

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 86 (1968)
Heft: 48: Sonderheft der GEP

Artikel: Der Viadotto delle Fornaci der N2 bei Lugano
Autor: Stucki, Erwin / Hofacker, Heinrich
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-70190>

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: 21.02.2026

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

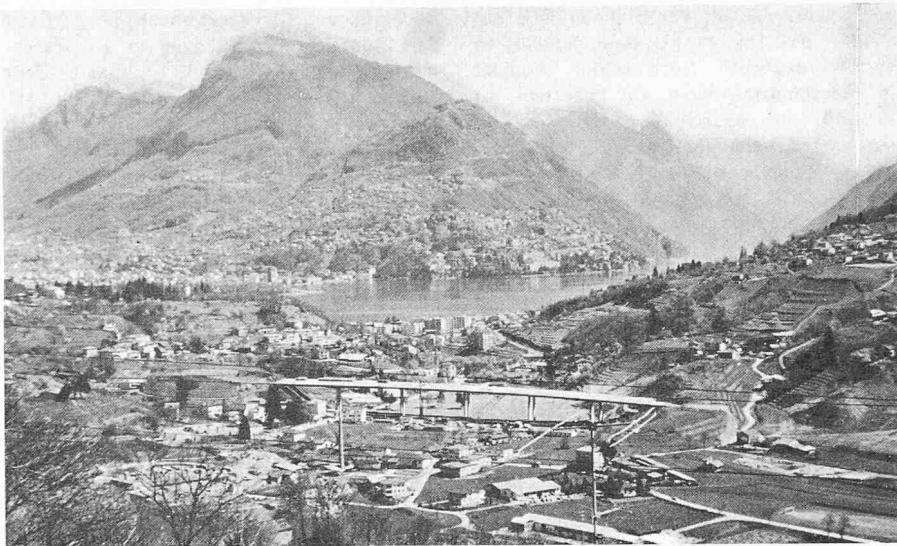


Bild 4. Der Viadukt aus Südwesten, Bauzustand April 1966, im Hintergrund das Becken von Lugano

Der Viadotto delle Fornaci der N 2 bei Lugano

Von E. Stucki und H. Hofacker, dipl. Ingenieure ETH/SIA/GEP, Zürich

1. Einleitung

1.1 Allgemeines

Es ist vorgesehen, am 6. Dezember 1968 das Teilstück Lamone-Grancia der Nationalstrasse N 2 dem Verkehr zu übergeben. Damit wird die Stadt Lugano vom Durchgangsverkehr weitgehend entlastet, und der Automobilist kann auf dem Weg nach Süden von Lugano bis zur Grenze gegen Italien ein über 25 km langes Autobahnteilstück durchgehend befahren.

Im Zuge dieses für den Kanton Tessin im allgemeinen und für die Stadt Lugano speziell bedeutsamen Autobahnabschnittes waren verschiedene Brückenobjekte zu erstellen, von denen im Rahmen des vorliegenden GEP-Bulletins ein Autobahnviadukt aus der Sicht der Projektverfasser näher beschrieben werden soll. Zweck dieser Veröffentlichung ist es dabei, unseren GEP-Mitgliedern, insbesondere den im Ausland wohnenden, anhand eines Beispiels einige Merkmale des neueren Brückenbaues in der Schweiz zu zeigen. Als Beispiel wird der Viadotto delle Fornaci gewählt (Bilder 1-3).

1.2 Grundsätze der Projektierung von Brückenbauten

Mit dem Nationalstrassenbau in der Schweiz ist die Regel aufgestellt worden, dass jeder Kanton als Bauherr die Kunstbauten der in seinem Gebiet liegenden Nationalstrassenabschnitte nach eigenen Erfahrungen und Möglichkeiten planen und ausführen lässt. Trotz dieser Tatsache ist der Erfahrungsaustausch unter den privaten und öffentlichen Planungsorganen anlässlich von Fachtagungen, Exkursionen und Veröffentlichungen so gross, dass sich gewisse Projektierungsgrundsätze herauslösen, die in unserem ganzen Land Anwendung finden und damit den schweizerischen Brückenbau weitgehend prägen.

Ohne dabei Anspruch auf Vollständigkeit erheben zu wollen, können wir etwa folgende Projektierungskriterien aufzählen:

– **Beschränkung der Zahl der Bewegungsfugen.** Jede Fuge gibt für den Bauherrn Anlass zu unerwünschten Unterhaltsarbeiten. Beson-

2. Der Viadotto delle Fornaci

2.1 Linienführung, Situation (Bilder 4-7)

Der bei Noranco südlich von Lugano gelegene, rund 340 m lange Autobahnviadukt bildet einen Bestandteil der vierspurigen Nationalstrasse N 2 und überquert in einer Höhe von 20 bis 26 m die Senke des Piano di Scairolo. Da sich die Talsohle im Bereich des Viaduktes gegen Süden hin öffnet, ergab sich eine unterschiedliche Länge der beiden getrennten Fahrspuren. Während die in der Nähe der nördlichen Widerlager unter dem Viadukt durchführende Kantonsstrasse Lugano-Figino die Brückenlängsachse unter einem rechten Winkel kreuzt, zieht sich die Autobahneinfahrt von Lugano her gegen Süden dem Abhang des Monte San Salvatore entlang und kreuzt die Autobahnachse unter einem Winkel von rund 45°, was eine Versetzung der südlichen Brückenwiderlager um rund 19 m zur Folge hatte.

Damit ergab sich das formale Problem, entweder ein unverhältnismässig langes südliches Randfeld der Fahrspur Nord-Süd in Kauf zu nehmen, oder aber die Stützenpaare im Grundriss von Norden nach Süden zunehmend zu versetzen. Aus der Überzeugung heraus, dass es im vorliegenden Falle praktisch keinen Standort gibt, von dem aus die Stützenpaare ausgerichtet erscheinen würden, war die zweite Lösung vorzuziehen. Es ergaben sich damit zwei unabhängige Brücken mit folgender Felderteilung:

Brücke A: (Chiasso–Bellinzona)

47,10 – 56,50 – 59,00 – 59,00 – 56,50 – 47,10,
total 325,20 m

Brücke B: (Bellinzona–Chiasso)

50,10 – 59,50 – 59,50 – 59,50 – 59,50 – 50,10,
total 338,20 m

2.2 Fundationsprobleme

Im Bereich des Autobahnviaduktes waren durch die Bauherrschaft insgesamt sieben Sondierbohrungen bis in eine Tiefe von 40 m unter OK Terrain, sowie neun Rammsondierungen bis 14 m unter OK Terrain vorgenommen worden.

Es zeigte sich, dass der Untergrund bis in eine Tiefe von 16 bis 36 m aus Seeablagerungen wie Lehm, Silt, Sand besteht, wobei die oberen 16 m sehr stark mit Torf ver-

ders unerwünscht sind dabei Fugen in der Verschleissschicht der Fahrbahn. Die Zahl der Fugen ist deshalb für jedes Brückenbauwerk auf ein Minimum zu beschränken.

– **Klare, einfache Bauformen der Stützen und des Überbaus.** In unserem relativ dicht besiedelten Land haben sich Brückenbauten als reine Zweckbauten unauffällig in die Umgebung einzuordnen. Besonders in der Nähe von Städten und Siedlungen kommt dabei der Stützenstellung und -ausbildung eine erstrangige Bedeutung zu.

– **Sorge um das Detail.** Auch Einbauten für Nebenfunktionen, welche jedoch für eine einwandfreie Erfüllung der Tragwerksaufgabe und den Unterhalt einer Brücke von grosser Bedeutung sind, müssen sorgfältig geplant werden. Es handelt sich dabei um Probleme wie Entwässerung, Auflager, Fahrbahnübergänge, Zugänglichkeit für Spül- und Reinigungsarbeiten, usw.

Tabelle 1. Probepfahllasten und Setzungen

Probepfahl Nr.	Pfahl-Länge	Anfangs-last	Dauer	Setzung	End-last	Dauer	Setzung total
1	40 m	350 t	5 Tage	6 mm	500 t	5 Tage	11 mm
2	24 m	350 t	37 Tage	23 mm	500 t	5 Tage	gross!
3	28 m	400 t	13 Tage	10 mm	500 t	29 Tage	14 mm

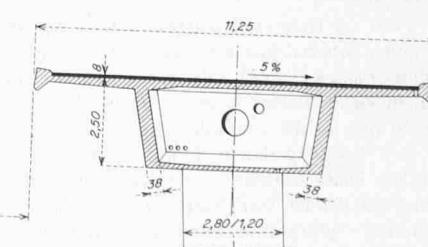
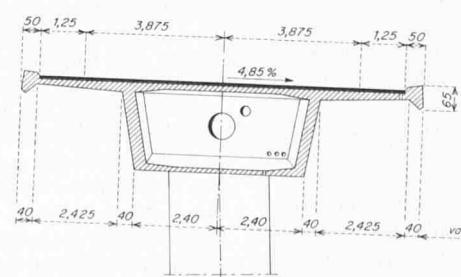
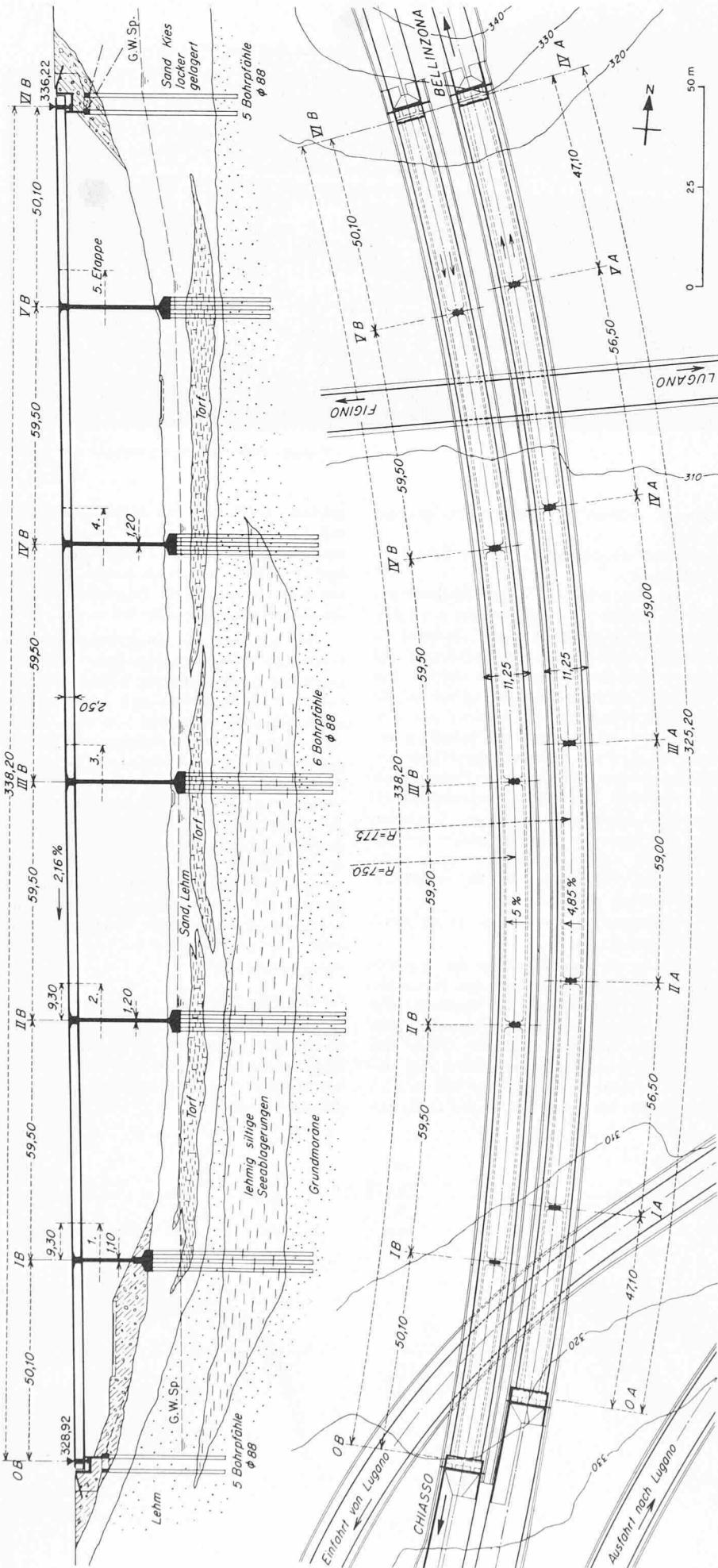


Bild 3. Viadotto delle Fornaci, Querschnitt 1:200 in Feldmitte mit Ansicht gegen Pfeiler in Richtung Chiasso



mischt sind. Der Grundwasserspiegel reicht bis rund 1 m unter OK Terrain. Diese geologischen Gegebenheiten liessen keine andere Wahl als eine Tieffundation aus Bohrpfählen zu. Zur Ausführung gelangten Benotobohrpfähle \varnothing 88 cm, mit einer Pfahlänge von 23 bis 47 m. Das Widerlager Nord wurde zudem mit Erdankern System Bauer verankert.

Zur Festlegung der zulässigen Pfahllast wurden insgesamt drei Belastungsproben an den Pfählen vorgenommen, welche das in Tabelle 1 festgehaltene Ergebnis zeitigten.

Als grösste Pfahllast bei der Ausführung wurden 400 t angenommen, wobei auf Grund der Belastungsproben die Pfahlänge je nach Untergrund variiert wurde.

2.3 Überbau und Stützen

Jeder der beiden Brückenüberbauten weist eine Totalbreite von 11,25 m auf und besteht im Querschnitt aus einem einzelligen, längsvorgespannten Kastenquerschnitt mit leicht geneigten Stegen von 38 cm Stärke, einer Fahrbahnplatte von 18 bis 32 cm, sowie einer unteren Druckplatte von 12 bis 22 cm Stärke. Zur besseren Überleitung der Schubkräfte in die Stützen-Querträger wurde der Überbauquerschnitt über den Stützen mit Vouten des Steges und der Platten versehen. Die Querträger weisen eine Stärke von 1,50 m auf und sind schlaff bewehrt.

Für die Lagerung des Brückenüberbaus sind bei den Widerlagern je zwei Rollenlager pro Kasten eingebaut. Mit Ausnahme der am nächsten bei den Widerlagern angeordneten sind alle übrigen Stützen mit Fundation und Überbau monolithisch verbunden und weisen einen konstanten Querschnitt von $1,20 \times 2,80$ m auf. Die dem Widerlager Süd nächstgelegenen Stützen sind als Pendelstützen ausgebildet, da die Stützenkopfverschiebungen infolge Temperaturschwankungen sowie elastischen und plastischen Verformungen des Überbaus sonst zu unzulässig hohen Stützenbeanspruchungen geführt hätten. Das Fussgelenk dieser Stützen wurde aus Gründen der Zugänglichkeit auf einem höherliegenden Fundamentaufsatz angeordnet. Bei der Planung war nämlich vorgesehen, mit der Zufahrtsrampe von Lugano Richtung Chiasso diese Stützen teilweise einzuschütten.

2.4 Bauausführung

Beim Entwurf des Autobahnviaduktes wurde vor allem auf die Möglichkeit einer rationellen Herstellung des Überbaus Rücksicht genommen. Im vorliegenden Fall erschien es zweckmässig, den Überbau auf einem stationären Lehrgerüst zu erstellen. Damit das Lehrgerüst mehrmals verwendet werden konnte, war ein feldweiser Bau- und Betonievorgang vorgesehen, der gegenüber anderen Ausführungsvarianten folgende Vorteile aufweist:

- Aufteilung der Bauarbeiten für den Überbau in gleiche, sich mehrmals wiederholende Teilarbeiten.
- Kleinere Länge der Vorspannkabel zwischen zwei Abspannstellen führt zu geringeren Reibungsverlusten.
- Mehrmalige Verwendung des Lehrgerüstes.

Um den etappenweisen Bau zu ermöglichen, wurde jedes Feld um einen Kragarm

Bilder 1 und 2. Viadotto delle Fornaci, Grundriss und Längsschnitt der Brücke B (Bellinzona—Chiasso). Massstab 1:1500

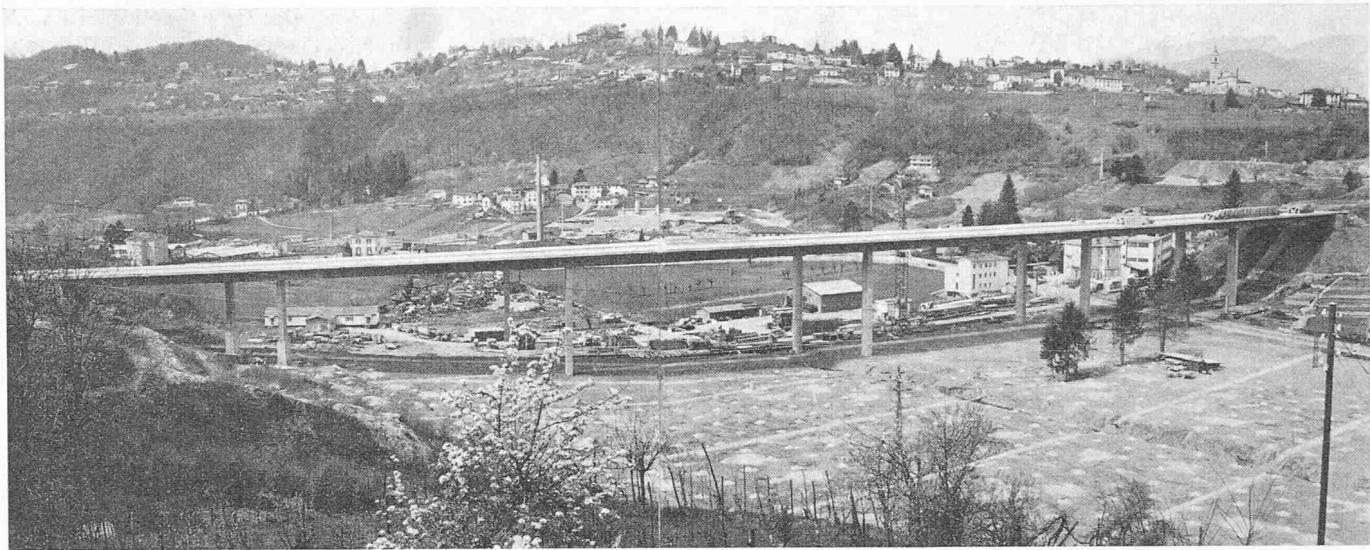


Bild 5. Gesamtansicht aus Osten

Viadotto delle Fornaci di Noranco bei Lugano

von rund 9,3 m verlängert. Die Länge dieses Kragarmes ergab sich aus der konstruktiven Anforderung, Vorspannkabel abzuspannen und zu kuppeln. Gleichzeitig diente der Kragarm dazu, einen provisorischen Ballast von je 80 t aufzunehmen, um die sich aus der Änderung des statischen Systems ergebenden Kriechumlagerungen der Schnittkräfte im Überbau auf ein Minimum zu beschränken.

Damit ergab sich der folgende Phasenablauf im Überbau, der sich in jedem der sechs Felder wiederholte:

Phase 1: Erstellen des Lehrgerüstes im Feld n .

Phase 2: Erstellen des Lehrgerüstes im Feld $(n+1)$.

Schalen, Armieren, Kabelverlegen im Feld n .

Phase 3: Etappenweises Betonieren im Feld n .

4 bis 5 Tage nach Fugenschluss Vorspannung Feld n .

Aufbringen des Kragarm-Ballastes Feld n .

Schalen, Armieren, Kabelverlegen im Feld $(n+1)$.

Erstellen des Lehrgerüstes im Feld $(n+2)$.

Phase 4: Nachspannen der gekuppelten Kabel Feld n .

Etappenweises Betonieren im Feld $(n+1)$.

4 bis 5 Tage nach Fugenschluss Vorspannung Feld $(n+1)$.

Umsetzen des Kragarmballastes von Feld n zu Feld $(n+1)$.

Schalen, Armieren, Kabelverlegen im Feld $(n+2)$.

Umsetzen des Lehrgerüstes von Feld n zu Feld $(n+3)$.

Von den total 16 Vorspannkabeln pro Kasten wurden jeweils deren zehn am Kragarmende einer Etappe gespannt, während die restlichen sechs Kabel schlaff gekuppelt und erst im nächsten Feld gespannt wurden. Der Ballast für die Kragarmbelastung war auf der Baustelle vorhanden und bestand aus vorfabrizierten Betonplatten, die vorgängig bereits für die Probebelastung der Pfähle verwendet worden waren. Aus dem Phasenablauf ist ersichtlich, dass das Lehrgerüstmaterial nur für 3 Felder erforderlich war. Um einen Teil der Setzungen der Bohrpfähle vorwegzunehmen, wurde das Lehrgerüst bei jeder Stütze des Überbaus auf die definitiven Pfahlbankette abgestützt.

Im übrigen war das Lehrgerüst auf Holzpfählen gegründet.

Wie bereits erwähnt, führte der gewählte Bauvorgang zu einer wesentlichen Rationalisierung der Arbeiten auf der Baustelle. Die verschiedenen Arbeitsgruppen konnten ohne Unterbruch an verschiedenen Orten der Brücke stets an der gleichen Arbeitsart eingesetzt werden; sie entwickelten sich bald zu Spezialisten der einzelnen Sparte. Ganz ab-

gesehen von der raschen Arbeitsweise zeigte sich dieser Vorteil auch in der Genauigkeit der Ausführung und in der Tatsache, dass nach dem Erstellen des ersten Feldes praktisch keine Abklärungen und Besprechungen auf der Baustelle mehr erforderlich waren.

Die rechnerischen Durchbiegungen des Überbaus infolge Eigengewicht und Vorspannung ergaben für alle Felder eine Hebung der Feldmitte von max. 1 cm, so dass das Lehrgerüst, abgesehen von den Durchbiegungen der Lehrgerüstträger und der angenommenen Setzung von max. 1 cm für die Holzpfähle, nicht überhöht wurde. Um trotzdem der Brückenunterseite einen geringen Stich nach oben zu geben, wurde die Bauhöhe der Brücke im Feld zu 2,50 m, über den Stützen zu 2,55 m gewählt. Die einige Monate nach der Fertigstellung der Brücke gemessenen Abweichungen der Fahrbahnoberfläche gegenüber der Sollage betragen max. +0,5 cm bzw. -2,5 cm und werden im Belag ausgeglichen.

2.5 Statische Probleme

Ohne allzusehr ins Detail der statischen Berechnung einzugehen, sollen im folgenden einige statische Aspekte und Probleme des vorliegenden Brückenbauwerkes kurz beschrieben werden.

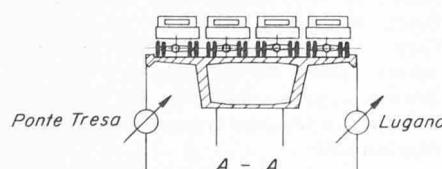
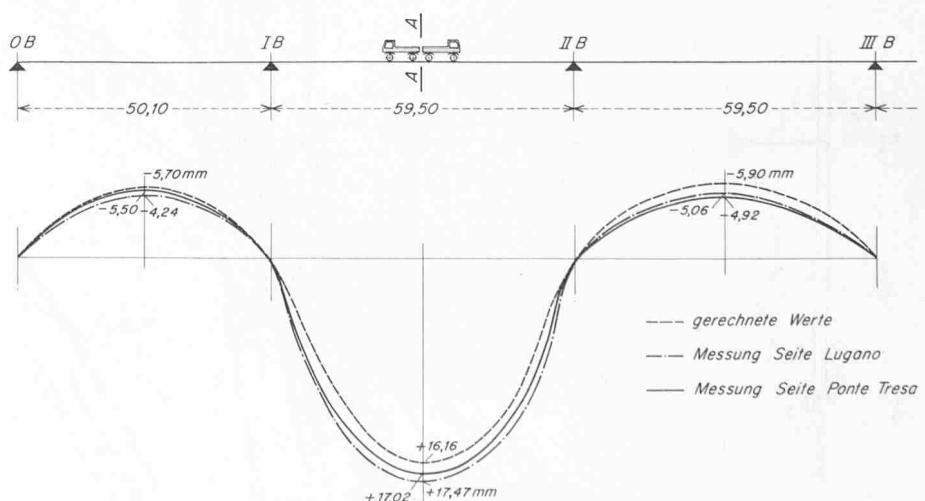


Bild 8. Belastungsprobe, Lastfall I, symmetrische Belastung, Durchbiegung unter den Konsolen



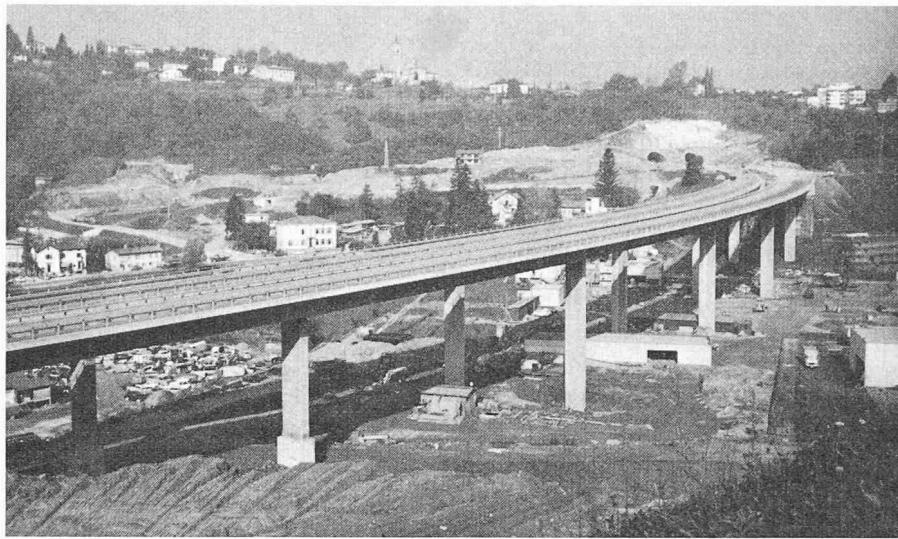


Bild 6. Ansicht aus Südosten

2.51 Stützenberechnung

Während die Hauptträger als durchlaufende Balken auf frei drehbaren Stützen berechnet werden können, da der Einfluss der Stützenkopfmomente auf die Trägermomente vernachlässigbar gering ist, sind die Stützen als Bestandteil einer Rahmenkonstruktion zu berechnen. Die Stützen werden durch folgende Lastfälle beansprucht:

- Lasten des Überbaues ($g+p$)
- Stützensenkungen von 4 cm
- Bremskräfte
- Windkräfte
- Temperaturlastfälle
- Kriechen und Schwinden des Überbaues
- Vorspannung des Überbaues

Dabei sind die Lastfälle so zu überlagern, dass keine unmöglichen Lastkombinationen zustande kommen. Eine genaue Untersuchung dieser Spannungszustände in den normalerweise auf schiefe Biegung mit Normalkraft beanspruchten Stützen ist deshalb wesentlich, da die Stützen zu den am stärksten beanspruchten Bauteilen gehören. Beim Viadotto delle Fornaci beträgt die maximale Betondruckspannung in den Stützen 155 kg/cm² bei einer Betonqualität BS 350.

2.52 Etappenweise Erstellung des Überbaus

Der etappenweise Bau eines vorgespannten Tragwerkes stellt gegenüber der Erstel-

lung in einem einzigen Guss über die ganze Brückenlänge neben den ausführungstechnischen auch eine ganze Reihe statischer Probleme. Vor allem handelt es sich dabei um Probleme, die mit dem Kriech- und Schwinderverhalten des Betons im Zusammenhang stehen. Jede Etappe stellt ein anderes statisches System dar, das sich verformt und an dem eine Teilverspannung angebracht wird. Die Überlagerung der Teilzustände liefert jedoch nicht den zu erwartenden Endzustand, da die einzelnen Teilschnitte des Überbaus ein unterschiedliches Alter aufweisen. Im vorliegenden Falle wurde, wie bereits erwähnt, auf dem Kragarm jeder Etappe ein Ballast von 80 t aufgebracht. Zusammen mit der in Rechnung gesetzten Lehrgerüstverformung und der dadurch erzeugten Reaktion auf den vorgespannten Überbau konnte damit ein Spannungszustand erreicht werden, der nur wenig vom sogenannten «Eingusszustand» abweicht, und demzufolge nur geringe Schnittkraftumlagerungen bewirkt.

2.6 Belastungsproben

Die von der EMPA durchgeführten Belastungsproben hatten zum Ziel, Auskünfte über das elastische Verhalten der Brücke und die Qualität des Betons zu erhalten und gleichzeitig einen Vergleich einiger gemessener und errechneter Zahlenwerte zu ermöglichen.

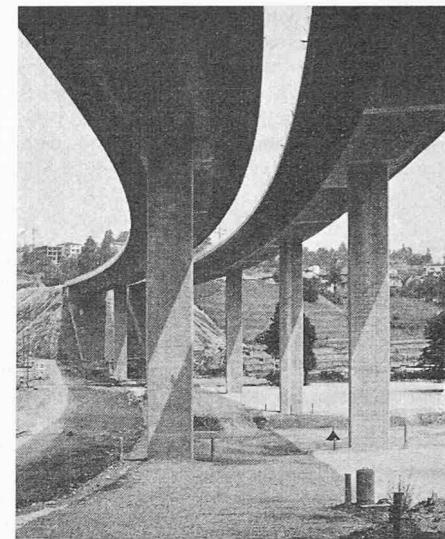


Bild 7. Untersicht in Richtung Bellinzona

Zu diesem Zweck wurden total acht Lastwagen zu je 16 t Gesamtlast wie folgt auf die Brücke gestellt:

Lastfall I:

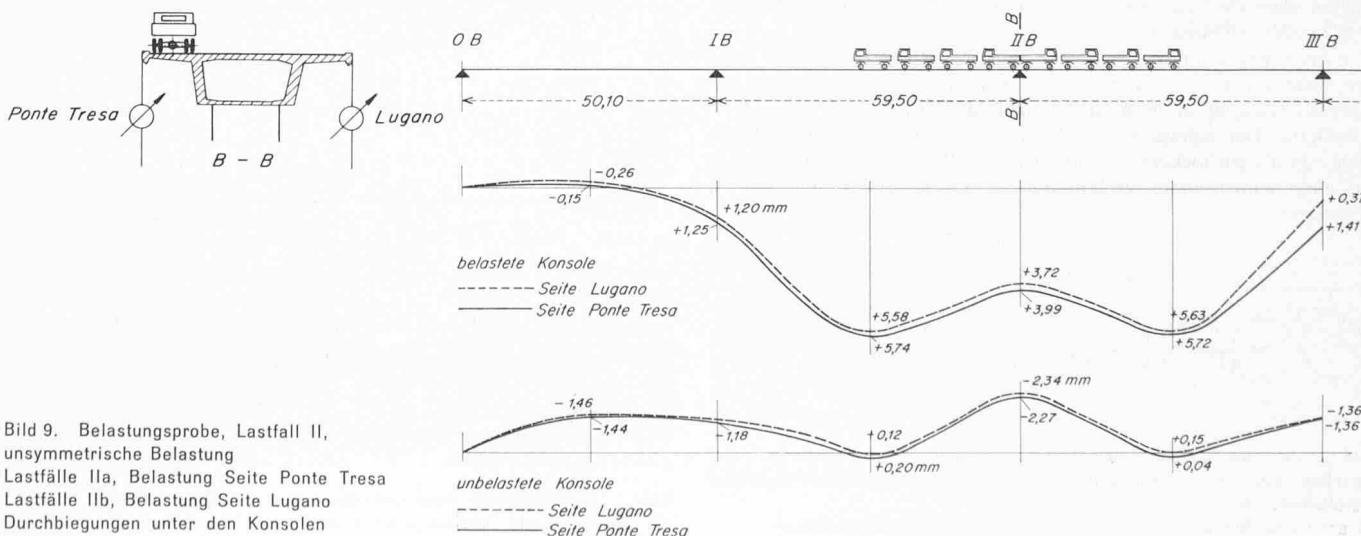
Zwei Reihen zu vier Lastwagen auf ganze Brückenbreite in Feldmitte des Feldes I-II.

Lastfälle IIa und IIb:

Eine Kolonne zu acht Lastwagen einseitig auf Konsole Seite Ponte Tresa bzw. Lugano symmetrisch zur Stütze II.

Ausser den in den Bildern 8 und 9 zusammengestellten Messungen der Durchbiegungen wurden auch Dehnungen mittels Tensiometer gemessen. Der Vergleich zwischen gerechneten und gemessenen Spannungen führte zu einem effektiven E -Modul am Bauwerk von rund 455000 kg/cm², also rund 14% höher als der den statischen Berechnungen zu Grunde gelegte E -Modul von 400000 kg/cm².

Eine interessante Aussage erlaubt die Interpretation der Messungen der Lastfälle IIa und IIb. Unter der Voraussetzung, dass das totale Torsionsmoment $M = 8 \times 16 \times 3,87 = 495$ mt aus der Belastung durch die exzentrisch angeordneten Lastwagen nur die Stütze II auf Biegung beanspruchen würde, ergeben sich theoretische Durchbiegungen



am Konsolkopf von $\pm 6,4$ mm, während die tatsächlich gemessenen bei der Stütze II bloss 2,27 bis 3,99 mm betragen. Die Differenz erklärt die grosse Mitwirkung des Überbaus als torsionssteifer Kasten, der das konzentrierte Torsionsmoment auf die drei Stützen I, II und III verteilt (vgl. Bild 9).

2.7 Schlussbetrachtungen

Einige Daten der Baugeschichte mögen abschliessend die reibungslose Zusammenarbeit aller Beteiligten illustrieren:

Jan. – April 1963
Mai – Juli 1963

Projektwettbewerb
Prüfung der Projekte

Sept. – Dez. 1963
Januar 1964
Juli 1965
September 1966

Submission
Baubeginn
Ende Rohbau
Belastungsprobe

Adresse der Verfasser: *Erwin Stucki* und *Heinrich Hofacker*, 8006 Zürich, Engweg 7.

Über das Korrosionsverhalten von Metallen im Bauwesen

Von Prof. Dr. A. Bukowiecki, ETH, Zürich/EMPA, Dübendorf

Bei den nachstehenden Ausführungen handelt es sich um den umgearbeiteten Text einer vierstündigen Korrosionsvorlesung, die vom Verfasser an der Eidg. Technischen Hochschule in Zürich im Rahmen des Fortbildungskurses für Bauingenieure «Bauchemie und Baustoffkunde» gehalten wurde. In den zwei ersten Abschnitten wird eine allgemein gehaltene Einleitung in das Korrosionsgebiet gegeben, in den weiteren Abschnitten auf mehrere für das Bauwesen praktisch wichtige Korrosionsfälle eingegangen.

1. Ursachen der Korrosionsanfälligkeit metallischer Werkstoffe

Im Unterschied zu nichtmetallischen Werkstoffen, wie Natursteine, Beton, Kunststoffe usw., werden verschiedene technisch wichtige Metalle und Legierungen bereits durch lufttahiges flüssiges Wasser, zum Teil ohne Mitwirkung von besonders aggressiven Agentien, angegriffen und sind damit in starkem Massen korrosionsanfällig. Aus diesem Grund findet man in der Natur nur wenige, nämlich ausgesprochen «edle» Metalle, wie zum Beispiel Gold und Platin, in elementarem Zustand, die übrigen dagegen chemisch gebunden – in Form von oxidischen oder auch sulfidischen oder carbonatischen Erzen. Eine besonders starke Korrosionsneigung ist für unlegierte und schwach legierte Eisenwerkstoffe, Stahl und Gusseisen, charakteristisch – das Korrosionsprodukt, der Rost (FeOOH), allgemein bekannt und gefürchtet.

Sauerstoff allein ist bei mässigen Temperaturen nicht imstande, auf Metalle merklich korrodierend zu wirken (blank polierte Stahlstücke lassen sich in trockener Luft beliebig lange lagern, ohne dass sich ihr Aussehen ändert), weil schon der erste, gemäss der Gleichung $\text{Me} + \frac{1}{2} \text{O}_2 \rightarrow \text{MeO}$ auf der Metalloberfläche entstehende, noch sehr dünne und daher unsichtbare Oxidfilm von etwa 10 bis 50 Angström Dicke den Oxydationsvorgang praktisch unterbindet, so dass sich das Metall trotz seiner Reaktionsneigung «passiv» verhält. Erst bei sehr hohen Temperaturen wird dieser Schutzfilm bei einzelnen Metallen (unter anderem Eisen, Kupfer) derart durchlässig, dass sich ihre Oberfläche in kurzer Zeit in sichtbare dicke Oxidschichten umwandelt (oberhalb von etwa 400 °C Bildung von schwarzgrauem «Zunder», bei 200 bis 350 °C «Anlauftarben»).

Bei Zimmertemperatur treten merkliche Korrosionsangriffe erst auf, wenn der schützende dünne Oxidfilm durch eine Flüssigkeit zerstört wird. Die intensiven Korrosionen vom «Wasserstoff-Typus», wie etwa ein Säureangriff auf Eisenwerkstoffe (zum Beispiel $\text{Fe} + \text{H}_2\text{SO}_4 \rightarrow \text{FeSO}_4 + \text{H}_2$) oder ein Laugenangriff auf Aluminium ($\text{Al} + \text{NaOH} + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{NaAlO}_2 + \frac{3}{2} \text{H}_2 \uparrow$) werden dadurch eingeleitet, dass die aggressiven Flüssigkeiten den Oxidfilm auf den entsprechenden Metallen zerstören.

An unlegierten und schwach legierten Eisenwerkstoffen wird der Oxidfilm bereits durch reines Wasser abgebaut, worauf ein Korrosionsangriff unter Rostbildung folgt: $2 \text{Fe} + \text{H}_2\text{O} + \frac{3}{2} \text{O}_2 \rightarrow 2 \text{FeOOH}$. Der schwerlösliche Rost entsteht an den angegriffenen Objekten als ein lockerer, kaum haftender Belag, der nicht imstande ist, eine nennenswerte Verlangsamung der Korrosionsreaktion zu bewirken.

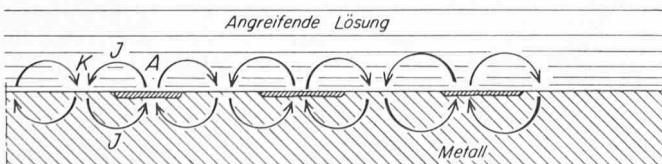


Bild 1. Zum Mechanismus der Korrosionsangriffe durch wässrige Flüssigkeiten: Kurzgeschlossene galvanische Elemente an einer korrodierenden Metalloberfläche
(A anodische Stellen, K kathodische Stellen, J galvanischer Strom)

Viele wichtige Nichteisenmetalle, darunter Aluminium, Kupfer, Nickel, Zinn und andere, werden – im Gegensatz zu den rostanfälligen Eisenwerkstoffen – durch flüssiges Wasser nicht angegriffen, weil sie sich an der Luft mit einem wasserbeständigen Oxidfilm überziehen. An anderen Nichteisenmetallen kann sich anstelle des durch Wasser zerstörten Oxidfilmes unter gewissen Bedingungen mit der Zeit eine sekundäre korrosionshemmende Schutzschicht ausbilden (zum Beispiel eine carbonatreiche Schicht an Zink und Blei beim atmosphärischen Korrosionsangriff). Die genannten wasserbeständigen Metalle können jedoch eine Korrosion erleiden, wenn das darauf einwirkende flüssige Wasser «depassivierende», das heißt den natürlichen oxidischen Schutzfilm zerstörende Agentien enthält. Zu «Depassivatoren» gehören unter anderem Wasserstoffionen (saure Lösungen) und Chloridionen. Besonders hervorzuheben ist die Rolle von Hydroxylionen (alkalische Reaktion), die bei den einen Metallen depassivierend und damit korrosionsfördernd wirken (unter anderem auf Aluminium, Blei, Zink), bei anderen Metallen dagegen (so insbesondere bei Eisenwerkstoffen) den Oxidfilm stabilisieren und auf diesem Wege zum Aufhalten des Korrosionsangriffs beitragen.

Die bekannte «Spannungsreihe» (Tabelle I) kann nicht ohne weiteres zu bindenden Prognosen über das Korrosionsverhalten der Metalle herangezogen werden, weil Oxidfilme bei einzelnen Metallen das Potential so sehr in «edler Richtung» verschieben, dass sich die Reihenfolge der Korrosionsanfälligkeit ändert (zum Beispiel Aluminium: relativ «unedel» und dennoch gegen Wasser und auch schwache Säurelösungen widerstandsfähig).

Tabelle 1. «Spannungsreihe» einiger wichtiger Metalle

(Normalpotentiale bei 25 °C in Volt)

$\text{Au} \rightarrow \text{Au}^+$	+ 1,42	«edle» Metalle
$\text{Ag} \rightarrow \text{Ag}^+$	+ 0,80	
$\text{Cu} \rightarrow \text{Cu}^{2+}$	+ 0,34	
$\text{H}_2 \rightarrow 2 \text{H}^+$	0,00	
$\text{Pb} \rightarrow \text{Pb}^{2+}$	- 0,13	
$\text{Sn} \rightarrow \text{Sn}^{2+}$	- 0,14	
$\text{Ni} \rightarrow \text{Ni}^{2+}$	- 0,25	
$\text{Cd} \rightarrow \text{Cd}^{2+}$	- 0,40	
$\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+}$	- 0,44	
$\text{Cr} \rightarrow \text{Cr}^{3+}$	- 0,71	
$\text{Zn} \rightarrow \text{Zn}^{2+}$	- 0,76	«unedel» Metalle
$\text{Al} \rightarrow \text{Al}^{3+}$	- 1,67	
$\text{Mg} \rightarrow \text{Mg}^{2+}$	- 2,34	

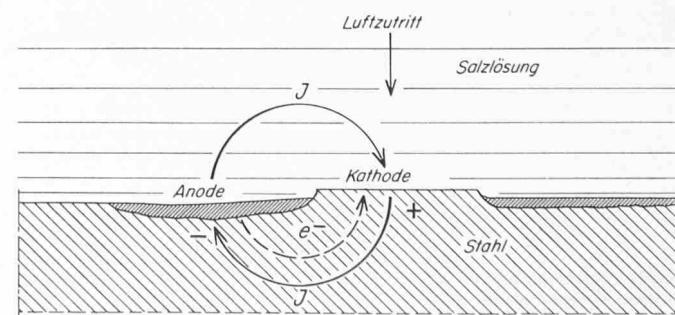


Bild 2. Wirkungsweise eines galvanischen Korrosionselementes, erläutert am Beispiel «Stahl / lufttahige Salzlösung»