch die Durchbiegungen verschieden gross. Dies hätte in

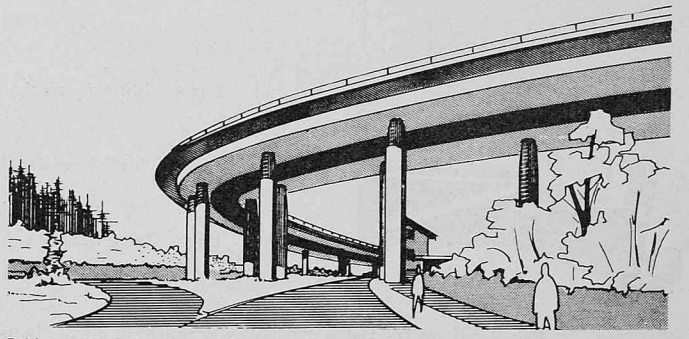


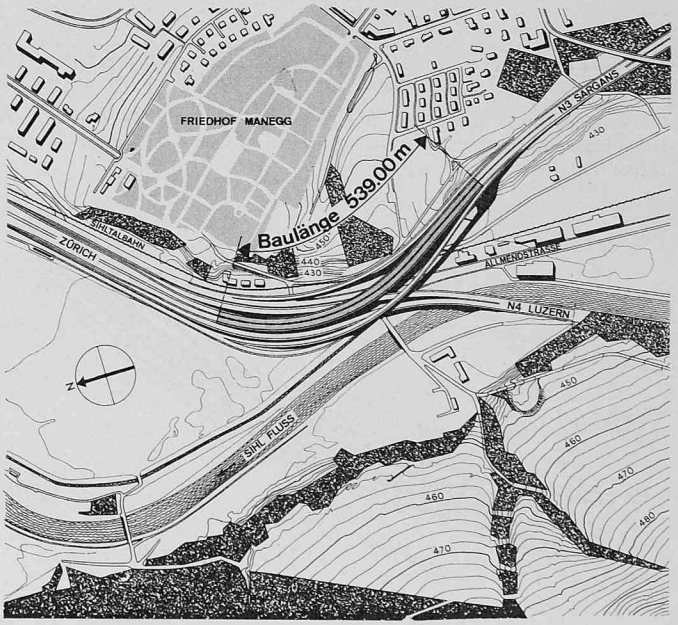
Bild 1. Anschlussbauwerk Brunau-Süd. Brücke für die N 3: Perspektive

Querrichtung zu grossen Beanspruchungen der Fahrbahnplatte geführt. Die Brücke wurde daher bei der Etappe 1 in der Brückenaxe zwischen den Querträgern getrennt (Bild 8) und erst nach Erstellung der Etappe 3a geschlossen. Dadurch konnten ein grosser Teil der ungleichen Deformationen (Bild 7) eliminiert und die Zusatzbeanspruchungen auf die Fahrbahnplatte wesentlich verkleinert werden.

2.2 Brückenlager und Dilatation

Im Endzustand erhält die Brücke eine einzige Dilatationsfuge bei der Axe 9, wobei die zwei Widerlager die Fixpunkte des gesamten Bauwerkes bilden. Die beiden Brückenabschnitte, die über 231,0 m bzw. 308,0 m fugenlos durchlaufen, erfahren beträchtliche Längenänderungen infolge von Temperaturschwankungen sowie Schwinden und Kriechen des Betons. Die elastischen Längenänderungen infolge der Vorspannung und der grösste Teil des Schwindens und Kriechens konnten durch die etappenweise Herstellung des Überbaues und durch die Veränderung der Fixpunkte eliminiert werden. Der Überbau ist auf allen Zwischenstützen beweglich gelagert. Die bewegliche Auflagerung ist durch Esslinger-Corroweldlager verwirklicht worden. Die Walzflächen dieser Lager bestehen aus einem aufgeschweissten, hochfesten und korrosionsbeständigen Werkstoff. Bei den schiefen Auflageraxen 6, 7 und 8 wurden Corroweld-Doppelrollenlager mit darüberliegendem, allseitig drehbarem Neotopf angeordnet, um unerwünschte Zwängungen an den Lagern zu vermeiden. Auf den

Bild 2. Situation des Anschlussbauwerkes Brunau-Süd 1:15 000



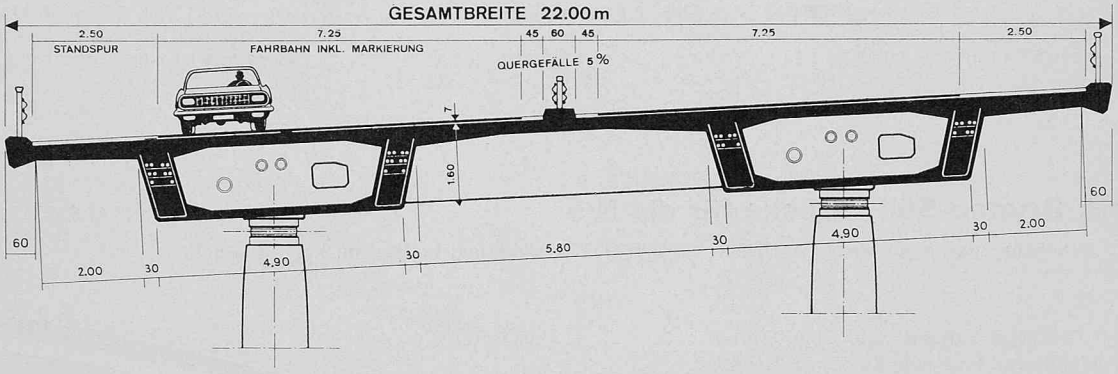


Bild 4. Normalquerschnitt 1:150

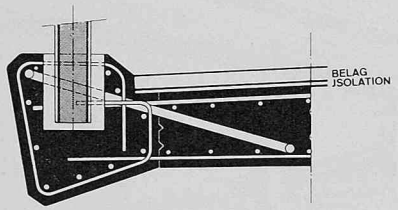


Bild 3. Staffelung der Fahrbahnen im Bauabschnitt B

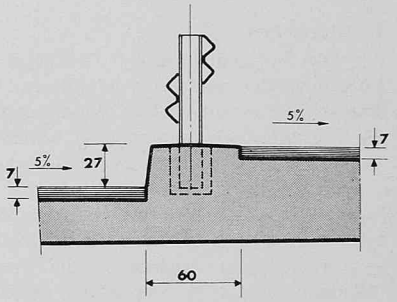


Bild 5. Detail Konsolkopf 1:30

Stützen der Axe 9 musste für beide Brückenabschnitte je ein Rollenlager untergebracht werden, während bei den Widerlagern provisorische Teflon-Gleitlager mit einem Reibungswert von rd. 3% die erforderlichen Verschiebungen im Bauzustand gewährleisteten.

Sämtliche Rollenlager wurden genau normal zur Brückenaxe verlegt und sind in Richtung der Brückenaxe beweglich. In Tabelle 1 sind einige Daten der Rollenlager zusammengestellt. Bei der etappenweisen Herstellung des Überbaues war es notwendig, einzelne Lager vorübergehend zu blockieren. Um möglichst symmetrische Lagerreibungen und demzufolge auch kleine Festhaltekräfte auf die Stützen zu erhalten, wurden die Fixpunkte mit dem Baufortschritt verändert. Bei der Voreinstellung der Lager mussten die grossen Bewegungen des Bauwerkes infolge Temperaturänderung, Vorspannung, Schwinden und Kriechen genau bestimmt werden. Für die Lager in der Axe 9 betrugen die Voreinstellmasse 6,5 bzw. 9,6 cm. Es war anzustreben,

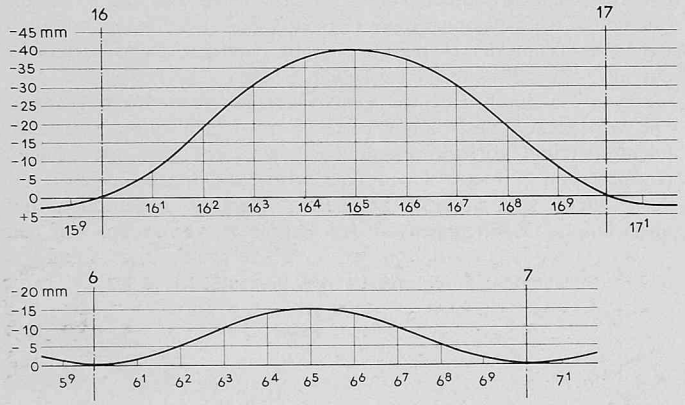


Bild 7. Biegelinien der beiden Brückenkasten zwischen Axe 6 und 7 infolge Eigengewicht und Vorspannung. Oben: Kasten links, unten: Kasten rechts

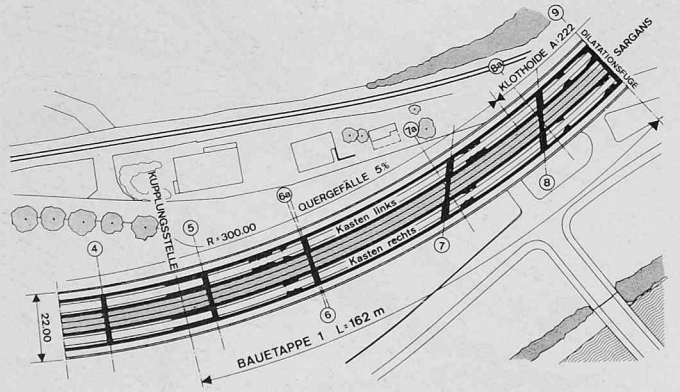


Bild 6. Grundriss erste Bauetappe 1:2500

dass die Lager nach Schwinden und Kriechen bei einer mittleren Temperatur zentrisch auf den Stützen aufliegen. Die mittlere Jahrestemperatur (Mittel über 40 Jahre) beträgt für Zürich 8,8 °C. Nach Fertigstellung der einzelnen Bauabschnitte sind die Lagerstellungen ausgemessen worden. Mit den über den ganzen Brückenquerschnitt eingebauten Thermoelementen kann die Temperatur im Bauwerk genau bestimmt und demzufolge auch der Einfluss des Kriechens und Schwindens ermittelt werden.

Die bereits durchgeführten Messungen zeigen, dass die Einflüsse von Schwinden und Kriechen erheblich abhängig sind von der Jahreszeit, in der betoniert wird. Während der Wintermonate tritt praktisch ein Stillstand in den Kriech- und Schwindverkürzungen ein. Die Unsicherheiten aus den nicht genau bekannten Kriech- und Schwindfunktionen sowie eventuelle Änderungen im Bauprogramm sollten durch einen reichlichen Zuschlag berücksichtigt werden.

Um beim vorliegenden Bauwerk günstigere Lagerstellungen zu erhalten, musste man den 308 m langen Brückenabschnitt A, mit einem Gewicht von rd. 10000 t, vor dem Fugenschluss beim Widerlager um 2,5 cm in Richtung Sargans verschieben.

Für zwei Lager werden die berechneten und effektiv aufgetretenen Verschiebungen in Bild 9 dargestellt. Für $t = \infty$ sind die voraussichtlichen Grenzlagen eingezeichnet.

Zur Überbrückung der Dilatationsfuge in der Axe 9 ist ein schwerer Fahrbahnübergang vom Typ «Demag» vorgesehen, welcher bei jeder Fugenstellung ein schlagfreies Überfahren gewährleisten soll. Der maximale Dehnweg ist auf rd. 30 cm berechnet worden, wovon 21 cm aus Temperatur-Längenänderungen resultieren.

Der Überbau ist im Endzustand monolithisch mit den Widerlagern verbunden, so dass dort keine Fugenübergänge anzuordnen waren. Die verkehrstechnische Forderung nach einem Minimum an Fugenübergängen ist bei diesem Bauwerk also erfüllt.

2.3 Stützen und Fundationen

Die Stützen weisen einen ovalen Querschnitt (Bild 10) mit den Abmessungen 1,30/2,00 m am Stützenfuss auf. Der Stützenkopf erhielt aus ästhetischen Gründen eine allseitige Verjüngung von 10 cm auf eine Höhe von 1,50 m. Durch diese Querschnittsverkleinerung wurde jedoch die Plazierung der Lager auf den Stützen erschwert. In den Axen 1, 2 und 3 erhielten die Stützen, infolge der sehr geringen Höhen,

Tabelle 1. Rollenlager

	Normallager	Doppelrollenlager
Rollendurchmesser	178 ÷ 244 mm	178 mm
Bauhöhe	442 ÷ 746 mm	509 ÷ 584 mm
Max. Auflagerfläche	920/900 mm	1000/960 mm
Max. Gewicht	3350 kg	2100 kg
Max. Auflast	1125 t	1250 t
Max. Corroweldschichtbreite	130 mm	
Max. Verschiebungsweg	± 80 mm	
Pressungen unter Lager	zentrisch	$\sigma_{b\,max} = 150$ kg/cm²
	Ecke	$\sigma_{b\,max} = 200$ kg/cm²
Rollenreibung 1,5%		

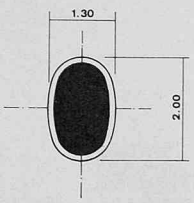


Bild 10. Stützenquerschnitt 1:150. Die grosse Hauptaxe liegt in Brückenlängsrichtung

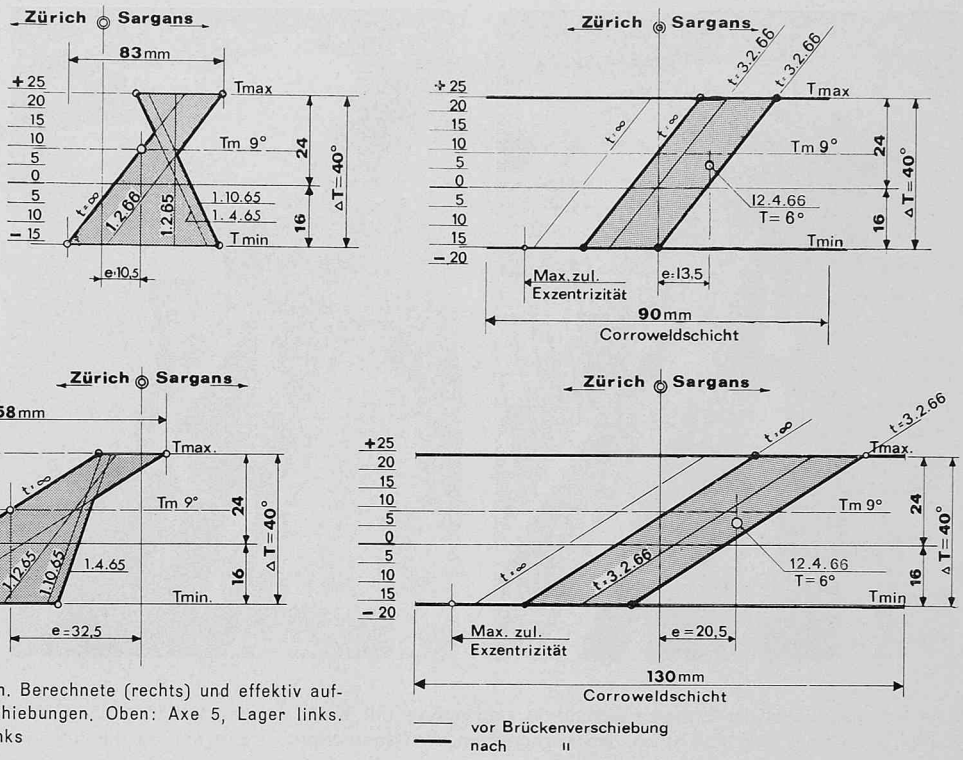


Bild 9. Lagerstellungen. Berechnete (rechts) und effektiv aufgetretene (links) Verschiebungen. Oben: Axe 5, Lager links. Unten: Axe 9, Lager links

kleinere Abmessungen. Die Stützenhöhen variieren zwischen 4 und 15 m. Alle Stützen sind in den Fundamenten eingespannt und haben neben den Reibungskräften in Längsrichtung auch Kräfte in Querrichtung aus Windbelastung und Längenänderung der Brücke aufzunehmen. Soweit die Stützen an Verkehrswegen stehen, waren sie auf Fahrzeugsanprallasten zu bemessen. Die Stützen 9 links und 10 rechts liegen im Bereich der Sihltalbahn und müssen deshalb auch einer Zugsentgleisung standhalten können.

Die Untersuchungen der Baugrundverhältnisse ergaben im Bereich der Brücke zwei Teilstücke, deren Grenze ungefähr beim Stützenpaar 9 liegt. Im ersten Teilstück Brunau findet man die Molasse in einer Tiefe von 4,0 ÷ 6,0 m mit einer Überlagerung von Sihlschotter. Beim Übergang zum Teilstück Entlisberg ist die Molasse in Höhe der Sihltalbahn zunächst direkt anstehend und verschwindet dann unter einer höheren Überdeckung, welche aus Moräne und Gehängelehmen besteht, die ihrerseits wiederum mit verrutschten Molasseschollen durchsetzt sind und latente Rutschtendenzen aufweisen.

Für das erste Teilstück wurden Flachfundationen ausgeführt, welche bei den Axen 0 bis 8 in die tragfähige Kiesschicht eingebunden und bei der Axe 9 direkt auf die Molasse abgestellt wurden. Die max. Bodenpressung wurde für die Fundationen im Sihlschotter zu 4,0 kg/cm² und auf der Molasse zu 10,0 kg/cm² angenommen. Die Stützenfundamente sind vorwiegend als Einzelfundamente mit einer max. Abmessung von 7,40/7,40 m ausgebildet. Die Fundamente in den Axen 6, 7 und 8 wurden für den Endausbau erstellt. Bei der Axe 7 sind im Endzustand drei Stützen auf dem gleichen Fundament angeordnet.

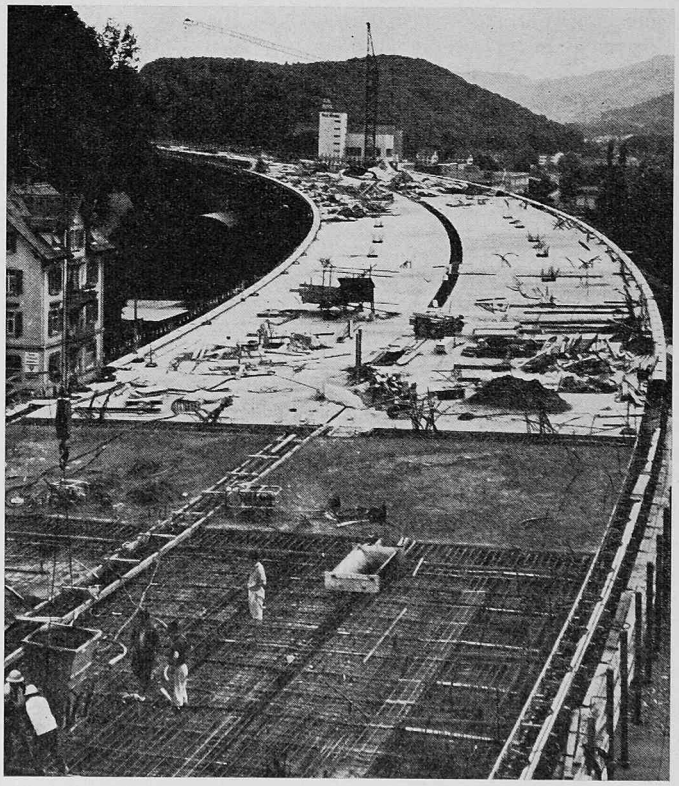
Im zweiten Teilstück liegen die topographisch-geologischen Verhältnisse ungünstiger. Die Mächtigkeit der Molasseüberdeckung ist stark veränderlich. Zur Vermeidung von Setzungsdifferenzen wurden sämtliche Stützen auf die Molasse fundiert. In den Axen 10, 11 und 12 wurden die linken Stützen auf einer Pfahlfundation mit HW-Pressbetonpfählen (Bild 11) mit einem Durchmesser von 125 cm und einer Tragkraft von 300 t abgestellt. Die restlichen Stützen konnten auf Betontragwände, die im Schlitzverfahren erstellt wurden, fundiert werden. Die Endwiderlager haben ausser vertikalen Lasten auch grosse Horizontalkräfte aufzunehmen. Beim Widerlager Brunau wurde eine Flachfundation im Sihlschotter gewählt, während das Widerlager Entlisberg in die Molasse eingebunden ist.

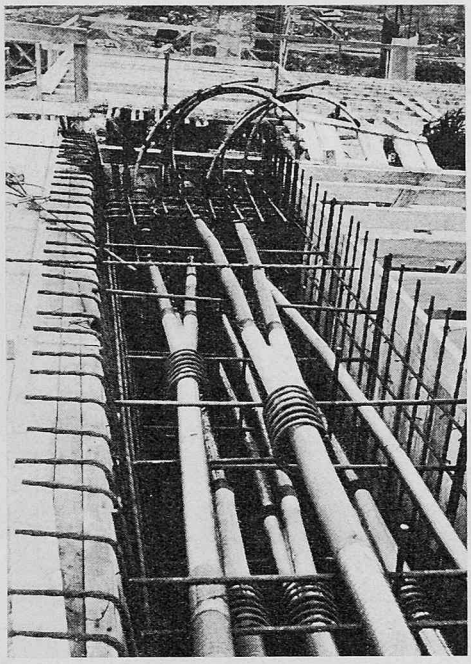
2.4 Vorspannung

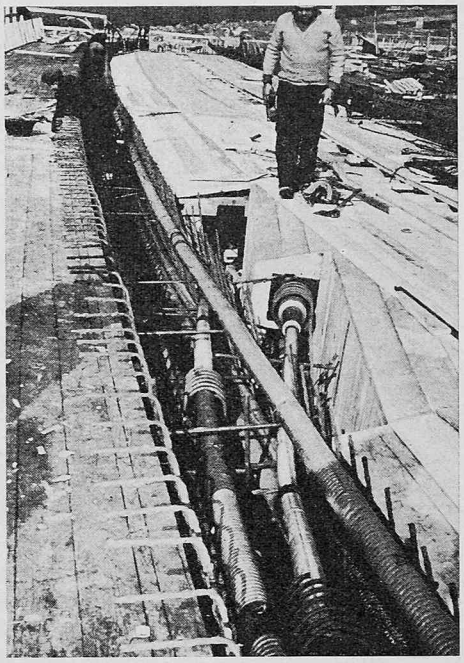
Der Überbau ist nach dem VSL-Spannverfahren vorgespannt. Dieses Vorspannsystem wurde aufgrund der günstigsten Offerte gewählt. In Längsrichtung der Brücke sind vorwiegend Doppelkabel von 340 t Spannkraft angeordnet. Durch die Vereinigung von zwei 170-t-Kabeln in einem Hüllrohr ergab sich ein geringerer Platzbedarf, was bei der mehrlagigen Anordnung der Kabel einen nicht unwesentlichen Gewinn an statischer Höhe bzw. eine grössere Kabelexzentrizität bedeutet. Vor den Abspannstellen müssen die Doppelkabel (Bild 12) wieder getrennt und mittels gekoppelter Pressen gleichzeitig gespannt werden. Die auf der Baustelle zusammengebauten Kabel, wobei die Verbindungsplatte der beiden Kasten als Arbeitsbühne diente, wurden mittels einer sinnreichen Vorrichtung vom parallel zur Brücke fahrenden Kran angehoben und in kürzester Zeit auf die Kabelhalter in den Kastenstegen verlegt.

In der ersten Bauetappe sind Kabel von 166 m Länge eingebaut. Diese Kabel erhielten beidseitig bewegliche Anker vom Typ M 170. Die erste Etappe ist als einziger Bauabschnitt beidseitig vorgespannt.

Bild 8. Ueberbau Etappen 1, 2a und 2b. Betonieren der Etappe 2a. Bei der Etappe 1 ist die Trennung in Brückenmitte sichtbar







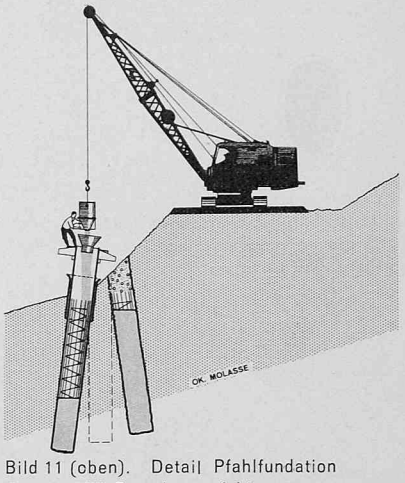


Bild 11 (oben). Detail Pfahlfundation System HW Pressbetonpfahl

Bild 12 (links). Detail Kupplungsstelle K2. Trennung der Doppelkabel rd. 4 m vor der Kabelspannstelle

Bild 13 (Mitte). Detail Kabel-Zwischenabspannstelle

Die Vorspannkabel der Etappen 2a und 3a sind jeweils mit Kabelkupplungen vom Typ C 170 an den vorhergehenden Bauabschnitt abgekoppelt und konnten somit nur einseitig gespannt werden. Jeder Abschnitt wurde als Ganzes vorgespannt, d.h. es sind keine Kabelgleitkupplungen eingebaut. Die vorliegenden Spannweitenverhältnisse aus der Etappe 1 bedingten, dass nur rd. 60% der Kabel auf die ganze Etappenlänge durchgeführt und die übrigen Kabel zwischen den Axen 5 und 6 bzw. 7 und 8 verankert oder abgespannt werden mussten. Für die erste Etappe allein waren 32 solche Zwischenabspannungen an den Kastenstegen anzuordnen. Diese Abspannstellen erforderten sehr teure und komplizierte Kastenschalungselemente und eine erhebliche Menge an schlaffer Armierung (Bild 13). – In den Auflagerquerträger wurden 170-t-Kabel vom Typ MM und MU angeordnet. Die Verwendung von Doppelkabeln brachte hier keine Vorteile, da die Querträger relativ breit sind und die kritischen Stellen bei den Abspannstellen lagen. – Die Fahrbahnplatte ist, mit Ausnahme der ersten Bauetappe, mit 90-t-Kabeln vom Typ IU im Abstand von 1,00 m vorgespannt. Die Verwendung von Injektionsankern hat sich jedoch bei der vorliegenden Konsolausbildung erschwerend auf den Bauvorgang ausgewirkt, musste man doch nach der Injektion der Kabel eine Erhärtungszeit des Injektionsgutes von mindestens 10 Tagen abwarten, bevor der Konsolkopf anbetoniert und die weitere Vorspannung aufgebracht werden konnte.

Die Vorspannkabel wurden in der Regel in drei Stufen angespannt, wobei die erste Vorspannung bereits innert 24 Stunden nach dem Fugenschluss aufgebracht worden ist. Die nach 24 Stunden erreichten Würfeldruckfestigkeiten lagen zwischen 100 und 120 kg/cm². Zur Abklärung gewisser Unsicherheiten bei der Annahme der Reibungswerte sind bei der ersten Bauetappe Reibungsmessungen durchgeführt worden. Für teflonierte Kabelhüllen ergab sich ein mittlerer Reibungswert von $\mu = 0{,}11$. Durch die Anwendung des Teflons können also bei langen Kabeln Kosteneinsparungen erzielt werden. Die Vorspanndrähte der ersten Etappe erhielten einen wasserlöslichen Öl-Schutzanstrich, da die Injektion der Kabel erst im Frühjahr 1965 injiziert werden konnten.

2.5 Entwässerung

Die Strasseneinläufe, von denen jeder im Mittel rund 240 m² Brückenfläche zu entwässern hat, mussten in die Auskragungen eingebaut werden (Bild 14). Da die Konsolplatte sich nach aussen verjüngt, sind besonders flach ausgebildete Einläufe aus Eternit verwendet worden. – Die Sammelleitungen in den Brückenkasten bestehen aus Eternitdruckrohren, Durchmesser von 200 und 250 mm, mit Gibault- und Triplex-Kupplungen (Bild 15) und sind auf Betonsockeln gelagert. Sämtliches Wasser wird beim Widerlager Brunau gesammelt und dort an die Kanalisation der Strasse abgegeben.

3. Statik

3.1 Übersicht und Problemstellung (s. Bild 25, S. 56)

Die Brücke mit einer Gesamtlänge von 539,0 m ist in zwei Abschnitte A und B von 308,0 m bzw. 231,0 m unterteilt. Die grundsätzlichen Schwierigkeiten der beiden Abschnitte lagen auf verschiedenen Sektoren. Während sich im Abschnitt A infolge der Krümmung, schiefwinkliger Stützenanordnung und der sehr grossen Variationen in den Spannweiten erhebliche konstruktive und statische Probleme beim Überbau ergaben, lagen die Probleme im Abschnitt B beim Unterbau. Abgesehen von der schiefen Auflagerung im Bereich der Axen 6, 7 und 8 und den Untersuchungen über die Lastverteilung in Querrichtung zeigten sich bei der Bearbeitung der üblichen Nachweise bei einer vorgespannten Kastenbrücke prinzipiell keine neuen statischen Gesichtspunkte.

Für die Durchführung der Arbeit stand jedoch nach der Wahl des Unternehmers und nach Festlegung der Bauetappen bis zum Baubeginn nur eine sehr kurze Zeit zur Verfügung. Die definitive Festlegung der Etappengrenzen bzw. des Bauvorganges erfolgte erst nach Vergebung

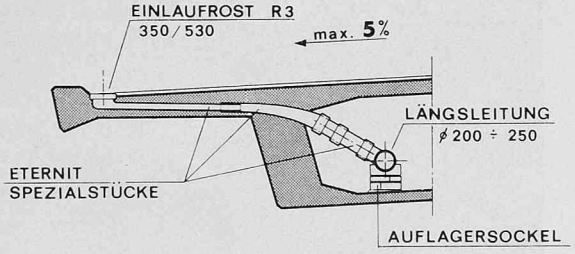


Bild 14. Fahrbahnentwässerung 1:100

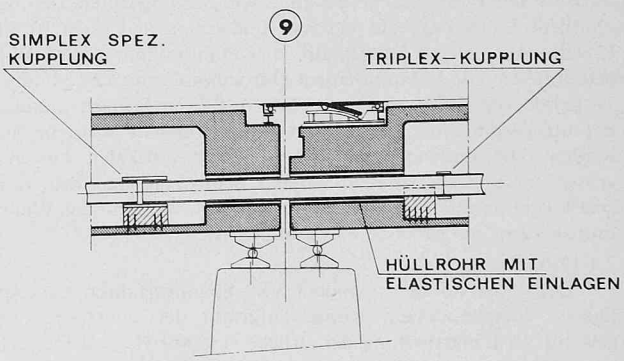


Bild 15. Detail Entwässerung und Fahrbahnübergang 1:100. Rohrdilatation bei Axe 9

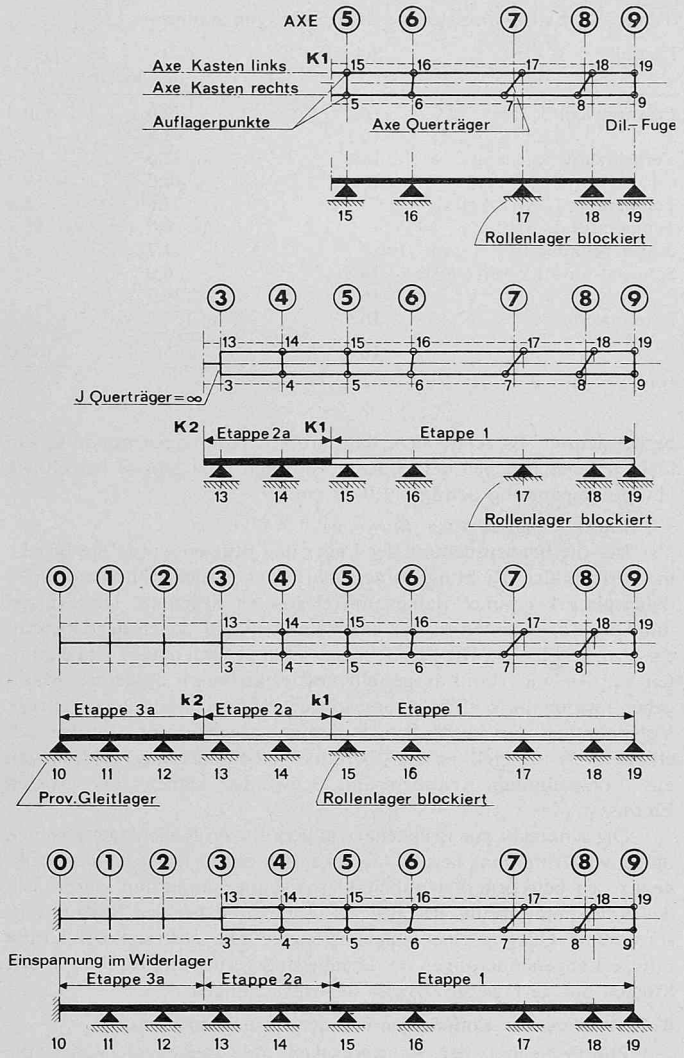


Bild 16. Statistisches System für Endzustand und Teilsysteme für Bauzustände

Teilsystem I — Teilsystem III
Teilsystem II — Hauptsystem IV, Endzustand

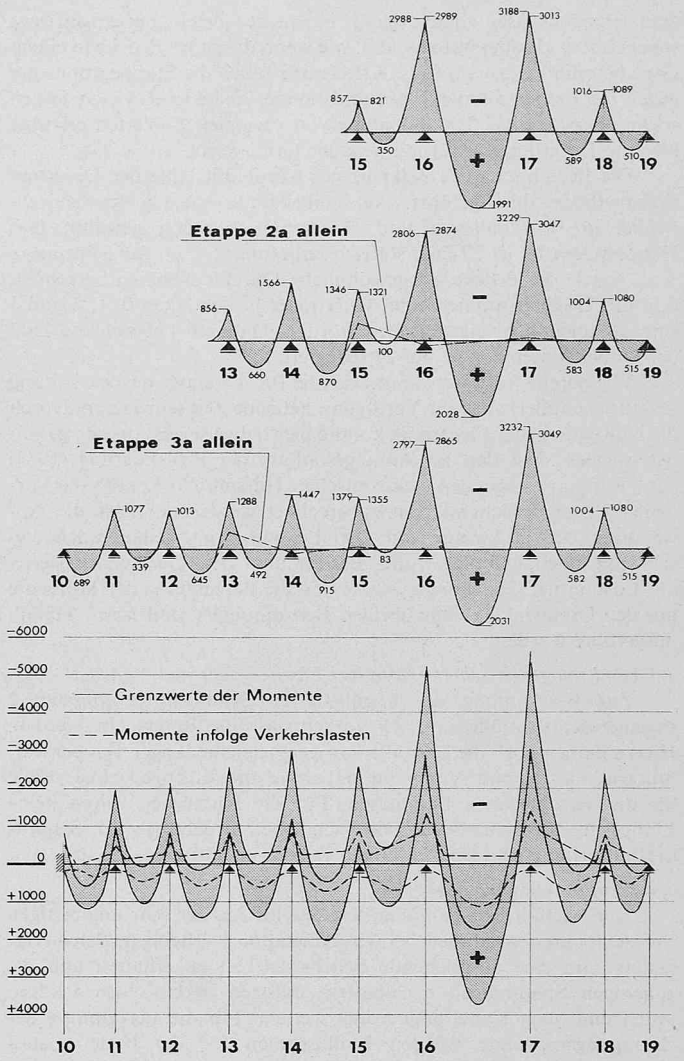


Bild 17. Schnittkräfte für Kasten links, Bauphasenmomente

Bauetappe 1 — Bauetappen 1, 2a und 3a
Bauetappen 1 und 2a — Momentengrenzwerte

der Arbeiten. Im Bauprojekt und beim Submissionsentwurf war die Erstellung der Brücke in 7 Etappen vorgesehen. Diese wurden dann auf Vorschlag des Unternehmers auf 5 reduziert. Einem noch grosszügigeren Vorschlag des Unternehmers, der nur 4 Etappen vorsah, konnte nicht entsprochen werden, weil die Reibungsverluste der Spannkabel zu gross geworden wären.

Es sollte bei ähnlichen Bauwerken erstrebenswert sein, die Zeit zwischen Vergebung und Baubeginn zu verlängern. Andernfalls müssten die Betonierabschnitte sowie der Bauvorgang den anbietenden Firmen zwingend vorgeschrieben werden.

3.2 Allgemeiner Berechnungsgang für den Überbau

Im folgenden wird der Berechnungsgang für den Abschnitt A (Axen 0÷9) erläutert. Dieser Brückenabschnitt ist im Grundriss gekrümmt, wobei der Krümmungsradius praktisch auf der ganzen Länge $R = 300$ m beträgt. Der Querschnitt der Brücke besteht aus einem Doppelkasten, d.h. die zwei einzelligen Hohlkasten jeder Brückenhälfte werden durch die Fahrbahnplatte miteinander biegesteif verbunden. Bei den Stützenaxen sind Auflagerquerträger angeordnet, welche auf je zwei Stützen abgestützt werden. Der ganze Brückenabschnitt A ist auf total 18 Stützen punktgestützt. In der Vorberechnung wurde die Brücke als durchlaufender, gerader Balken berechnet und jede Kastenhälfte getrennt behandelt. Der Einfluss der Krümmung auf die Biegemomente wurde bestimmt und ist vernachlässigbar, weil die Öffnungswinkel für jedes Feld klein sind. Für das statisch bestimmte Feldmoment des grössten Feldes beträgt der Einfluss der Krümmung nur rd. 0,4‰.

Für die definitive Berechnung der Biege- und Torsionsmomente wurde die Brücke als Balkenrost betrachtet, d.h. die Verbindungsplatte der zwei Hohlkasten wird durch einen Schnitt in Brückenaxe getrennt. Der querverteilende Einfluss der Mittelplatte auf die Hohlkästen wurde also zunächst vernachlässigt. Infolge der schiefen Querträger ergibt sich ein teilweise schiefer Balkenrost. Dieser Balkenrost ist in den Schnittpunkten zwischen Hohlkästen und Querträgern punktweise unterstützt. Die Punktlagerung ist nur bei den schiefen Stützenaxen 6, 7 und 8 streng erfüllt. Dort wurden über den Doppelrollenlagern allseitig drehbare Neotopflager angeordnet. Der Brückenabschnitt A wurde in drei Etappen erstellt.

Die erste Etappe erstreckte sich über vier Felder (Axen 5, 6, 7, 8 und 9) mit einem Kragarm bei der Axe 5. Diese Etappe wurde zweiseitig vorgespannt und war mit einer Länge von 162 m auch der grösste Betonierabschnitt. Die Etappen 2a bzw. 3a erstreckten sich dann nur noch über zwei bzw. drei Felder von 68,0 m bzw. 78,0 m Länge. Die Etappen 2a und 3a wurden jeweils an die vorhergehenden Etappen gekoppelt und einseitig vorgespannt.

Für den Abschnitt A waren insgesamt vier statische Systeme (Bild 16) zu berechnen. System I war die Bauetappe 1. Nach dem Betonieren der 1. Etappe wurde die Etappe 2a an das System I angespannt und damit zum System II erweitert. Durch den Anschluss der Etappe 3a ergab sich das System III und schliesslich für den Endzustand das System IV mit fester Einspannung beim Widerlager in Axe 0. Bei der Berechnung der Teilsysteme wirkten nur das Eigengewicht g und die Vorspannung V.

Das Problem der Kriechumlagerungen bei etappenweiser Herstellung wurde nicht speziell behandelt. Die Berechnung der Teilsysteme wurde jedoch mit variablen E-Moduli durchgeführt. Mit der Anordnung von Kragarmen bei den Etappengrenzen erreicht man, dass die Momente der einzelnen Bauetappen nicht zu stark von denjenigen des Endzustandes abweichen. Die Summe der Momente aus

dem etappenweisen Bauvorgang ist nicht gleich derjenigen am sogenannten «Eingussystem», d.h. wie wenn die ganze Brücke in einem Guss betoniert würde. Infolge Kriechens streben die Etappenmomente gegen die Eingussmomente hin und können diese in gewissen Fällen sogar überschreiten. Die Annahme von variablen E-Werten erlaubte hier die Ermittlung genügend genauer Grenzwerte.

Die Berechnung des Balkenrostes wurde mit Hilfe der Deformationsmethode durchgeführt. Als Unbekannte wurden Kastendrehwinkel in Brückenlängs- und Brückenquerrichtung gewählt. Das Hauptsystem IV ist 27-fach statisch unbestimmt. Von der Stützenaxe 3 an wurde die Brücke als gewöhnliche Durchlaufbalken berechnet, d.h. die Trägheitsmomente der Querträger in den Axen 0, 1, 2 und 3 sind als unendlich angenommen worden. Dadurch hat sich die Zahl der Unbekannten von 36 auf 27 reduziert.

Wie bereits früher erwähnt, war die für die statische Bearbeitung des Brückenüberbaues zur Verfügung stehende Zeit sehr knapp. Durch die Anwendung der Elektronik konnte hier teilweise ein Ausweg gefunden werden. Mit den im Anfangsstadium der Projektierung (1963) zur Verfügung stehenden elektronischen Hilfsmitteln konnte das vorliegende System nicht als Ganzes berechnet werden, so dass die Anwendung der Elektronik auf die Lösung von Teilaufgaben beschränkt blieb, nämlich: die Berechnung der Querschnittswerte, die Lösung der Gleichungssysteme und die Berechnung der Momente aus den Drehwinkeln. Alle übrigen Berechnungen sind von „Hand" ausgeführt worden.

3.3 Ermittlung der Schnittkräfte aus Eigengewicht und Nutzlast

Zur Bestimmung der ungünstigsten Schnittkräfte mussten 2 Eigengewichtslastfälle und 24 Verkehrslastfälle untersucht werden. Hierzu kamen noch die Lastfälle infolge ungleichmässiger Temperatur, Stützensenkung und Vorspannung sowie die Eigengewichtslastfälle für die verschiedenen Bauphasen. Für die Nutzlasten waren keine Einflusslinien auszuwerten. Die wichtigsten Ergebnisse der Schnittkraftermittlung sind für den linken Kasten in Bild 17 dargestellt.

3.4 Lastfall Vorspannung

Der Lastfall Vorspannung bereitete infolge der sehr ungünstigen Momentengrenzwertlinien bei der Bauetappe 1 erhebliche Schwierigkeiten. Um eine ausreichende Bruchsicherheit zu erhalten und die zulässigen Spannungen einzuhalten, mussten in einzelnen Feldern unten und oben Kabel angeordnet werden. Für die Berechnung der Zwängungsmomente wurden Einflusslinien für die Festeinspannmomente unter Doppelmomentbelastung ermittelt. Es sind dies Einflusslinien 3. Art, welche durch zweimalige Differentiation der gewöhnlichen Einflusslinien entstehen. Die statisch unbestimmten Stützenmomente infolge Vorspannung erreichen bei der Stütze 17 vor Schwinden und Kriechen die beachtliche Grösse von 45% des Stützenmomentes infolge Eigengewicht. Die Zwängungsmomente hat man zuerst für jeden Kasten getrennt bestimmt und nachträglich mit Hilfe der Kehrmatrix die gegenseitige Beeinflussung kontrolliert. Mit dieser Berechnung konnte auch der Einfluss der Längsträger-Vorspannung auf die Querträger bestimmt werden. Im Feld 16–17 sind durchgehend 20 Doppelkabel zu 340 t Spannkraft mit einer Nettovorspannkraft von rd. 5300 t vorhanden. Dies entspricht einer anfänglichen mittleren Druckspannung im Beton von 100 kg/cm². Die Reibungsverluste betragen für die längsten Kabel (rd. 166 m) über 20%.

3.5 Besondere Untersuchungen

Das Zusammenwirken zwischen den beiden Kastenträgern war Gegenstand besonderer Untersuchungen. Die Berechnungen wurden nach der Faltwerkstheorie am geraden einfachen Balken mit den Spannweiten L = 25, 38 und 50 m durchgeführt. Diese Berechnungen zeigen, dass der vorliegende Querschnitt ausserordentlich torsionssteif ist und praktisch keine Verdrehung erfährt. Aus diesem Grund erhält die Fahrbahnplatte zwischen den beiden Kasten infolge einseitiger Nutzlast ansehnliche Biegemomente.

Ergänzende Untersuchungen mussten dann noch für den gekrümmten Brückenabschnitt durchgeführt werden. Dort entstehen nämlich schon unter Eigengewicht zusätzliche Biegemomente in der Fahrbahnplatte. – Für die schiefen Auflagerbereiche wurden vom Experten besondere theoretische Untersuchungen angestellt, über die vielleicht an anderer Stelle noch berichtet wird.

3.6 Spannungsnachweise

Die Spannungen sind in allen Zehntelspunkten nachgewiesen worden. Die ermittelten Extremalwerte sind aus Tabelle 2 ersichtlich. Für die grössten Felder waren auch die Hauptzugspannungen nachzuweisen. Dabei wurden die Torsionsmomente aus exzentrischer Stellung der Verkehrslasten und aus der Krümmung der Brücke berücksichtigt. Es zeigte sich, dass grosse Spannungen nur in einem kleinen Bereich neben den Stützen auftreten. Die grösste berechnete Hauptzugspannung beträgt 11,9 kg/cm².

Tabelle 2. Extremalwerte aus dem Spannungsnachweis

Lastfall	Schnitt	σ_0[1]) kg/cm²	σ_u[1]) kg/cm²
Eigengewicht	16,5	+ 79,0	—150,8
	16	— 98,5	+130,3
Verkehrslast	16,5	+ 38,0	— 72,6
	16	— 40,2	+ 59,2
Temperatur 1. Art ($\Delta t = \pm 10°C$)		± 27,5	± 5,0
Temperatur 2. Art		± 8,0	∓ 15,3
Stützensenkung (s = 1 cm)		± 4,7	± 8,7
Schwind- und Kriechverluste	16,5	+ 6,0	— 51,0
	16	— 26,7	+ 5,2
Extremwerte	16,5	+152,2	+ 6,5
	16	— 5,6	+131,0

[1]) (+) = Druck, (—) = Zug

3.7 Brücke in horizontaler Richtung

Für die Beanspruchung der Lager und Stützen wurde die Brücke in horizontaler Richtung untersucht. Der Brückenüberbau wirkt dabei als gekrümmter Balken mit elastischer Stützung. Die Stützen und Querträger bilden jeweils einen Rahmen, auf denen der Überbau elastisch gestützt ist. Die Elastizitätsgleichungen mit max. 9 Unbekannten wurden von Hand aufgestellt und elektronisch aufgelöst. Massgebend waren die Windbelastung sowie die Längenänderungen infolge Vorspannung, Kriechen, Schwinden und Temperatur. Infolge der etappenweisen Erstellung des Überbaues haben die Längenänderungen aus Vorspannung, Kriechen und Schwinden keinen sehr grossen Einfluss.

Die senkrecht zur Brückenaxe angeordneten Rollenlager zwingen die in der Krümmung liegende Brücke, sich nur in Richtung der Brükkenaxe zu bewegen. Bei unbehinderter Längenänderung würde sich der Krümmungsradius der Brücke ändern und bei den Stützen entsprechende Querverschiebungen erzeugen. Die auftretenden Kräfte infolge Längenänderungen der Brücke sind gering und ergeben in den Stützen nur geringe zusätzliche Beanspruchungen.

4. Berechnung der Kotierungen und der Absteckungselemente

Zur Festlegung der Bauwerksaxen und Begrenzungslinien, die aus Kreisbögen und Klothoiden bestehen, bedurfte es umfangreicher Berechnungen, die durchwegs elektronisch durchgeführt wurden (Axen, Fahrbahnränder, Gesimsaussenkanten, untere Kastenkanten). Ebenso wurde die gesamte Kotierung elektronisch berechnet (Bild 18). Die Berechnungen wurden für radiale Profile im Abstand von 2,0 m durchgeführt. Zu jedem Profil sind für 18 Punkte die Kotierung und für 16 Punkte die Absteckungselemente angegeben. Infolge einer geringen Änderung des Normalquerschnittes der Strasse, die im Stadium der Detailprojektierung nach Durchführung der elektronischen Berechnungen eintraf, mussten die Punkte 1 und 6 durch die

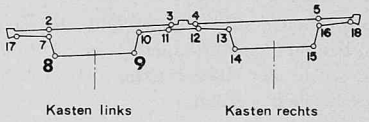


Bild 18. Elektronische Berechnung der Kotierungen. Querschnitt mit Angabe der Kotierungspunkte

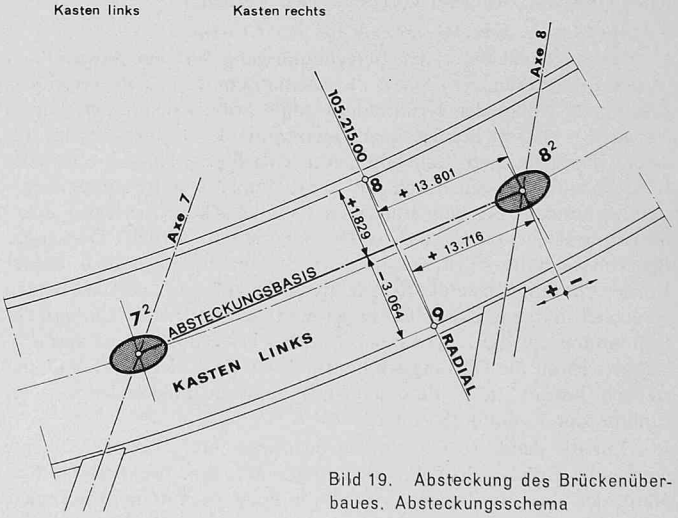


Bild 19. Absteckung des Brückenüberbaues. Absteckungsschema

Tabelle 3. Ausschnitt aus der elektronischen Berechnung der Kotierungen [2])

Profil-KM	Gradient	Pkt. Nr.	Abs. Höhe	Rel. Höhe	Distanz	OPNR
105 215.000	441.371	1	440.757	.614–	10.887–	9999
	441.371	2	440.881	.490–	8.400–	9999
	441.371	3	441.264	.107–	.750–	9999
	441.371	4	441.338	.033–	.750	9999
	441.371	5	441.721	.350	8.400	9999
	441.371	6	441.845	.474	10.887	9999
	441.371	7	440.532	.839–	8.373–	9999
	441.371	8	439.299	2.072–	8.011–	9999
	441.371	9	439.544	1.827–	3.117–	9999
	441.371	10	440.807	.564–	2.880–	9999
	441.371	11	441.002	.369–	.987–	9999
	441.371	12	441.101	.270–	1.012	9999
	441.371	13	441.096	.275–	2.915	9999
	441.371	14	439.862	1.509–	3.277	9999
	441.371	15	440.107	1.264–	8.171	9999
	441.371	16	441.370	.001–	8.408	9999
	441.371	17	440.491	.880–	10.400–	9999
	441.371	18	441.531	.160	10.400	9999

Die Punkte 1 und 6 sind durch die Punkte 17 und 18 ersetzt worden.

Tabelle 4. Ausschnitt aus der elektronischen Berechnung der Absteckung des Brückenüberbaues [2])

Basis	Ziel	Distanz	Azimut	Profil-KM	Y-Koordinate	X-Koordinate	PT	Abszisse	Ordinate	KA	OPNR
8 1	**7 1**	40.117	382.783	**105 215.000**				6.476	5.325	58	3114
				105 215.000	681 674.325	244 302.648				59	3114
				105 215.000			4	6.442	4.576	56	3114
				105 215.000			5	6.097	3.066–	56	3114
				105 215.000			6	5.985	5.551–	56	3114
				105 215.000			12	6.430	4.314	56	3114
				105 215.000			13	6.344	2.413	56	3114
				105 215.000			14	6.328	2.051	56	3114
				105 215.000			15	6.107	2.838–	56	3114
				105 215.000			16	6.096	3.074–	56	3114
8 2	**7 2**	37.833	381.024	**105 215.000**				13.661	6.181–	58	3114
				105 215.000	681 674.325	244 302.648				59	3114
				105 215.000			1	13.852	4.704	57	3114
				105 215.000			2	13.808	2.218	57	3114
				105 215.000			3	13.674	5.431–	57	3114
				105 215.000			7	13.808	2.191	57	3114
				105 215.000			8	13.801	1.829	57	3114
				105 215.000			9	13.716	3.064–	57	3114
				105 215.000			10	13.711	3.301–	57	3114
				105 215.000			11	13.678	5.194–	57	3114

[2]) Die Schreibweise in den Tabellen 3 und 4 ist nach dem Original wiedergegeben.

Punkte 17 und 18 mittels mühsamer Handberechnungen ersetzt werden. Alle Punkte wurden in ihrer relativen und absoluten Höhe zum Gradient (O. K.-Belag in Brückenaxe) tabellarisch berechnet (Tabelle 3). Für die Absteckung des Brückenoberbaues (Bild 19) in der Situation wurden alle berechneten Punkte auf die Verbindungsgerade der Stützenmittelpunkte projiziert und mit rechtwinkligen Koordinaten bestimmt. Auch diese Berechnung wurde auf dem elektronischen Weg durchgeführt und tabellarisch dargestellt (Tabelle 4). Dank dieser Berechnungsart konnten die Pläne für die Schalung wesentlich vereinfacht werden. Diese Methode fand auch guten Anklang bei der ausführenden Unternehmung.

5. Bauausführung

Die Submission wurde zwischen Mai und Juli 1963 durchgeführt, die Vergebung erfolgte im Oktober 1963. Die Bauarbeiten hat man im Januar 1964 begonnen und am 4. April 1966 mit dem Fugenschluss bei der letzten Betonieretappe 3b teilweise vollendet.

5.1 Fundationen

Bei der Ausführung der Fundationen im Abschnitt A stellten sich keine nennenswerten Probleme. Die Baugruben wurden soweit als möglich abgeböscht und erhielten nur bei der Axe 9 bzw. in der Nähe von Verkehrswegen eine Umspundung.

Schwieriger waren die Fundationsarbeiten im Abschnitt B, verursacht durch die wesentlich veränderten geologischen Verhältnisse. Die geologischen Untersuchungen zeigten für diesen Abschnitt einen gleichmässig ansteigenden Verlauf der tragfähigen Molasse; statt dessen stellte man ungefähr in der Stützenaxe der rechten Stützenreihe einen beinahe vertikalen Absturz von rd. 5,5 m Höhe fest.

5.2 Stützen

Für die Erstellung der 28 Pfeiler wurde vom Unternehmer ein sehr rationeller Arbeitsvorgang gewählt. Schalungstechnisch zeigte sich die günstigste Lösung in der Verwendung von grossflächigen Schalungselementen, die in kurzer Zeit montiert und umgesetzt werden konnten. Mit einem Pfeilerkopfelement sowie zwei Pfeilerschaftelementen von 2,50 m und 5,00 m Länge konnten sämtliche Stützen von Axe 4 bis 14 geschalt werden. Die eigentliche Schalhaut bestand in einer 4 mm starken Sperrholzplatte. Das tragende Gerüst wurde aus Holztürmen aufgebaut, die sich beliebig aufeinander stellen liessen und zugleich auch als Arbeitsgerüst benutzt werden konnten (Bild 20). Nach der Erstellung eines Ausgleichsstückes am Stützenfuss wurden die Pfeiler bis zu einer Höhe von 14 m in einem Guss betoniert. Die Stütze 10 rechts liegt unmittelbar neben dem Lichtraumprofil der Sihltalbahn. Deshalb wurde sie nach der Erstellung in die plangemässe Lage verschoben.

Die am Boden zusammengestellten Armierungskörbe von einigen Tonnen Gewicht wurden mit einem Pneukran versetzt und mit der Anschlussarmierung verschweisst. Eingebaute Thermoelemente zeigten im Beton Abbindetemperaturen bis zu 50 °C und maximale Temperaturdifferenzen von 15 °C. Der Nachbehandlung musste daher grosse Sorgfalt gewidmet werden.

5.3 Lehrgerüst (Bilder 21 bis 24)

Das Lehrgerüst wurde nach dem auch anderorts bewährten System der Firma Fietz & Leuthold AG, Zürich, in Holz ausgeführt. Normierte Fachwerkträger von 8, 10 und 12 m Spannweite übertrugen die Last des frisch eingebrachten Betons auf schlanke Pendelstützen,

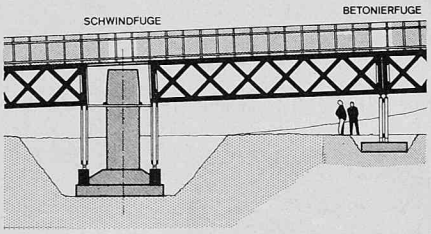


Bild 21. Lehrgerüstkonstruktion

Bild 22. Detail Lehrgerüst zwischen den Axen 9 und 10

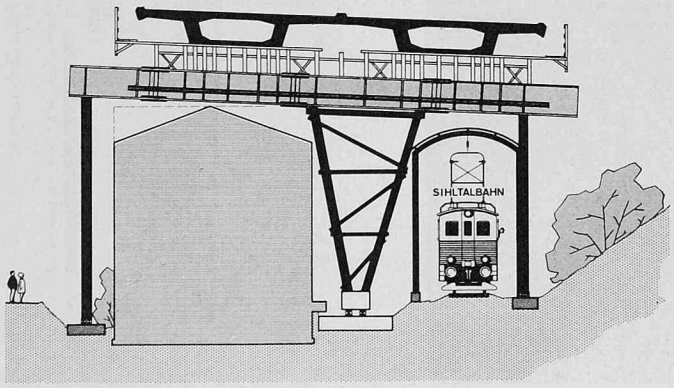
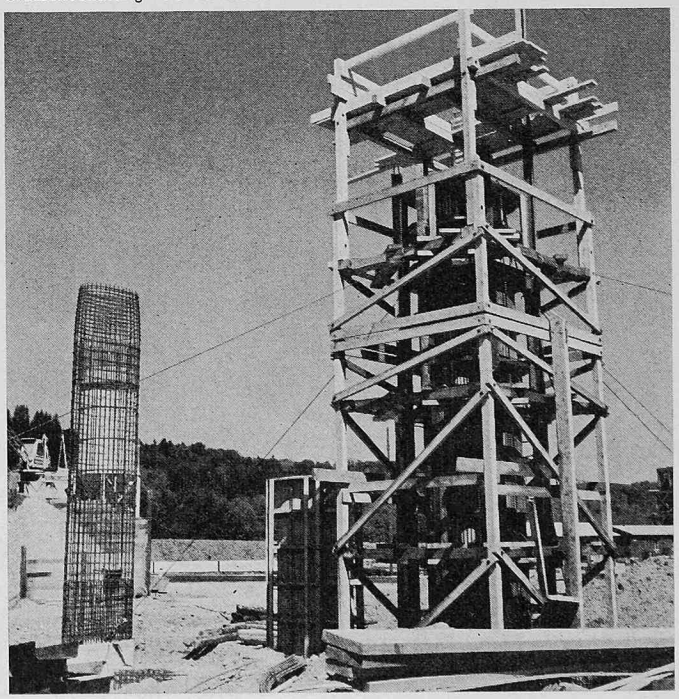


Bild 20. Stützen der Etappe 1. Links: Armierungskorb versetzt, rechts: Stützenschalung mit Gerüstturm



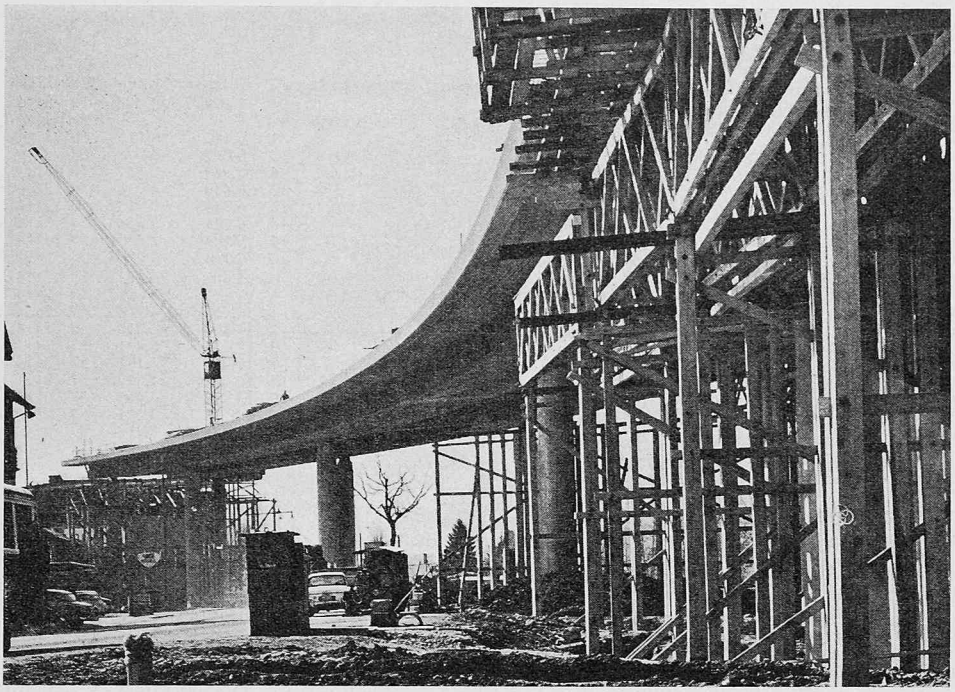


Bild 23. Ausschnitt der Bauetappe 1. Im Hintergrund Beginn der Montage des Lehrgerüstes für die Etappe 2b

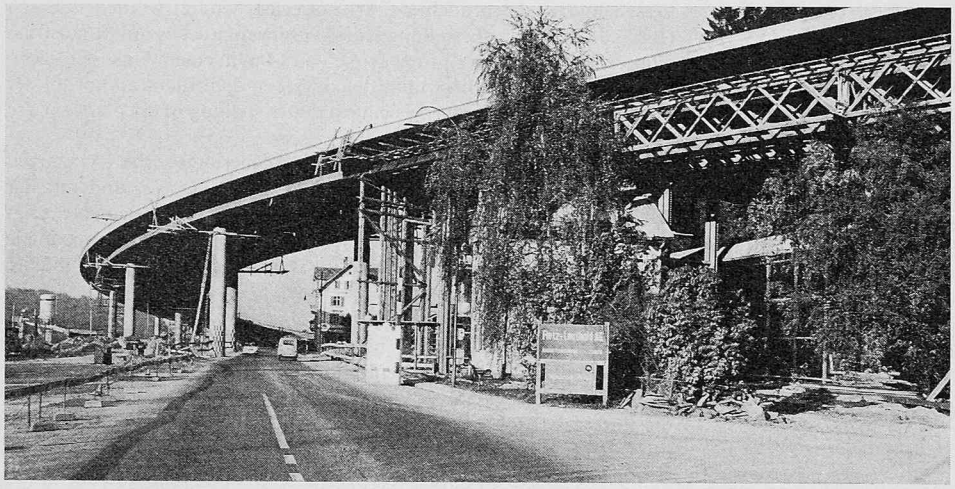
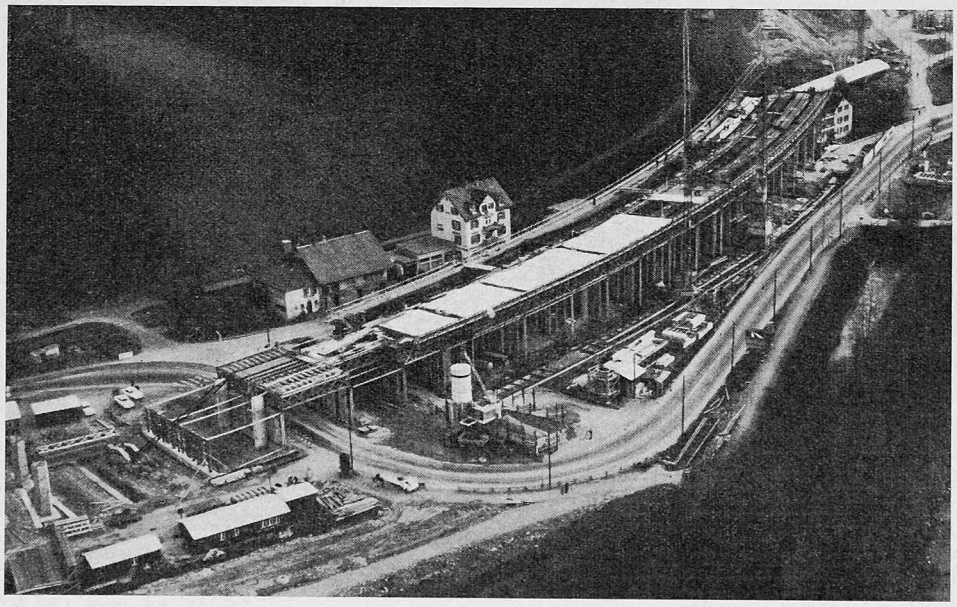


Bild 24. Ansicht des betonierten Brückenabschnittes im Bereich der Allmendstrasse. Lehrgerüst der Etappe 2b abgesenkt

Bild 26. Flugaufnahme der Bauetappe 1. Beginn der Betonierarbeiten auf der rechten Brückenhälfte, November 1964 (Photo Swissair)



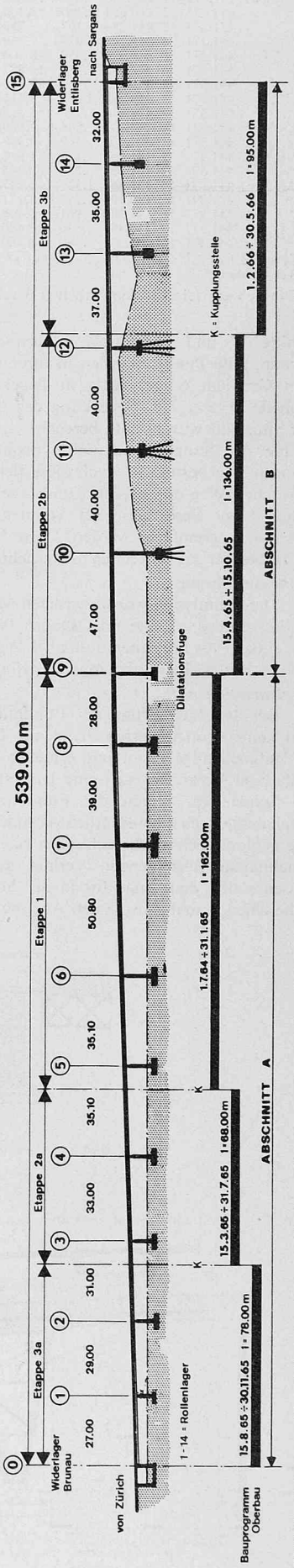


Bild 25. Längenprofil mit Angabe der verschiedenen Bauetappen

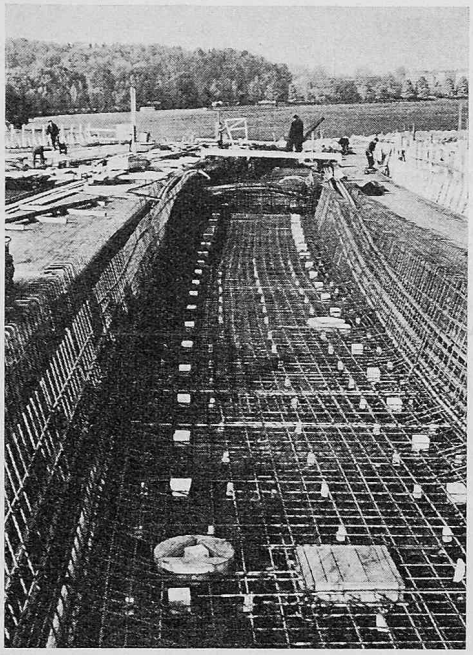


Bild 27. Brückenkasten Etappe 1. Vorspannkabel und Armierung verlegt.

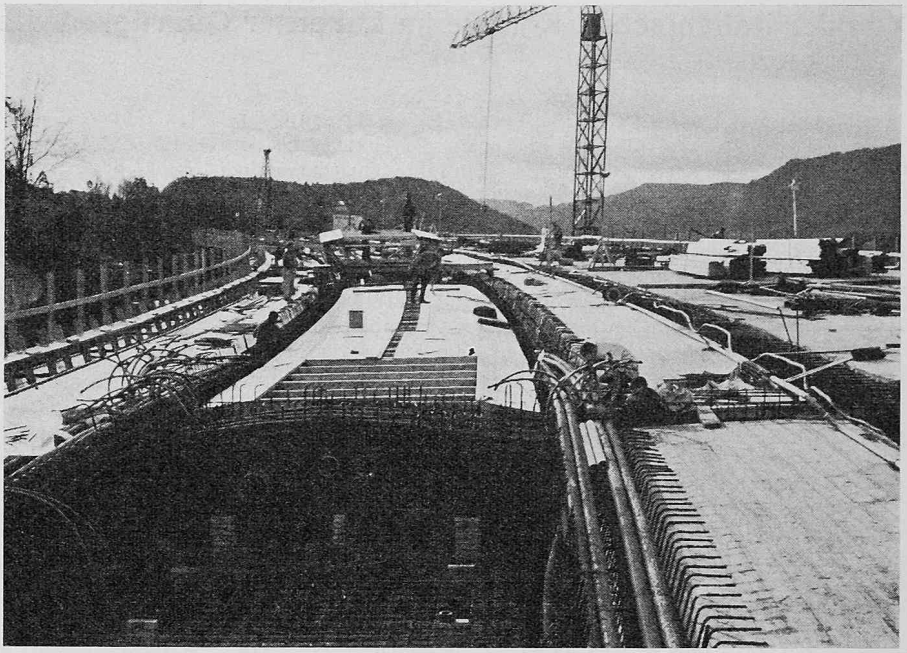


Bild 28. Ueberbau Etappe 1a. Einbau der Schalungselemente für die innere Kastenschalung im linken Kasten. Rechte Brückenhälfte bereits betoniert

die auf massive Streifenfundamente abgestützt wurden. Für die 1. Bauetappe mussten 360 Lehrgerüstträger eingebaut werden. In einem Zug wurden rd. 3700 m² Brückenfläche oder 30% der gesamten Bauwerksfläche eingerüstet. Die zulässigen Durchbiegungen der Rautenträger waren mit 1 cm festgelegt und konnten auch während des Baues eingehalten werden. So ergab sich die mittlere Durchbiegung aus total 18 Messungen zu 8,5 mm.

5.4 Überbau

Der Überbau war in 5 Bauetappen (Bild 25) aufgeteilt, wobei die erste Etappe mit einer Länge von 162 m im November 1964 betoniert wurde (Bild 26). Im Jahre 1965 war ursprünglich die Erstellung der übrigen 4 Etappen vorgesehen. Die Restriktionen bewirkten jedoch eine Verlängerung der Bauzeit, weshalb Ende 1965 erst die Etappen 1, 2a, 3a und 2b erstellt waren. Der gesamte Brückenquerschnitt konnte in einem Arbeitsgang kontinuierlich betoniert werden, und zwar ohne Verwendung eines Abbindeverzögerers und ohne wesentliche Mehrkosten. Beim Betonieren des Hohlkastens in einem Arbeitsgang ist es notwendig, die innere Kastenschalung auf vorbereitete Betonklötze abzustützen (Bilder 27 und 29). Die Innenschalung wurde hier vorgefertigt und mit dem Turmdrehkran versetzt (Bild 28). Die Öffnungen für das Betonieren der unteren Platte werden durch Herausnehmen von Schalungsbrettern geschaffen. Der gewählte Betoniervorgang vermeidet Arbeitsfugen und Eigenspannungen im Beton.

Die einzelnen Bauetappen waren unterteilt in mehrere Betonierabschnitte, wobei die Betonierfugen über den Gerüstträgerstössen angeordnet und zugleich als Schwindfugen wirksam waren. Beim Fugenschluss wurden zuerst jeweils zwei Betonierabschnitte zusammenbetoniert. Die letzten Fugen über den Stützen waren 24 Stunden vor der 30%-igen Vorspannung zu schliessen. Anschliessend wurden die Konsolköpfe erstellt und nach der 60%-igen Vorspannung das Lehrgerüst abgesenkt. Bei der 100%-igen Vorspannung war der Beton in der Regel schon mehr als 5 Wochen alt, so dass die letzte Vorspannstufe unmittelbar nach dem Absenken des Lehrgerüstes aufgebracht werden konnte (Bild 30).

6. Beteiligte

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Zürich
Experte:	Prof. Dr. B. Thürlimann, ETH, Zürich
Oberbauleitung:	R. Schiltknecht, dipl. Ing., Brückeningenieur Tiefbauamt des Kantons Zürich
	L. D. Marazzi, dipl. Ing., Tiefbauamt der Stadt Zürich
Projektverfasser:	Ingenieurgemeinschaft Hickel & Werffeli, Effretikon
	W. Jacobsohn, Zürich
Bauleitung:	Bachmann & Gander, Zürich
Geologe:	Dr. H. Jäckli, Zürich
Unternehmer:	Fietz & Leuthold AG, Zürich
Vorspannung:	System VSL, Spannbeton AG, Zürich
Pfahlgründung:	Losinger & Co. AG, Bern
Absteckung:	K. Weissmann, Zürich
Elektronische Berechnungen:	Digital, Zürich (Absteckung)
	IBM, Zürich (Statik)

Adresse der Verfasser: Ingenieurbüro *Hickel & Werffeli,* Hinterbühlstrasse 3, 8307 Effretikon ZH.

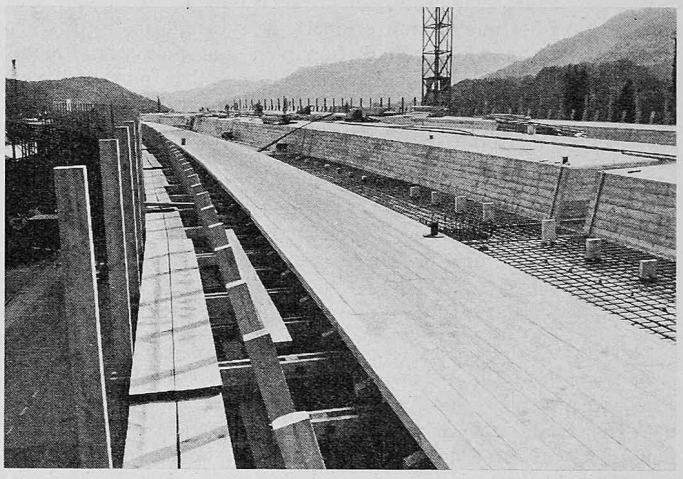


Bild 29. Ueberbau Etappe 1. Aeussere Kastenschalung mit Abstützungen für die innere Kastenschalung. Verlegen der unteren Armierung

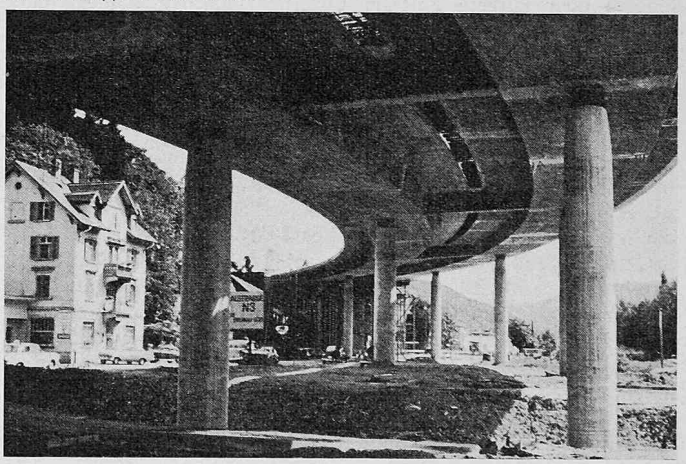



Bild 30. Brückenuntersicht der Etappe 1. Die provisorische Trennung in Brückenaxe zwischen den Querträgern ist noch sichtbar. Das Lehrgerüst für die Etappe 2b ist erstellt