Die neue Lorzentobelbrücke

Autor(en): **Eicher, Ueli**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **104 (1986)**

Heft 13

PDF erstellt am: **28.04.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-76113

Nutzungsbedingungen

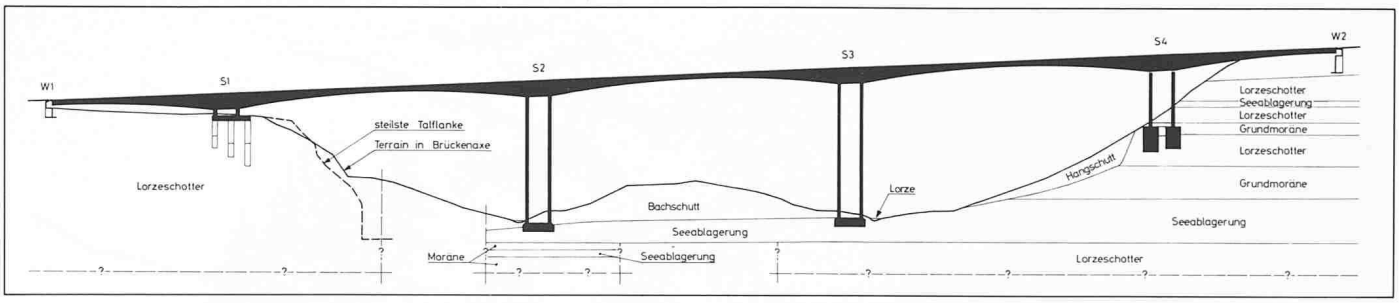
Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung 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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch



Geologischer Längsschnitt durch Brückenachse

chen Lockergesteine eine hohe Tragfähigkeit auf, die für Flachfundationen geeignet ist.

Die gute Tragfähigkeit wird durch den steilen Abfall der Talflanken vermindert. Da der Böschungswinkel der Talflanke den Winkel der inneren Reibung zum Teil wesentlich übersteigt, kommt eine genügende Tragfähigkeit erst durch eine entspechend grosse Einbindtiefe zustande.

Wie aus dem Längsschnitt ersichtlich ist, wurden die beiden Widerlager W 1 und W 2 auf den Talschultern in Lorzeschotter flach fundiert. Auch die beiden Stützfundamente S 1 und S 4 liegen in den sehr hart gelagerten, grobkörnigen Lorzeschottern. Wegen der Nähe der sehr steilen Talflanke musste aber hier eine Tiefenfundation angeordnet werden, um eine genügende Hangstabilität zu erreichen. Die beiden in der Talsohle liegenden Fundamente der Stützen S 2 und S 3 konnten mit Flachfundationen auf die eiszeitlichen Seeablagerungen abgestellt werden. Am Beispiel der Fundationen S 1 und S 3 sollen die für die Lorzetobelbrücke typischen Fundationsprobleme näher geschildert werden.

Der Baugrund im Bereich des Stützfundamentes S 1 besteht über die gesamte erdstatisch erhebliche Tiefe aus Lorzeschottern. Die harte Lagerung und die ausgezeichneten Reibungseigenschaften der Lorzeschotter hätten eigentlich eine flache Fundation des Brückenpfeilers S 1 erlaubt. Die Berechnungen haben aber gezeigt, dass wegen der steil abfallenden Talflanke mit einer Flachfundation keine genügende Stabilität erreicht werden kann. Mit sechs Pfählen von je 2,7 m Durchmesser und einer Tiefe von 6 bis 24 m wurde dieses Problem gelöst. Die Stützenlast wird somit zum Teil durch Spitzenwiderstand der Schächte und zum Teil durch Wandreibungen der Pfähle in den Baugrund übertragen. Die gewählte Fundation und das topographisch ungünstigste Profil sind in Abbildung B dargestellt. Die mit der Block-Gleit-Methode errechnete Geländebruchsicherheit ergab für den ungünstigsten Schnitt eine Sicherheit von $F = 1{,}12$.

Die geotechnischen Voruntersuchungen haben gezeigt, dass für das Fundament der Stütze S 3 genauere Kenntnisse des Baugrundes notwendig sind. Bemerkenswert bei den Baugrundverhältnissen ist die Tatsache, dass die gut durchlässigen, eiszeitlichen Schotter unter der Stauschicht der 3 bis 4 m mächtigen, hart gelagerten Seeablagerungen gespanntes Wasser führen. Der Wasserüberdruck beträgt zirka 120 kN/m², was bei der Ausführung der Baugrube für das Fundament besondere Sorgfalt erforderte.

Die Stütze S 3 konnte auf die hart gelagerten, eiszeitlichen Seeablagerungen flach fundiert werden. Die Untersuchung der Zusammendrückbarkeit der Seeablagerungen mittels Plattenversuchen zeigte aber, dass die M_E-Werte mit wachsender Belastung stark abnehmen, weil die Seeablagerungen zu erheblichen Scher-Deformationen neigen. Die Fundamentsabmessungen von 16×16 m Fläche und 4 m Höhe wurden durch die Forderung nach genügender Grundbruchsicherheit bestimmt.

Die mit der Block-Gleit-Methode ausgeführten Stabilitätsberechnungen führten für den undrainierten Zustand zu einer minimalen Bruchsicherheit des Baugrundes von $F = 1{,}9$; für den drainierten Zustand ergab sich eine Bruchsicherheit von $F = 1{,}3$. Für die Dauerlast wurden durchschnittliche Setzungen von 2,5 cm errechnet. Diese Setzungen können vom Brückensystem problemlos aufgenommen werden.

Adresse des Verfassers: *E. Moos,* dipl. Ing. ETH/SIA, Ernst Moos, Ingenieurbüro AG, Gotthardstr. 19, 6300 Zug.

Die neue Lorzentobelbrücke

Von Ueli Eicher, Zug

Konzept

Aufgrund des charakteristischen Taleinschnittes, den es zu überspannen galt, kam für die Brückenkonstruktion nur ein einheitliches Tragsystem in Frage. Die Forderung nach einer klaren und einfachen Brücke bei gleichzeitig höchsten Qualitätsanforderungen erfüllte unseres Erachtens nur ein fugenloses Spannbetontragwerk. Bezüglich Herstellungsverfahren und Kosten wurden Varianten generell überprüft.

Taktschiebebrücke

Untersucht wurde ein durchlaufender Parallelträger aus Stahl- und Spannbeton, welcher eine Ausführung nach dem Taktschiebeverfahren erlaubt. Für die Entwurfsgrundsätze sind dabei die folgenden Punkte massgebend.

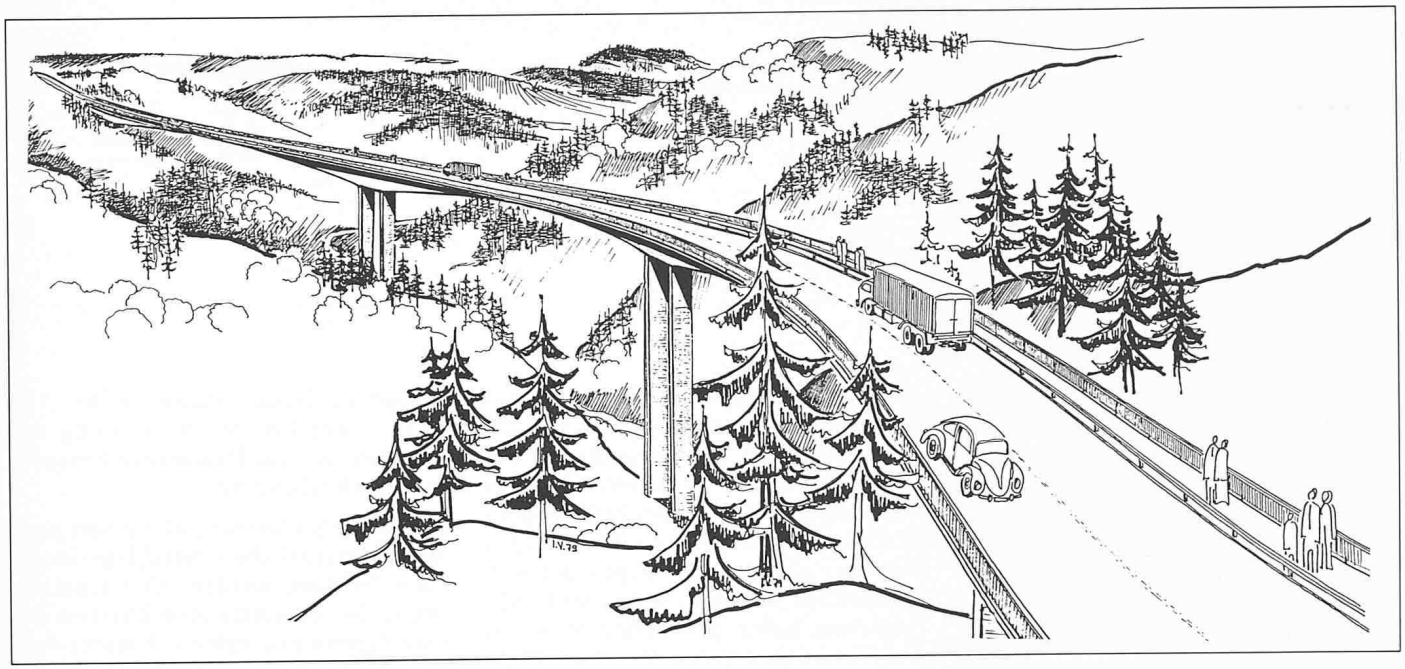
Reine Ortsbetonkonstruktion mit Querschnittsabmessungen, die eine einwandfreie Herstellung ermöglichen.

Hohe Vorspannung des Tragwerkes garantiert weitgehend Rissefreiheit (auch im Bauzustand!).

Arbeitsfugen im Überbau nur senkrecht zur Tragrichtung, sie werden im Ober- und Untergurt mit einer starken Vorspannung geschlossen.

Betonfabrikation den Witterungseinflüssen entzogen, Herstellung in möglichst günstigem Verfahren.

Die Brücke wird als mehrfeldriger Balken, der Überbau als einzelliger Hohlkasten mit einer konstanten Bauhöhe von 4,00 m ausgebildet. Die Herstellung des Überbaues im Taktschiebeverfahren erfordert eine einfache geometrische Führung der Überbauachse, bestehend aus Geraden oder Kreisen auf die ganze Brückenlänge, sowie konstante Abmessungen der Aussenschalung.



Brückenperspektive von Seite Menzingen

Randabschalungen der Fahrbahnplatte konnten in Grenzen variiert werden, ebenso die Innenschalung.

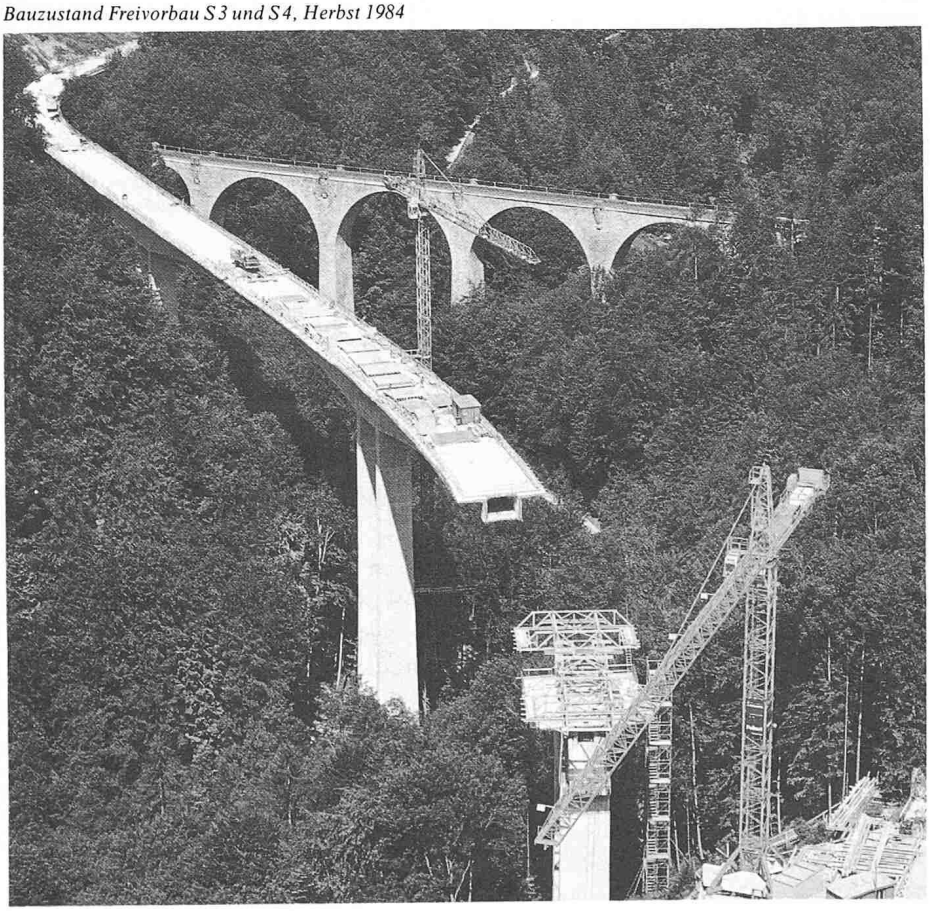
Freivorbaubrücke

Die Schwierigkeiten des Geländes erlaubten keinen wirtschaftlichen Brükkenbau mit Hilfe eines Lehrgerüstes. Als Alternative zur Variante Taktschieben wurde eine Lösung mit bewusst grosszügigen Spannweiten untersucht. Diese fünffeldrige Brücke wird im Freivorbauverfahren erstellt.

Die Spannweiten des ersten Feldes auf der Seite Moosrank musste über 70 m betragen, damit das Fundament des ersten Pfeilerpaares unmittelbar vor die steil abfallenden Lorzeschotter zu liegen kam. Durch genauere Geländeaufnahmen mussten Widerlager- und erster Pfeilerstandort noch untersucht werden. Diese Randfelderspannweiten bedingten ein Aufteilen der Brücke in drei Freivorbauabschnitte mit Spannweiten von 70 – 138 – 138 – 138 – 70 m.

Aufgrund der Kriterien Dauerhaftigkeit, Baukosten, Eleganz und Qualität wurde von der Ingenieurgemeinschaft die Variante Freivorbau in weiteren Studien untersucht und zur Ausführung vorgeschlagen.

Bauzustand Freivorbau S3 und S4, Herbst 1984



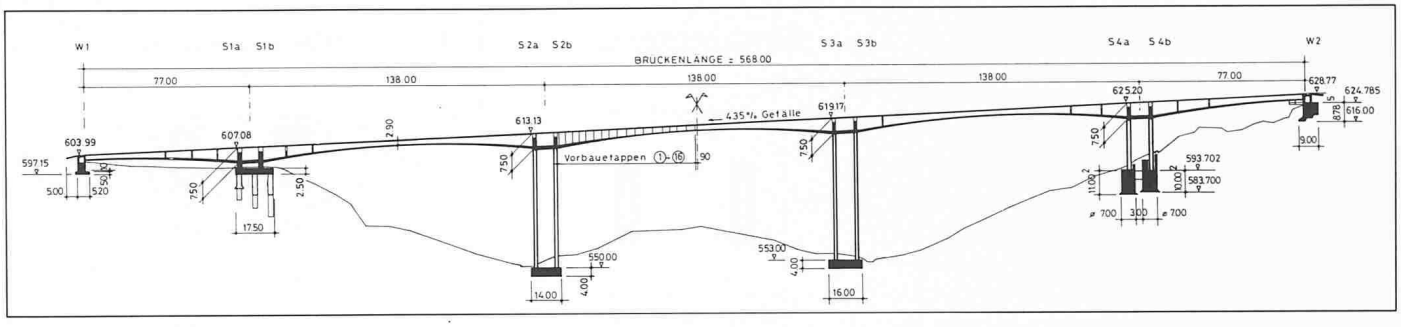
Entwurf

Im Juli 1978 erteilte die kantonale Baudirektion Zug der Ingenieurgemeinschaft Emch + Berger Zug AG, E. Moos AG und J. Schelbert AG den Auftrag, in einer ersten Phase ein Vorprojekt mit vertieften Detailabklärungen und einen Kostenvoranschlag für die neue Lorzentobelbrücke auszuarbeiten. Anschliessend wurde in einer zweiten Phase nach sämtlichen parlamentarischen Hürdenläufen im Jahre 1981 das eigentliche Brückenprojekt in Angriff genommen.

In einer ersten Entwurfsphase wurde das Konzept Freivorbaubrücke nach den Kriterien der Fundations- und Pfeilerstandorte, Geologie, Grundwasserschutzzone und topographischen Geländeeinschnitten optimiert. Spezielle Beachtung wurde der Baustellenerschliessung durch das Lorzentobel und den damit verbundenen Waldrodungen geschenkt.

Bei den beiden Widerlagern erfolgte eine Modifikation der Randspannweiten von 70 m auf 77 m, so dass keine nennenswerten Stabilitäts- und Fundationsprobleme in den Widerlagerbereichen (Lorzeschotter) mehr auftraten.

Eine zusätzliche Untersuchung bezüglich den Pfeilerarten (Doppelpfeiler



Längsschnitt

oder Einzelstützen) gab Aufschluss über die zu wählende Systemart. Wir entschieden uns für Doppelpfeiler, weil die Stabilität der Grundetappe und des Freivorbaues einfacher zu bewerkstelligen ist. Ebenfalls können die einzelnen Doppelpfeiler infolge ihrer Rahmenwirkung in Brückenlängsachse sehr filigran und somit elegant ausgebildet werden. Einzelpfeiler bedingten für den auskragenden Bauzustand recht grosse Kopfabmessungen zur Aufnahme der Exzentrizitäten aus dem Überbau und wirken nebst den konstruktiven Krafteinleitungsproblemen recht massig. In Brückenquerrichtung wurden die Doppelpfeiler von unten nach oben in der geometrischen Form einer abnehmenden kubischen Parabel ausgebildet, so dass die Pfeilerabmessungen am Kopf gleich der Brückenkastenabmessung von 4,63 m entsprechen.

Infolge der für eine Freivorbaubrücke mit Spannweiten von 138 m geringen Brückenbreite von 11,33 m, und einer funktionell (Leitungen, GVRZ) und statisch notwendigen Kastenbreite von 4,63 m, konnte der Kastenträger mit vertikalen Längsstegen ausgebildet werden. Geringe Auskragungen der Fahrbahnplatte von l = 3,35 m konnten ohne Quervorspannung gelöst werden. Durch die Parallelität der Brückenstege sind erhebliche Einsparungen beim gevouteten Längsträger möglich geworden, in dem nur die untere Kastenschalung beim Freivorbau zwischen der seitlichen Wandschalung hochgezogen wurde. Der Längsquerschnitt eines Freivorbauträgers muss so ausgebildet sein, dass die Stärke der unteren Druckplatte und die volle Ausnützung der Tragfähigkeit der Querschnittelemente möglichst maximal sind. Die Abmessungen der Fahrbahnplatte ergeben sich aus den Querbeanspruchungen, die Minimalstärken der Stege und der unteren Kastenplatte durch die Längsbeanspruchungen der Brücke. Insbesondere überlagert sich hier bei der gekrümmten Lorzentobelbrücke (R min = 190 m) die Querkraft und der Schubfluss infolge Torsion aus Eigengewicht.

Einen wesentlichen Bestandteil schon beim Entwurf der Brücke bildeten qualitative Massnahmen in bezug auf die Dauerhaftikgeit und Gebrauchsfähigkeit der Brücke. Insbesondere wurden beim Betonkonzept den Langzeitwirkungen von Frost-, Luftverschmutzungs- und Tausalzschäden grösste Bedeutung geschenkt.

- Maximale Betonrezeptur
- Betonüberdeckungen
- Oberflächenbehandlung speziell für die Brüstungen
- Fahrbahnisolation

Aus den vorangehenden Überlegungen haben wir uns auch entschlossen, die Brückenbrüstung konsequent alle 8,0 m zu dilatieren. Kostenmässig ist diese Massnahme gerechtfertigt, ist doch die längsverteilende Wirkung der Betonbrüstung infolge der kleinen Auskragung der Fahrbahnkonsolen äusserst gering und unbedeutend. Mit dieser Massnahme können die spinnenförmigen Schwindrisse in den Brüstungen weitgehend eliminiert werden.

Die Projektierung

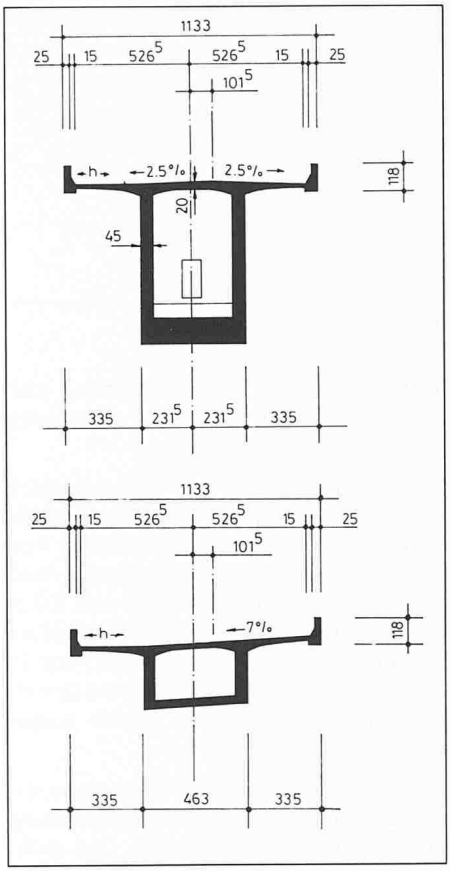
Allgemeines

Die Stabilisierung der Brücke in Längsrichtung erfolgt über das sehr kurze Stützenpaar S 1 a/S 1 b (h = 4,0 m). Die langen Stützen S 2 a/2 b und S 3 a/3 b sind biegesteif mit dem Überbau verbunden, hingegen mussten die Stützen S 4 a/4 b infolge ihrer zu grossen Steifigkeit gelenkig am Brückenkasten angeschlossen werden. In der Brückenquerrichtung wurden die horizontalen Kräfte von sämtlichen Stützen entsprechend ihrer Steifigkeit aufgenommen.

Unterbauten

Die umfassenden geotechnischen Abklärungen, mit Ergebnissen und Untersuchungen vom Geotechnischen Büro Dr. von Moos, Zürich, bildeten die Grundlagen für die Projektierung der Unterbauten.

Die Untersuchungen mussten nach den jeweiligen Standorten der Fundationen in abklärendem Sinne verfeinert und ergänzt werden.



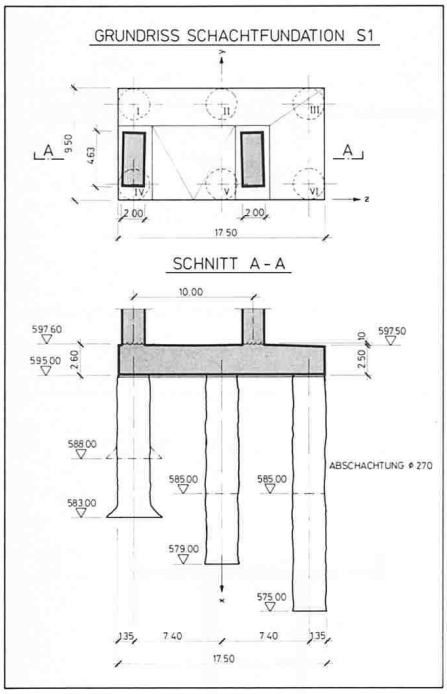
Oben Normalschnitt, unten Schnitt im max. Gefälle

Seite Baar–Moosrank:
Als Fundationshorizonte für W 1 und Tiefenfundation S 1 sind die festgelagerten eiszeitlichen vorbelasteten Lorzeschotter geeignet.
Lorzentobel:
Flachfundationen S 2/S 3 auf die eiszeitlichen vorbelasteten Seebodenlehme.

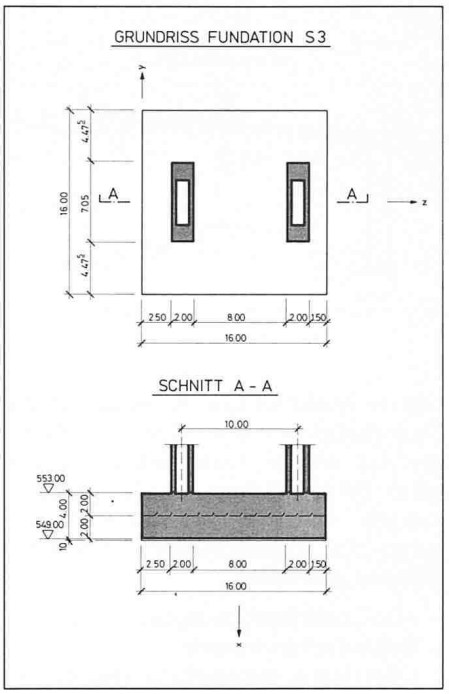
Seite Menzingen–Nidfuren:
Tiefenfundation für S 4 und W 2 in den Lorzeschottern.

Fundationen S 1

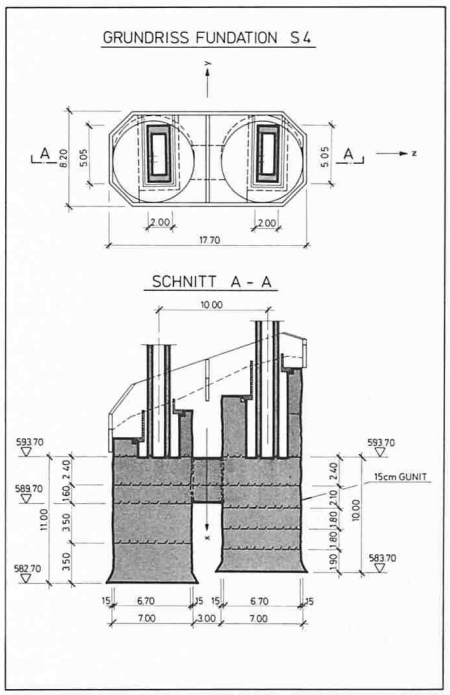
Die Fundation und gleichzeitiger Festpunkt der Brücke musste aus topographischen Stabilitätsgründen so ausgebildet werden, dass bei einem eventuellen Abrutschen des alten Widerlagers der bestehenden Brücke durch Instabilitäten in den verkitteten Lorzeschotter keine nachteilige Beeinträchtigung auf die neue Brücke zu erwarten ist. Eine



Schachtfundation S1



Fundation S3



Fundation S4

Tiefenfundation aus Stabilitäts- und Setzungsgründen mittels Schächten drängte sich hier somit auf.

Der Trägerrost mit den Abmessungen von 17,5 m×9,5 m×2,6 m ist auf sechs Pfählen mit je einem Durchmesser von 2,7 m fundiert. Die Längen sind je nach Lage und Geländestabilität von 6,0 m bis 24,0 m verschieden. Die Tiefenfundation wurde im Schachtverfahren in 2-m-Stücken erstellt. Etappenweise sind die Schächte mit 15 cm Gunit ausgespritzt.

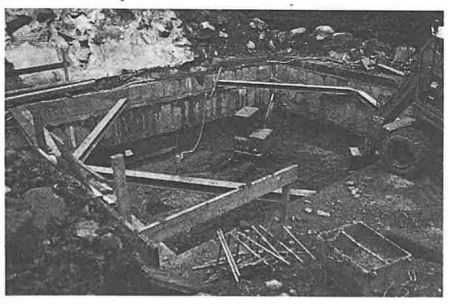
Die Bemessung des Fundamentes erfolgte nach einer Trägerrostberechnung und der Fachwerkanalogie. Die sechs Pfähle wurden als elastisch eingespannte Rahmenschächte in den Lorzeschotter bestimmt.

Die maximalen, nicht gleichzeitig auftretenden Schnittkräfte am Schachtkopf betragen zum Beispiel:

Schacht V Nx = 48 660 kN
Hy = +1250 kN
Schacht IV Nx = 20 000 kN
Hy = −1250 kN

Durch die Einbindung des Pfahles IV und die «Unterstechung» des Pfahlfusses konnten die vertikalen Zug- und Druckkräfte als Reibung über die Mantelfläche und Spitzwiderstand abgetragen werden.

Baugrubenabschluss Fundament S2 als integrierter Funktionskörper



Fundament S 2/S 3

Die beiden Fundamente S 2 und S 3 sind flach im eigentlichen Tobel des Lorzelaufs fundiert. Mittels Kompressionsversuchen mit dem Dilatometer wurde das Verformungsverhalten der Seebodenlehme in Tiefen von 7,1 bis 16,3 m erfasst. Die mechanischen Eigenschaften konnten aus den Untersuchungen bestimmt und wie folgt für die Tragfähigkeits- und Setzungsberechnungen angewendet werden. Zusammendrückungsmodul aus verwitterter Oberfläche $M_E = 10^5$ kN/m² bis $M_E = 3 \times 10^5$ kN/m² (Schotter). Entsprechende Plattenversuche in situ auf der Fundamentsohlenhöhe bestätigen vor der Bauausführung das sehr gute Kompressions- und Setzungsverhalten der eiszeitlichen vorbelasteten Lehme. Die auf den Ergebnissen der Tragfähigkeitsformeln, Stabilitätsberechnungen und Grundbruchkriterien ermittelten Bodenpressungen sind:

	S 2	S 3	
max. Dauerlast (R)	364	373	kN/m²
max. Dauerlast (Z)	452	420	kN/m²
max. Nx	67700	63000	kN

Die Erstellung der Fundamente S 2 und S 3 erfolgte nach dem Schachtverfahren unter Einbezug der vorgängig abgeteuften Pilotschächte für die Plattenversuche.

Nach dem Erstellen der Schächte wurde lamellenartig von oben nach unten die Fundamentaussenwand als schubfeste und integrierte Abschlusswand betoniert. Diese Bauweise ermöglichte, minimalste Waldrodungen vorzunehmen, unter gleichzeitiger Optimierung der Fundamentskosten.

Fundation S 4

Da hier der natürliche Böschungswinkel der Talflanke über 45° liegt und somit über dem Winkel der inneren Reibung der Grundmoräne der Lorzeschotter, kam nur eine entsprechend der Tragfähigkeit tief eingebundene Fundation in Frage. Aus ausführungstechnischen Gründen entschieden wir uns hier für ein Grossschachtverfahren. Zwei Schächte, Durchmesser 7,0 m und mit einem Querriegel schubfest verbunden, sind maschinell auf Tiefen von 18,0 m unter Terrain erstellt worden. Die beiden sogenannten Zapfenfundamente wirken auf die Fundamentsohle als einheitlicher prismatischer Körper. Die Wirkung der seitlichen Einspannung wurde mit dem Bettungsverfahren ermittelt.

Die massgebenden Lastkombinationen im Endzustand UK Fundament (Dauerlast):

Nx = 91 420 kN
Qy = 13 370 kN
My = -167 450 kNm
Mz = -126 830 kNm

Die seitliche Einspannung des Fundamentkörpers im Baugrund - trotz des talseits durch starke Hangneigung geschwächten Erdwiderstandes - wirkt sich günstig aus. Dies bewirkt ausgeglichene Bodenpressungen und damit gleichmässige Setzungen. Die errechneten Fundamentbewegungen von 0,5 cm in X-Richtung und 1,43 cm in Y-Richtung sind auf das Brückengesamtsystem

aufnehmbar. Bei der Grössenordnung dieser Bewegungen gilt zu beachten, dass infolge des Impulssatzes; nämlich ankommender Impuls = abgegebener Impuls; bei Deformationen infolge dynamischer Kräfte (Wind, Erdbeben) durch die grosse Massenträgheit des Baugrundes praktisch keine Bewegungen zu erwarten sind.

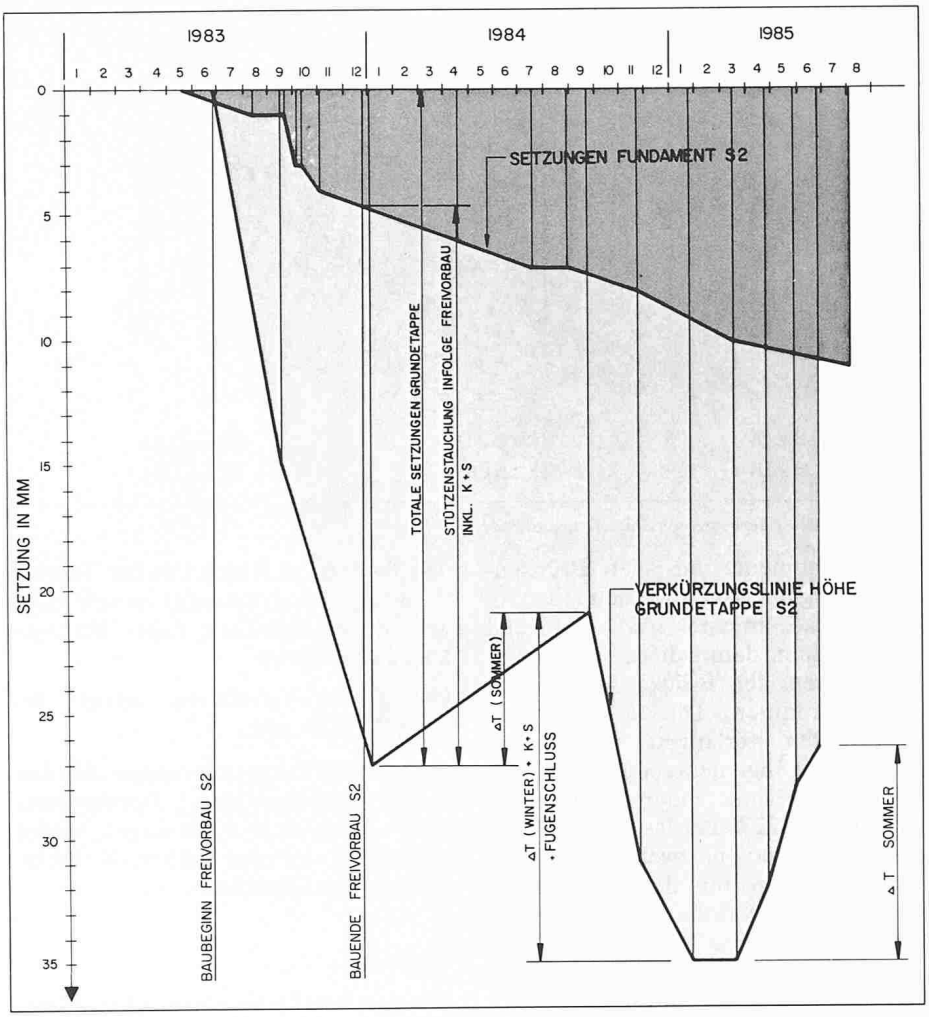
Setzungen

Die Setzungen der Fundation wurden während der ganzen Bauzeit überwacht und gemessen. Zusätzlich sind in den Pfeilern Lote zur Ermittlung der Horizontalbewegungen angebracht. Die gemessenen Setzungen entsprechen den theoretischen Werten erstaunlich gut.

	h (th) (mm)	h (pr) (mm) 1.5.1985
S 1	− 1	− 2
S 2	−17	−10
S 3	−28	−32
S 4	−12	− 7

Insbesondere konnte bei den Flachfundationen S 2 und S 3 keine differenzielle Setzung bei den Doppelpfeilern festgestellt werden.

Am Beispiel der Setzungen S 2 soll das Zeit-Setzungsverhalten nachstehend beschrieben werden. Im gleichen Diagramm sind ebenfalls die Höhendifferenzen der Grundetappe festgehalten.



Setzungsdiagramm Fundation S 2 mit eingezeichneten Stützenstauchungen

Pfeiler

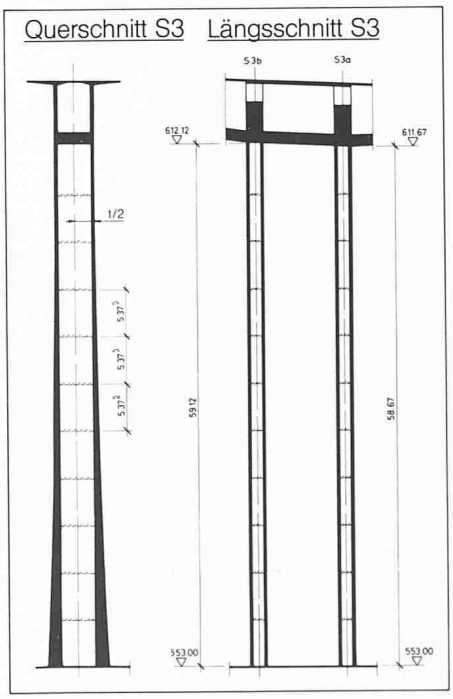
Die Pfeiler S 1 a/b, S 2 a/b und S 3 a/b sind biegesteif am Hohlkasten und Fundament angeschlossen. Die Doppelstützen S 4 a/b sind oben am Brückenkasten gelenkig und im Zapfenfundament eingespannt. Fundament, Doppelpfeiler und Überbau bilden ein homogenes räumliches Rahmentragwerk. Die Lastfälle Eigengewicht, Verkehr und Wind, Temperatur ($T = -25° \div +15°$), Schwinden und Kriechen sind am räumlichen Rahmen berechnet worden. Bedingt durch die Voreinstellung bei den entsprechenden Fugenschlüssen mussten nur noch die Restanteile der Schwind- und Kriecheinflüsse berücksichtigt werden. Die Stützen haben in Brückenquerrichtung die Form einer Parabel. In der Brückenlängsrichtung sind die Pfeiler parallelwandig mit der Aussenabmessung b = 2.00 m.

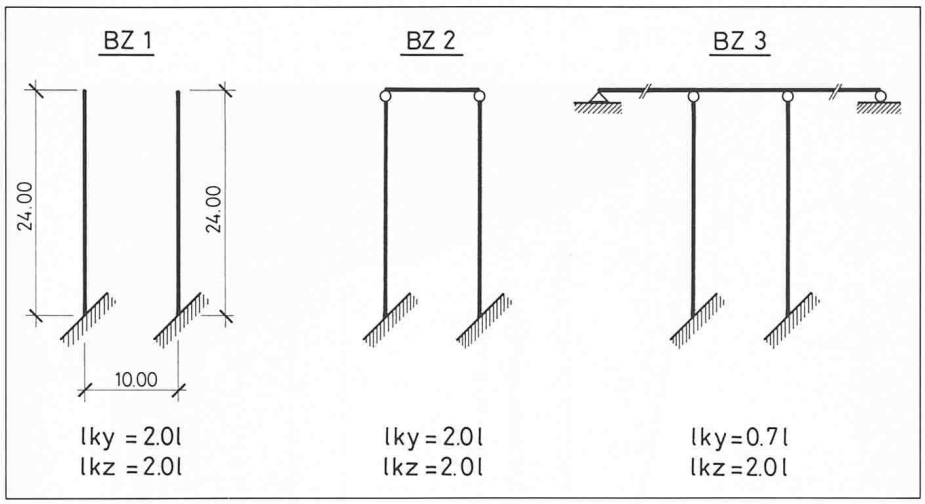
t = Kastenbreite (4,63 m) + X^2 250/H 2

Der Einfluss der Verformung (2. Ordnung) und die Schnittkraftumlagerungen infolge Kriechens wurden berücksichtigt. Infolge der schon eingangs erwähnten Spannweitendifferenzen im Rand- und im grossen Mittelbereich der Brücke (77 m und 138 m) sind für das System der Doppelstützen grosse Normalkraftunterschiede, je nach Belastungsart, zu berücksichtigen. Dies führte speziell bei der Stütze S 4 b (Richtung Widerlager W 2) zu Problemen, weil bei geringster Normalkraft (teilweise Zug) maximale Horizontalverschiebungen (Temperatur) und gleichzeitig wirkende Eigengewichts-

Grundetappe S 2 mit Doppelpfeilern

Doppelpfeiler S 3





Statische Systeme der einzelnen Stützenbauzustände

Torsionsmomente aus der Brückenkrümmung überlagert werden mussten. Die Stütze musste also genügend «weich» sein, damit diese Horizontalbewegungen der Brücke mitgemacht werden konnten. Die Stütze wurde nach unten verlängert und vorgespannt. Die Ingenieurgemeinschaft löste das Problem, indem sechs Vorspannkabel à 3370 kN das Normalkraftniveau erhöhten und zwei Kabel gleichzeitig zur Aufnahme der Torsionsnormale bis in die Fahrbahnplatte hochgeführt wurden. Eine Voreinstellung des ganzen Freivorbaues S 4 von 55 mm half zusätzlich, die Zwängungsvoute aus den Verschiebungen zu reduzieren.

Die Lastkombination Zwängung infolge Verschiebungen (⅔ Temperatur + [K + S] + Vorspannung) + Schnittkräfte «Statik» + (SL + Verkehr + Wind) wurde für die Dimensionierung der Stützen massgebend. Da infolge der sehr beschränkten Platzverhältnisse am gelenkig angeschlossenen Stützenkopf eine Topflagerung problematisch war (stark reduzierter Hebelarm zwischen den Töpfen zur Aufnahme der Torsion in Brückenquerrichtung) entschlossen wir uns, das bewährte «alte» Betongelenk auszuführen.

Die Zwängungsrotation beträgt bei Ry = 0.01125 rad.

Grösste Spaltzugarmierungen an den beiden Betonpunkten, Durchmesser 16,e = 10 cm in je zwölf Lagen, waren notwendig, um eine saubere Krafteinleitung zu gewährleisten.

Überbau

Die Lastannahmen entsprechen Norm SIA 160. Ausnahmelasten mussten keine berücksichtigt werden. Als Grundlage für die Bemessung sowie die Ausnützung der Baustoffe diente Norm SIA 162, Ausgabe 1968, inklusive RL 34 und RL 35.

Bei der Ermittlung der Schnittkräfte wurden durch ein «Vorprogramm» sämtliche unwesentlichen Lastfälle eliminiert. Dies führte zu einer transparenteren Belastungsanordnung und Belastungsübersicht unter Inkaufnahme von einer Ungenauigkeit der Lasterfassung von 3%. Es scheint mir aber gerade bei einem grossen Bauwerk wichtig, dass die Belastungsanordnungen jederzeit gedanklich einfach nachvollzogen und kontrolliert werden können.

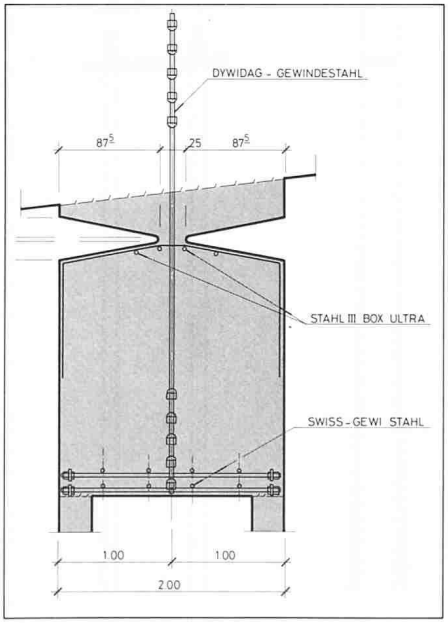
Die Berechnung des Tragwerkes erfolgte am räumlichen Rahmen. Im Bereich der maximalen Torsionsbeanspruchung (Grundetappe 1) wurde das Tragwerk mit einer räumlichen Schalenstatik überprüft. Die gute Übereinstimmung mit den Berechnungen des Stabstatiktragwerkes erlaubte uns, die wesentlich einfachere Stabstatik bei den weiteren Grundetappen anzuwenden.

Brückenquerrichtung

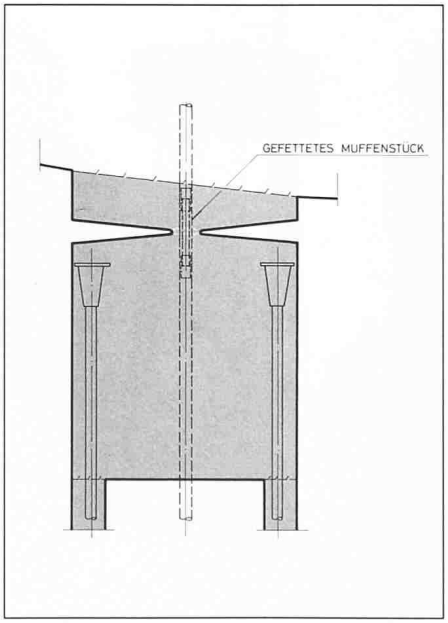
Infolge der relativ schmalen Brücke von zwei Fahrspuren plus Trottoir (l = 11,33 m) erübrigte sich eine Quervorspannung der Fahrbahnplatte. Zur Bestimmung der Abmessungen der Fahrbahnplatte wurde einerseits die Plattenstärke von 20 cm minimal am Konsolrand und anderseits - bedingt durch die Freivorbau-Vorspannungsverankerung - die funktionell notwendige Plattenstärke von 45 cm über den Längsstegen notwendig. Der untere Plattenrand verdickt sich in Form einer quadratischen Parabel.

Die lastverteilende Wirkung des Schrammbordes ist gering. Die lastverteilende Wirkung der auskragenden Fahrbahnkonsole für die Einzellasten ermittelte sich nach dem Flächentragwerksprogramm «Flash». Diese Momenten- und Querkraftbeanspruchungen infolge Einzellast werden mit einem Reduktionsfaktor ins Brückenquerschnitts-Rahmentragwerk eingeführt.

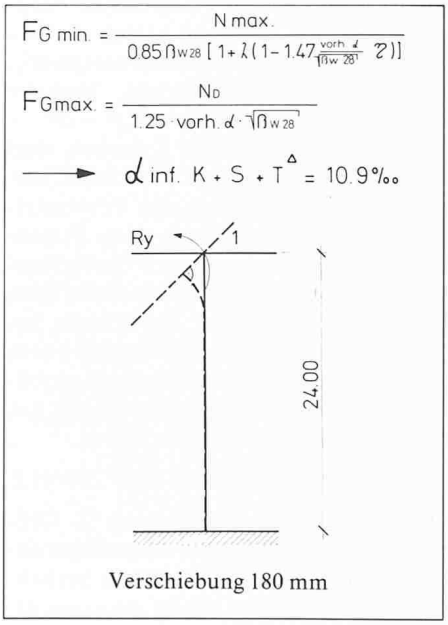
Armierung Gelenk S4



Vorspannung Gelenk S4

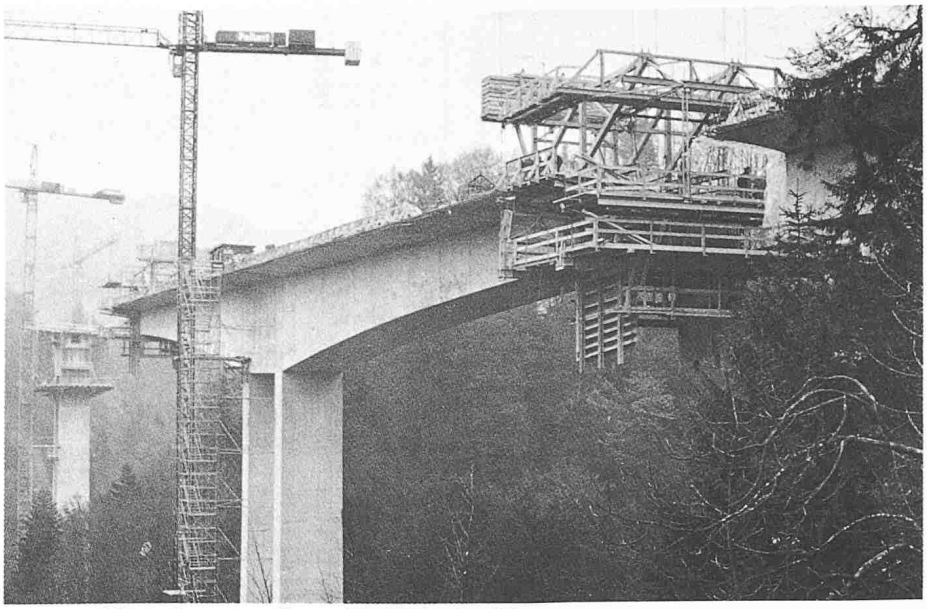


Zwängungsrotation bei Ry = −0,01125 rad.



Verschiebung 180 mm

Durchblick bei alter Brücke auf Grundetappe S2



Bauzustand des Vorbauwagens, Etappe 16 bei Freivorbau S2

Die folgenden Lastfälle wurden berücksichtigt:

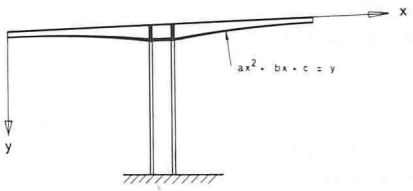
BZ Freivorbau

Eigengewicht
Vorbauwagen
Kragarmvorspannung
NL (min)

FF (T = 0)
Die 16. Etappe ist erstellt

FF (T = ∞)
Kragarm vor Fugenschluss

BZ 1 = Freivorbau (FF)

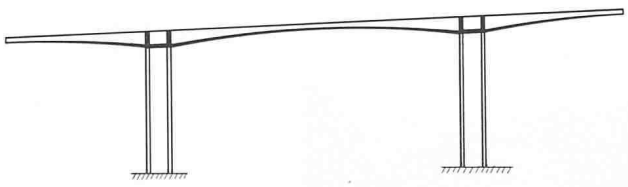


BZ 2 = Durchlaufträger (EZ)

BZ Durchlaufträger

Eigengewicht
Kragarmvorspannung
Restlast

NL
Feldvorspannung
Druckplattenarmierung
Umlagerungsmoment



EZ (T = 0)
Endzustand direkt nach dem Fugenschluss ohne Momentenumlagerung, inklusive NL

EZ (T = ∞)
Endzustand nach der Umlagerung des Eigengewichtsmomentes auf 68% im Stützbereich, inklusive NL

Die Einspannung der Kragplatte in den Steg beträgt minimal 89% der Momente. Bei der Bemessung der Brückenquerschnittsarmierung muss berücksichtigt werden, dass den ermittelten Querwerten aus der Fachwerkanalogie die Krafteinleitung des Längssteges teilweise überlagert werden muss.

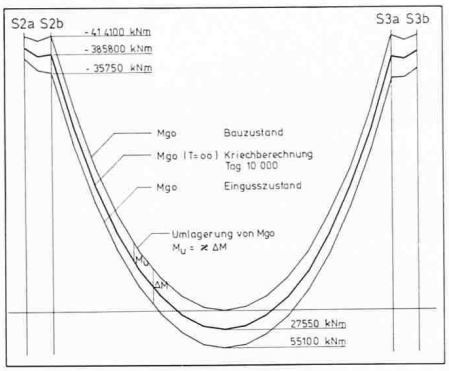
Längsrichtung

Grundsätzlich mussten zwei verschiedene Systeme für die Bemessung in der Brückenlängsrichtung berücksichtigt werden.
Die im Vorprojektstadium ermittelten Handwerte (Endzustand) wurden mit dem räumlichen Rahmenprogramm voll bestätigt.

$$\delta_{AA} EJc = \int_M^{\bar{M}} M \cdot \bar{M} \frac{Jc}{J} \cdot dx$$

$$\delta_{AB} EJc = \int_M^{\bar{M}} \bar{M} \cdot \bar{\bar{M}} \frac{Jc}{J} \cdot dx$$

$$\delta_{Ao} EJc = EJc\,(\delta_{AA} + \delta_{AB})$$



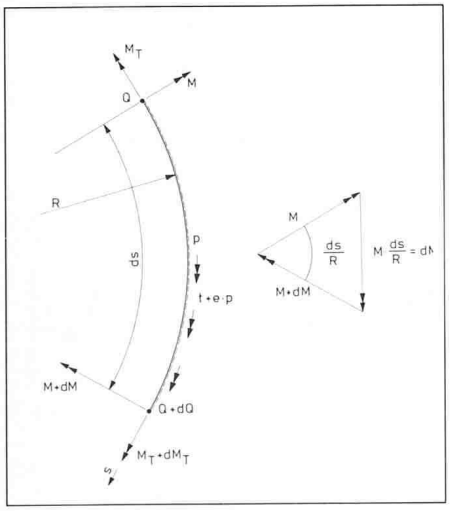
Eigengewichtsmomentenlinie unter Berücksichtigung der Momentenumlagerung

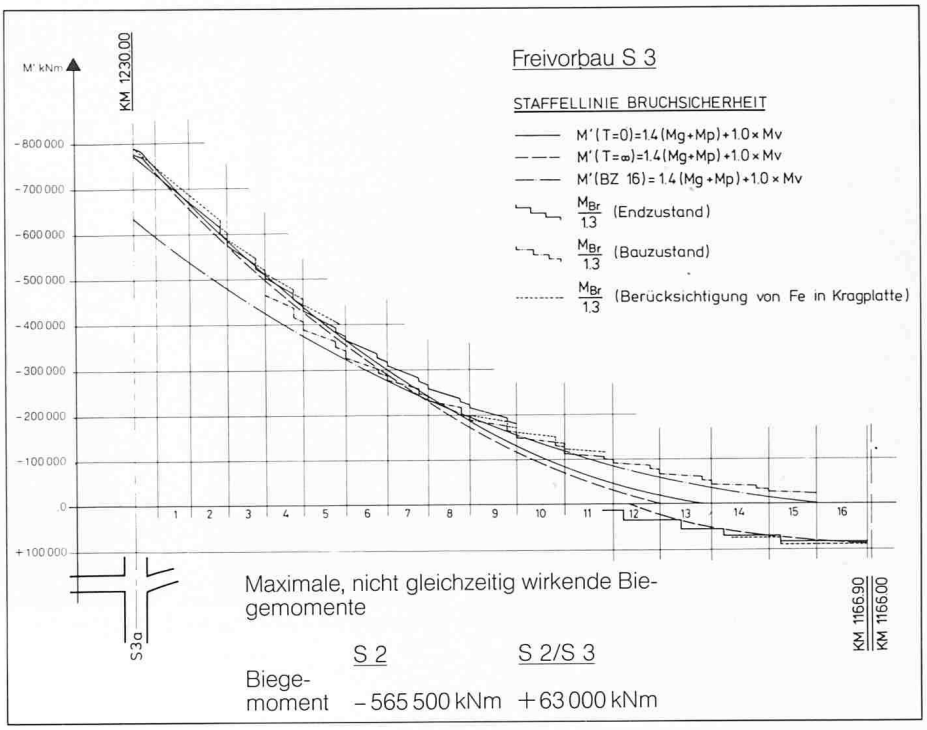
Durch eine Kriechberechnung wurden einerseits die Bauzustände mit den Durchbiegungen im Bauzustand für die notwendigen Überhöhungen und anderseits die daraus resultierenden Momentenumlagerungen von System FF → EZ erfasst.

Das im Vorprojekt ermittelte, sogenannte Umlagerungsmoment infolge g_0 (als Zwängungsmoment ins Endsystem eingeführt) konnte mittels Kriechprogramm der Firma Datastatik AG vervollkommnet werden.

Der Querschnitt wurde in elf Fasern aufgeteilt und durch verschiedene materialcharakteristische Grössen erfasst. Der zeitliche Verlauf der einzelnen Etappenzustände und der Kriechbewegungen ist bis zum Tage 10 000 nach Bauaufnahme Grundetappe S 1 für jede einzelne Freivorbauetappe erfasst. Im Berechnungsablauf werden die Dehnungen und Spannungen in den einzelnen Querschnittfasern bestimmt, und zwar für sämtliche Bauetappen, Vorspannstufen und Restlasten. Schwinden, Kriechen und Relaxation der verschiedenen Materialien sowie die Zwängungen und Umlagerungen bei Systemwechseln, respektive innerhalb des Querschnittes, werden unter Berücksichtigung des Alters und zurückliegender Laststufen weiterverfolgt.

Torsions-Momenteneinleitung





Vorspannung Freivorbau

Setzt man für die Biegemomente:
M (BZ) Momente aus der Summe der Bauzustände
M (EZ) Momente aus Eingusszustand
und $\Delta M = |M(BZ) - M(EZ)|$,

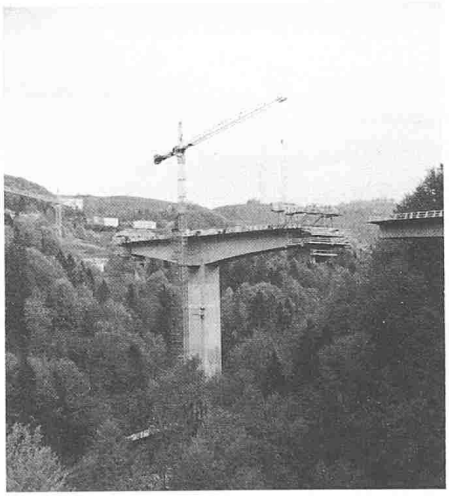
so ergibt sich eine übersichtliche Darstellung des wirklichen Umlagerungsmomentes zu:

$$M_u = \kappa \times \Delta M$$

wobei κ die eigentliche Umlagerung, ausgehend vom Bauzustand zum Endzustand hin, beschreibt. Sie variiert über die Brücke, bleibt aber immer $\kappa < 1:0$, das heisst, das effektive Biegemoment infolge g_0 und Zwängung VK liegt zwischen Bauzustand und Eingusszustand.

Das Beispiel der Grundetappe S 2 und des Feldes S 2/S 3 gibt Aufschluss über die Grössenordnungen der Beanspruchungen:

Freivorbau S 3 bei minimalsten Eingriffen (Rodungen) in die Ökologie des Tales



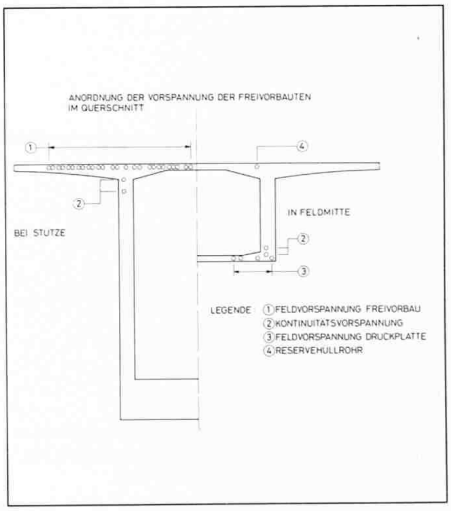
Maximale, nicht gleichzeitig wirkende Biegemomente

	S 2	S 2/S 3
Biegemoment	−565 500 kNm	+63 000 kNm

Das grösste Biegemoment beträgt bis Stütze S 3 = 565 500 kNm. Dies entspricht einem Hebelarm von 56,55 km, an dessen Ende die Last von einer Tonne aufgebracht wird. Dieses Moment muss mit einem Träger von 7,5 m Höhe aufgenommen werden.

Die Torsions-Momenteneinleitung wurde nicht als zusätzliche Querbiegung im Brückenkasten übernommen, sondern als Scheibenkräfte auf die eigens dafür angeordneten Querträger aufgeteilt und bemessen. Die grössten tordierenden Momente treten bei im Grundriss gekrümmten Trägern unter Eigengewicht auf.

Anordnung der Vorspannung der Freivorbauten im Querschnitt



Vorspannung

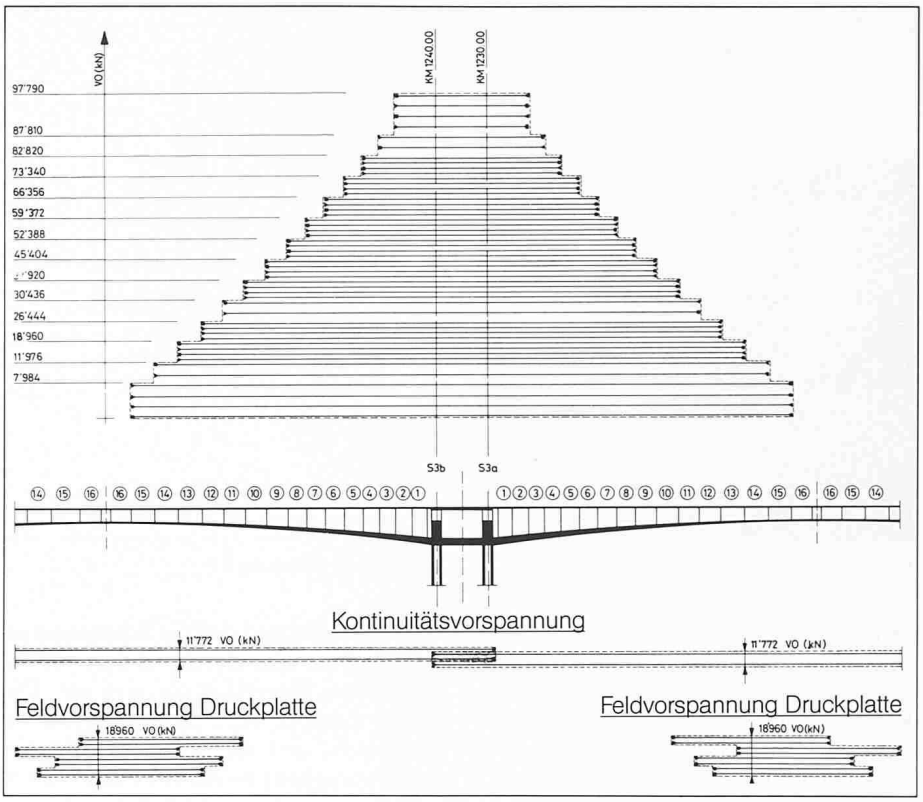
Die Brückenlängsvorspannung wird in die sogenannte Kragarm-, Kontinuitäts- und Feldvorspannung aufgeteilt.

Die *Kragarmvorspannung* wird während dem eigentlichen Freivorbau etappenweise eingestossen. Die Kabelgruppen pro Etappe variieren zwischen Vo = 2 × 2495 kN bis Vo = 4 × 1996 kN. Je nach Bruchsicherheit der einzelnen Etappenzustände werden die Kabel ausinjiziert. Die Bruchsicherheiten mit und ohne Verbund bestimmen die Injektionsarbeiten, so dass nach jeweils der 7., 11., 13., 14. und 15. Etappe die Kabel ausinjiziert wurden. Die Kabelverankerungen sind über die Brückenlängsstege geführt, so dass keine sekundären Krafteinleitungskräfte aus der Vorspannung in der Brückenplatte berücksichtigt werden mussten.

Die *Kontinuitätsvorspannung* besteht in den Mittelfeldern (L = 138 m) aus Kabeleinheiten von Vo = 2 × 2943 kN pro Steg.

Die Kabelführung verläuft in den Längsträgern entsprechend den Momenten über die Stützen oben und im Feld unten. Diese Kabel werden benötigt zur Abdeckung der Zusatzmomente am Durchlaufträger infolge Eigengewichtsumlagerung und Zusatzlasten. Die Kabel werden unmittelbar vor dem Zusammenschluss der einzelnen Freivorbauten in die einbetonierten Hüllrohre eingestossen und nach dem Fugenschluss über der Grundetappe gespannt.

Die sogenannte *Feldvorspannung* in den Trägermitten wird in den Etappen 12 bis 16 benötigt. Sie ergänzt die oben aufgeführte Kontinuitätsvorspannung im Feldbereich zur Deckung der notwendigen Bruchsicherheiten im Endzustand. Diese Kabeleinheiten von Vo = 2 × 2370 kN befinden sich in der Druckplatte. Aus Platzgründen mussten sie über die ganze Druckplattenbreite angeordnet werden. Im Randbereich bei den Kabelverankerungen werden sie gegen den Steg gestaffelt zurückverankert. Die Abstufung der Vorspannung erfolgte so, dass in jedem Schnitt für Bauzustand und Endzustand die erforderliche Bruchsicherheit gewährleistet ist. Der Querschnitt für den Freivorbau über den Stützen und in den Feldmitten ist voll vorgespannt. Sowohl die Biegemomente aus den Beanspruchungen wie aus den Zusatzkräften Wind und Erdbeben werden über die Vorspannung aufgenommen. Die grosse Zahl der Vorspannkabel speziell über den Stützen im Bereich der Fahrbahnplatte erforderte einerseits ein sehr sorgfältiges Planen und Konstruieren der Details und anderseits ein äusserst genaues Verlegen der Vorspannhüllrohre. Die Verkürzungen infolge der Druckplatten- und Kontinuitätsvorspannung sowie Restanteile des Kriechens der Kragarmvorspannung sind berücksichtigt. Die Beanspruchungen infolge der Horizontalverschiebungen konnten teilweise durch eine Voreinstellung der einzelnen Freivorbauetappen kompensiert werden.



Staffellinie der Bruchsicherheit am Beispiel Feld 3

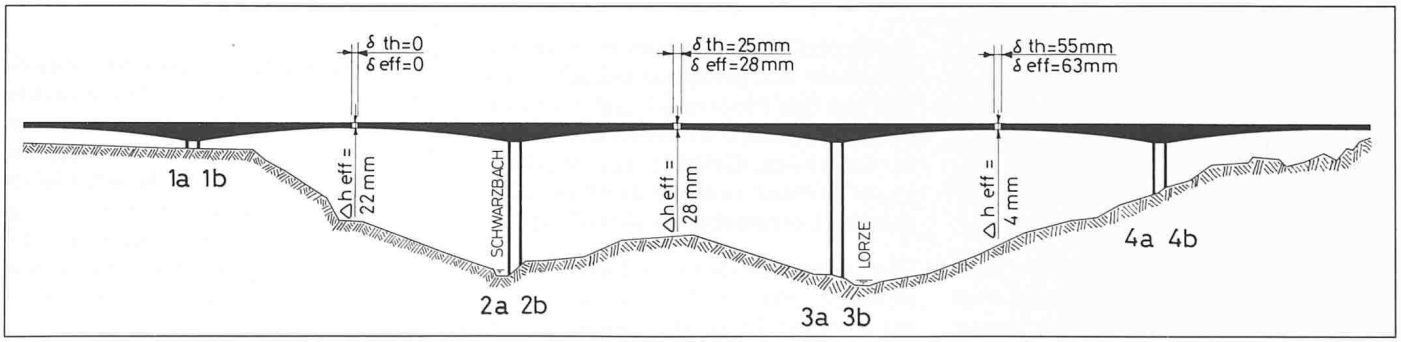
Fugenschluss

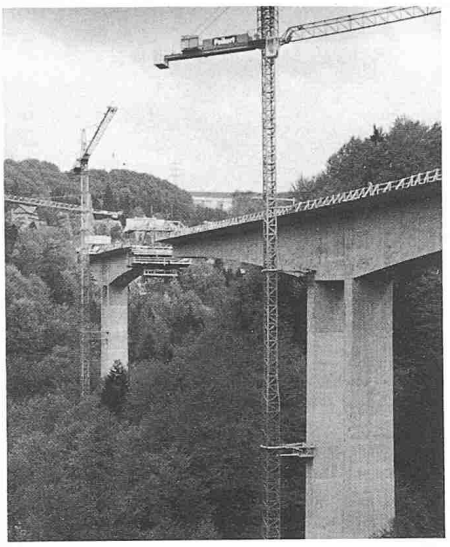
Für den Fugenschluss mussten die Beanspruchungen aus den Temperaturverschiebungen, die Verkürzungen infolge Restvorspannung (Kontinuität und Druckplatte) sowie die Restanteile des Kriechens der Freivorbauvorspannung berücksichtigt werden. Die Beanspruchungen dieser Horizontalverschiebungen wurden durch das Voreinstellen der einzelnen Freivorbauten teilweise kompensiert. Mittels Pressen wurden die Freivorbauten S 2 und S 3 vorgezwängt. Der Freivorbau 4 wurde vorgängig widerlagerseitig gezogen.

Brückenüberhöhung Freivorbau

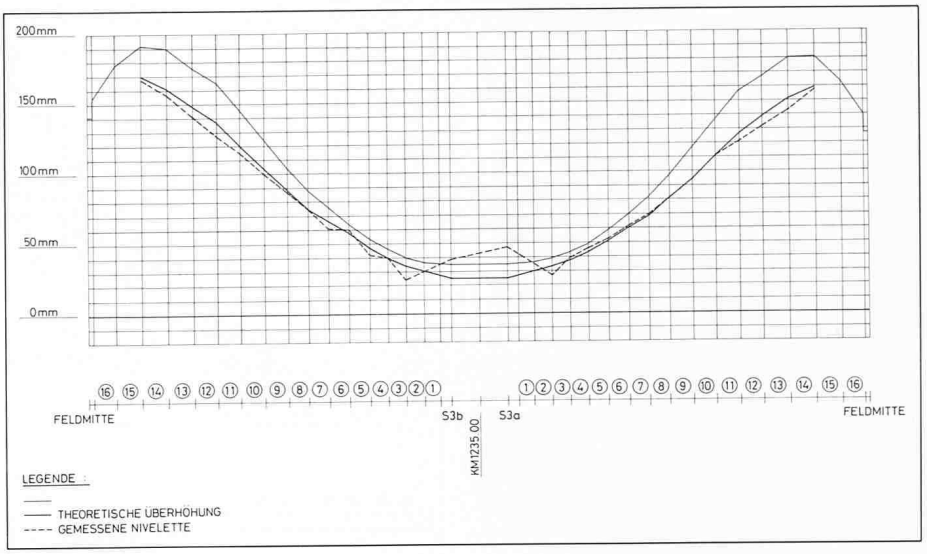
Für jede einzelne Etappe von sämtlichen Freivorbauzuständen sind die Durchbiegungen aus der Kriechberechnung berechnet. Die jeweiligen Durchbiegungen, die sich am Ende der Berechnung einstellten, wurden dabei anfänglich überhöht. Es können die ein-

Die horizontalen und vertikalen Verschiebungen der einzelnen Fugenschlüsse, Vorbau S 2 und S 3 vollendet





Vorbau S 2 und S 3 vollendet



Überhöhungsdiagramm S 3

zelnen Phasen verfolgt werden: Etappenweiser Freivorbau (inklusive K + S)
Entfernen des Vorbauwagens
K + S + Rel. (→ ΔVK), bis zum Fugenschluss
Gewicht Schlussetappe
Kontinuitäts- und Druckplattenvorspannung
K + S + Rel. (→ ΔV, entsprechend Spannkraftverluste) und Beginn Systemumlagerung
Aufbringen der Restlasten: Belag, Schrammborde usw.
K + S + Rel. + Umlagerungen bis zum Abschluss der Berechnung

Am Ende der Berechnung befindet sich der Brückenträger auf der gewünschten Soll-Nivellette, nachdem über all die Zwischenzustände die vorgegebene Überhöhung durch die Enddurchbiegung abgebaut wird. Auf die anfängliche Überhöhung wird die Schalung ausgerichtet; vom Brückenträger selbst wird diese Biegelinie nie erreicht. Die ersten Etappen können im 138-m-Feld annähernd mit der gleichen Überhöhung vorgebaut werden. Etwa ab Etappe 11 spielen die nachträglichen Unterschiede merkbar in die Überhöhungswerte hinein.

Für die am Bau einzuhaltenden Überhöhungen wurde zu den Werten aus der Kriechberechnung ein Restanteil addiert, der einen Teil der Durchbiegungen am fertigen Bauwerk infolge Nutzlasten und Temperatureinflüssen vorwegnimmt. Die Brücke soll im Endzustand unter Normalbedingungen noch einen gewissen Stich aufweisen.

Die gesamte Überhöhung setzt sich aus den folgenden Anteilen zusammen:

- Anteil Verkehrsbelastung
- Temperatureinfluss
- Zusätzliche Überhöhung für ein Temperaturgefälle
- Kriechberechnung Datastatic Durchbiegungen am Tag 10 000 unter den ständigen Lasten und unter Berücksichtigung von Kriechen, Schwinden, Relaxation
- Kontinuitäts- und Druckplattenvorspannung
- Entlastung Vorbauwagen

Die Deformationen stimmen sehr genau mit den Berechnungen überein, so dass der Fugenschluss ohne grössere Aufwendungen fixiert werden konnte.

Adresse des Verfassers: *U. Eicher,* dipl. Bauing. SIA, Emch + Berger Zug AG, 6301 Zug.

Die Bauleitung

Von Konrad Gwerder, Zug

Allgemeines

Der Bauleitung waren, nebst den üblichen Aufgaben wie die fachgerechte, termingemässe und kostenüberwachende Bauausführung, auch jene der Bauvermessung und Bauabsteckung gestellt.

Baustellenerschliessung

Da die beiden Widerlager Zug und Ägeri sowie die Fundation S 1 unmittelbar an der «alten» Kantonsstrasse liegen, konnten diese Bauteile mit relativ geringem Aufwand vollständig erschlossen werden.

Problematischer erschien es, eine wintersichere und genügend belastbare Zufahrt zu den Pfeilern S 2 und S 3 zu finden, galt es doch, im steilen und teilweise unstabilen Gelände auf möglichst kurze Distanz rund 60 m Höhendifferenz ins Lorzentobel zu überwinden.

Die Lösung anerbot sich durch eine bestehende, private Naturstrasse. Trotz des starken Längsgefälles von über 20% und einer durchschnittlichen Breite von knapp 3,0 m, erwies sich der Ausbau und die Benützung dieses Trassees als optimalste Variante, die Lorze zu erreichen.

Der ganze Abschnitt Kantonsstrasse bis Flusslauf wurde asphaltiert und im Steilstück mit einer VR-Anlage versehen.

Die Lorze-Schlaufe musste nun mittels zwei zirka 35 m langen Hilfsbrücken von je 50 t Tragkraft überquert werden. Anschliessend konnte die belagslose Zufahrtsstrasse im bewaldeten Gebiet so durch eine bestehende Forstweg-Schneise geführt werden, dass nur minimalste Rodungen notwendig waren, um die Bauteile S 2 und S 3 zu erschliessen.