

Eisenbahnbrücke Ponte die Tassino in Lugano: Bau und Verschiebung einer Stahlbetonbogenbrücke auf vertikal und horizontal wirkenden Führungslagern

Autor(en): **Roos, Peter / Desserich, Georg**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **103 (1985)**

Heft 27/28

PDF erstellt am: **23.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-75841>

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.

Eisenbahnbrücke Ponte di Tassino in Lugano

Bau und Verschiebung einer Stahlbetonbogenbrücke auf vertikal und horizontal wirkenden Führungslagern

Von Peter Roos und Georg Desserich, Luzern

Der 110jährige schweisseiserne Ponte di Tassino der SBB an der Südausfahrt von Lugano wurde in der Nacht vom 30. September zum 1. Oktober 1984 durch eine Stahlbetonbogenbrücke ersetzt. Die hohe Verkehrsbelastung auf der Gotthardstrecke machte eine möglichst kurze Dauer des Verkehrsunterbruchs zu einer vorrangigen Forderung. In einem etwa neunstündigen Nachtintervall (davon 6½ Stunden Totalperre des Bahnbetriebes) ist die alte Brücke talseits ausgeschoben und die neue Brücke bergseits eingeschoben worden. Da als weitere Forderung während des ganzen Bauvorganges das Tal des Tassino für den Strassenverkehr möglichst passierbar sein musste, wurden zur Aufnahme des Bogenschubes keine Zugbänder installiert. Eine spezielle Konstruktion der Verschubbahnen anstelle der Zugbänder zur Aufnahme der vertikalen und horizontalen Kräfte stellte eine Reihe einmaliger, nicht alltäglicher Ingenieuraufgaben. Das erfolgreiche Einschieben der neuen Brücke fand im Tessin und in der übrigen Schweiz entsprechendes Echo in der Tagespresse und wurde von der Televisione della Svizzera Italiana live übertragen.

Eine weitere Besonderheit dieses Bauwerkes ist die Prüfberechnung mit dem neuesten, in der Schweiz entwickelten Computerprogramm *Flowers*, unter Verwendung von dreidimensionalen finiten Volumenelementen mit Zwischenknoten.

Vorgeschichte

Die schweisseiserne Bogenbrücke, welche das Tal des Tassino in Lugano überspannt, war eine der ältesten Bahnbrücken dieser Bauart der Schweiz und die älteste noch befahrene Brücke im Kreis II der SBB.

Sie wurde im Jahr 1874 von der Firma Gebr. Decker & Co. gebaut (Bild 1).

Von Anfang an war die Brücke zweispurig mit nur zwei Hauptträgern und zur Gleisaxe schiefen Widerlagern konzipiert. Mit Rücksicht auf die zunehmende Verkehrsbelastung erfuhr die Brücke im Laufe der Jahre wiederholt Verstärkungen in Form von zusätzlichen Verbänden und Aussteifungen (Bild 2). Mit der Zunahme des Verkehrs stieg auch die Belastungshäufigkeit, was zu Schäden wie losen Nieten und

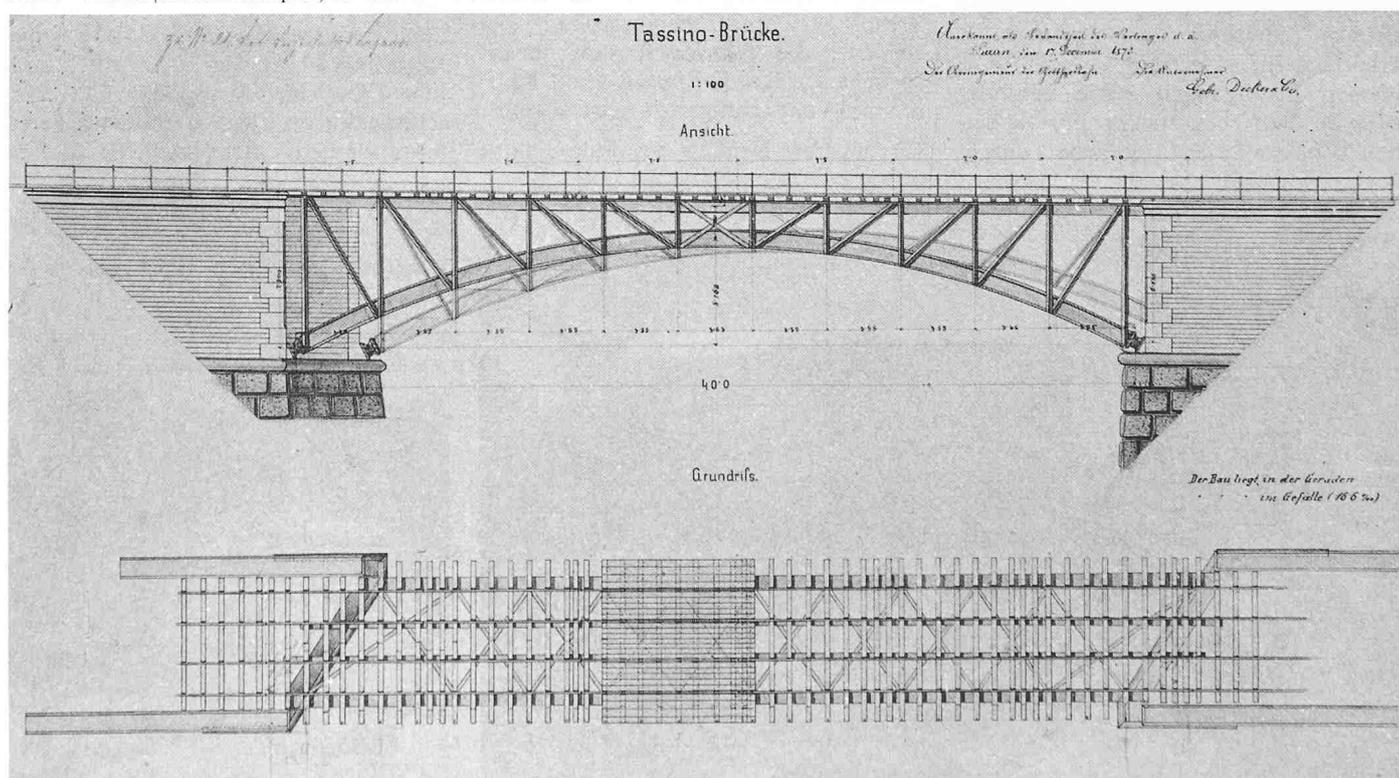
Rissen in verschiedenen Konstruktionsteilen führte. Da bereits 1932 erste Studien für eine neue Brücke durchgeführt wurden, verzichtete man auf eine Totalrevision und eine Anstricherneuerung. Der Unterhaltsaufwand war demzufolge sehr hoch.

Heute vermochte sie den gestellten Anforderungen nicht mehr zu genügen. Zudem war sie ein akustischer Störfaktor, weil die direkt auf den Brücken-Längsträgern befestigten Schwellen beträchtliche Lärmimmissionen in den angrenzenden Wohngebieten verursachten.

Studien, Varianten und Baukonzept

Wegen der Bedingung eines durchgehenden Schotterbetts auf der Brücke, das einen rationellen Unterhalt und Flexibilität der Gleisgeometrie erlaubt, wurde aufgrund von Kosten-, Unterhalts- und Lärmschutz-Überlegungen einer Betonbauweise bereits in den ersten Studien der Vorzug gegeben. Verschiedene Projekte für ein koordiniertes Vorgehen mit dem Kanton Tessin und der Stadt Lugano im Zusammenhang mit einer Umfahrungsstrasse konnten nicht realisiert werden. Für die SBB war es vorteilhaft, die alte Brücke vor dem allfälligen Bau des Strassenprojektes zu ersetzen. Dazu kam die schwierige Suche nach einem geeigneten Arbeitsablauf, der folgende Kriterien berücksichtigt:

Bild 1. Ansicht (Konstruktionsplan) der Tassino-Brücke aus dem Jahr 1874



- Wirtschaftliche Lösung auch unter Berücksichtigung der Kosten für Landerwerb, Hilfsbrücken, Pfählung und Langsamfahrperioden.
- Eine konventionelle Bauweise in zwei Etappen mit Einspurbetrieb schied aus wegen der Unmöglichkeit, die alte Brücke in zwei Hälften zu trennen.
- Möglichst einfache Fundationsverhältnisse waren anzustreben, wobei die bereits 1924 erstellte lose Talauffüllung zu berücksichtigen war.
- Bau der neuen Brücke und Abbruch der alten unter möglichst idealen Bedingungen, d.h. ohne Gefahr und ohne betriebliche Behinderung.
- Möglichst kurze Dauer des Verkehrsunterbruchs der Gotthardstrecke.
- Möglichst freizügige Strassenlinienführung unter der neuen Brücke. Während des ganzen Bauvorganges musste das Tal des Tassino für den Strassenverkehr passierbar bleiben.

Zuerst dachte man an einen Ersatz der Brücke durch eine vermutete «Minimallösung» mittels einer relativ langen Strassenunterführung von beschränkter Breite mit beidseitiger Dammschüttung. Diese Variante hätte einerseits Abstützungen auf der losen Talauffüllung bedingt, andererseits das Strassenprojekt des Kantons Tessin nicht berücksichtigt. Zudem wären komplizierte Hilfsbrücken für den Abbruch der alten Brücke und für die Dammschüttung erforderlich gewesen. Alternativen stellten sich vor allem in verschiedenen Systemen als Einfeld- bzw. Mehrfeld-Rahmen- oder Balkentragwerke. Die Varianten mit kompliziertem Hilfsbrückeneinsatz und Zwischenabstützungen erwiesen sich unter anderem aufgrund der ungünstigen Fundationsmöglichkeiten, der hohen Kosten und der langen Langsamfahrperioden als unzweckmässig.

Die Berücksichtigung sämtlicher Kriterien führte zum Baukonzept einer eingeschobenen Stahlbetonbogenbrücke. Nach diesem Konzept wurde die neue Brücke bergseits der bestehenden Gleislage für jede Spur separat unter idealen Bedingungen, ohne Behinderung des Betriebes, erstellt. Für die beiden Brücken kam das gleiche Lehrgerüst zur Verwendung. In einem ersten Verschiebevorgang, welcher zugleich als «Probeschieben» diente, wurde die erste (talseitige) Brücke seewärts geschoben. So konnte das Lehrgerüst für die bergseitige Brücke weiterverwendet werden. In der Nacht vom 30. September auf den 1. Oktober wurde während eines etwa neunständigen Nachtintervalls die alte Brücke talwärts ausgeschoben und die neue Brücke eingeschoben. Die Überbrückung zu den alten Widerlagern erfolgte mittels vier rund 6 m langen Hilfsbrücken. Das Ausschieben der alten Brücke erfolgte in Richtung ihrer Auflager, die neue Brücke wurde jedoch rechtwinklig zur Gleisaxe gelagert. Gewisse Teile der Verschubbahnen und Widerlager mussten deshalb mittels Beton-Bohrpfählen bis auf den Felsuntergrund fundiert werden. Den Bogenschub beim Bau der neuen Brücke und während ihres Einschubens nahmen horizontale, regulierbare Führungslager und Betonriegel auf. Die Horizontalkräfte des Bogenschubes am definitiven Ort übertragen massive Fundamentplatten auf die felsigen Talflanken. Anschliessend erfolgte die definitive Lagerung des Zweigelenkbogens und die Fertigstellungsarbeiten der aufgehenden Widerlager unter den kurzen Hilfsbrücken.

Geologische Verhältnisse

Das Bauobjekt befindet sich im südlichen Teil des insubrischen Grundgebirges. Dieses bildet den für Lugano typischen Felsuntergrund aus Gesteinen kristallinen und metamorphen Ursprungs, die tektonisch stark beansprucht wurden und intensiv mit Klüften und Verwerfungen durchsetzt sind.

Im engeren Bereich des Bauobjektes

finden sich die steilstehenden und verfalteten Serizitschiefer und Serizit-Granatschiefer der Zonen der «Stabiello-Gneisse» mit Druckfestigkeiten von etwa 15 bis 30 N/mm² und E-Modulen von rund 10 000–20 000 N/mm². Typische Aufschlüsse des steilstehenden Felsmaterials können am Widerlager Lugano beobachtet werden.

Der Tassino hat den Felsuntergrund im interessierenden Bereich tief auserdiert. Später wurde der Bach in einen gedeckten Kanal verlegt. Das Tal wurde in der Folge mit Aushubmaterial und Bauschutt aufgefüllt. Die Baugruverhältnisse im Bereich der Brücke sind demnach geprägt durch seitlich steil einfallende Felsflanken, die in Talmitte in ungefähr 30 m Tiefe zur Felssohle zusammenlaufen. Die Talfüllung bis OK Terrain besteht aus relativ locker gelagerten Aushubmaterialien mit siltig/sandiger Matrix und oberflächlich aus Bauschutt (Winkel der inneren Reibung von etwa 36 bis 40°, Zusammendrückungsmodul von rund 20–30 N/mm², nach leichter Verdichtung etwa 60 N/mm²).

Die Talflanken sind bedeckt von Gehängeschutt und von Rückständen der in situ Verwitterung des anstehenden Gesteins.

Verschubbahnen und Widerlager der neuen und alten Brücke

Die Verschubbahnen dienten einerseits als Fundament für den seitlich der bestehenden Brücke zu erstellenden Neubau und andererseits als Unterbau für den Einschiebevorgang. Die geringe Lagerungsdichte der Auffüllmaterialien liess eine Ausbildung der Verschubbahn als flachgegründetes Streifenfundament nicht zu. Die Lasten

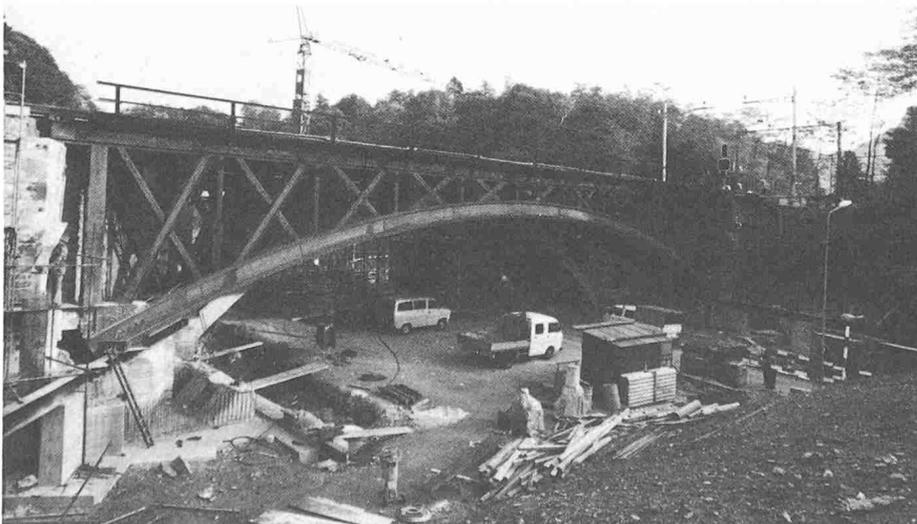


Bild 2 (links). Die alte Tassino-Brücke im Jahr 1984

Bild 3. Verschubbahnen der neuen und alten Brücke



mussten in den Fels abgetragen werden. Aufgrund der hohen Lasten und der steil einfallenden Felsoberfläche kamen nur Bohrpfähle in Frage, die gut in den Fels eingebunden werden konnten. Die Horizontalkräfte infolge Bogenschub wurden mittels Betonriegel auf die felsigen Talflanken übertragen. Beim Widerlager bestand eine ähnliche Situation. Die Widerlager der neuen Brücke sind unmittelbar vor dem Fuss der bestehenden Widerlager angeordnet. Der Felsuntergrund fällt seitlich ab. Es wurde eine kombinierte Fundationsweise mit Flachfundation im Fels bei hochliegender Felskote (Seite Lugano talseits) und Pfahlfundation der über abfallendem Fels ausragenden Widerlagerteile gewählt.

Wegen der schiefen Lagerung der alten und der rechtwinkligen Auflageraxe der neuen Brücke sind diese in ihrem Grundriss angenähert dreiecksförmig ausgebildet. Da die beschränkte Höhe unter der bestehenden Brücke das Arbeiten mit der Pfahlmaschine nicht zuließ, waren zusätzlich die Widerlagerfundamente auf einer Länge von rund 10 m tragend zwischen den seitlich vorhandenen Pfahlungen auszubilden. Sie wurden als dreipunkt-elastisch gelagerte Platten (max. Stützweite etwa 10 m) mit Einzel-, Linien- und Momentenbelastungen mit dem FEM-Programm *Flash* berechnet.

Zur Gewährleistung eines möglichst rissfreien Betons und somit einer Reduktion der Verformungen und der schlaffen Bewehrungen wurden sie mittels je 6 Vorspannkabeln mit je 2210 kN fächerförmig vorgespannt. Aus den gleichen Gründen erwies sich auch eine horizontale und vertikale Vorspannung der auf Pfählen gelagerten Verschiebbahnen der neuen Brücke als vorteilhafte Massnahme.

Die Tragfähigkeit der in den steil abfallenden Felsuntergrund eingebundenen Einzelpfähle wurde mittels lokaler Bruchkriterien unter Berücksichtigung von Schichtung und Klüftung speziell nachgewiesen. Für das Ausschleiben der alten Brücke, welches auf einem etwa zwei Meter höheren Niveau erfolgte, wurden zwei Stahlträger HEB 450 als Verschiebbahn auf flachfundierten Betonsockeln montiert.

Im Bild 3 sind die Verschiebbahnen der neuen und alten Brücke dargestellt.

Brückenschnitt- und Querschnitte

Die Gesamtlänge der neuen Brücke beträgt 40 m, die Spannweite des Bogens 32 m (Bild 4). Zwischen Bogenmitte und Widerlagerwand ist die Fahrbahn-

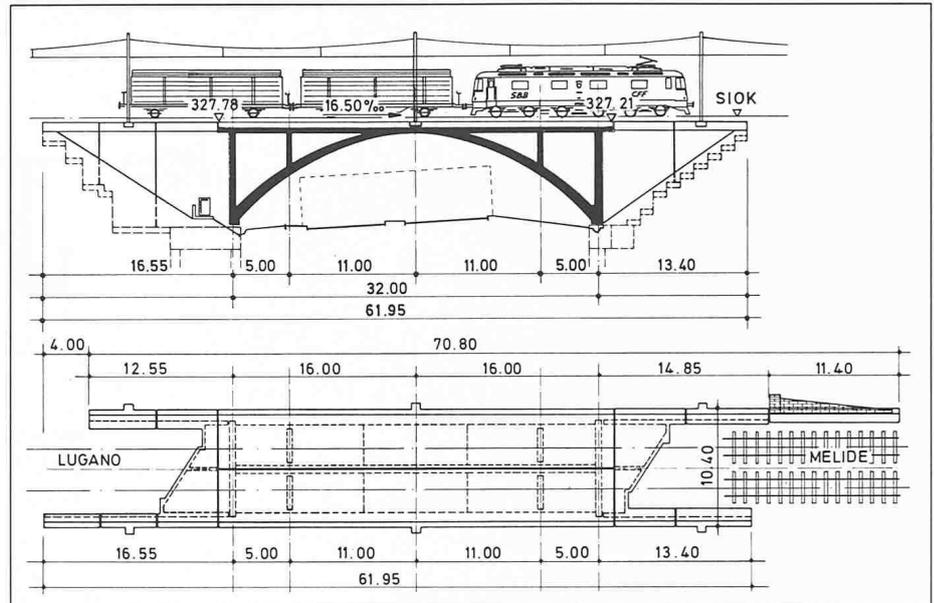


Bild 4. Längsschnitt und Grundriss

platte auf beiden Seiten zusätzlich durch eine Scheibe auf dem Bogen abgestützt. Im Gegensatz zur alten Brücke wurde bei der neuen für jede Spur separat eine Brücke erstellt. Die Gesamtbreite der Konstruktion beträgt 10,4 m (Bild 5). Das Längsgefälle beträgt 16,5‰, das Quergefälle 1,5‰ bis 11‰. Im Grundriss ist die Brücke gerade. Die Fahrbahnplatte besteht aus einer massiven Vollplatte von 60 bis 66 cm Dicke (Bild 5). In Längsrichtung wurde eine zentrische Längsvorspannung, bestehend aus vier Spannkabeln System VSL (pro Brücke) von 1300 kN, im Mittelbereich der Platte angeordnet. Die Betonbögen haben eine Breite von 3,4 m und eine Dicke von 50 bis 90 cm.

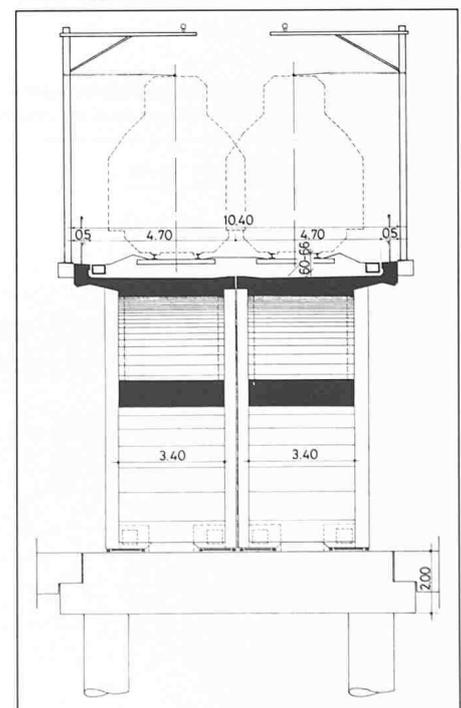
Bauphasen

Das Bauprogramm sah drei eigentliche Bauphasen vor. In der Bauphase I erfolgten die Erdarbeiten für das Arbeitsplanum, Strassen und Werkleitungsverlegungen als Voraussetzung für den Bau des Widerlagers Seite Lugano, sowie die Pfählungsarbeiten. Diese Arbeiten wurden separat vergeben. Die Bauphase II umfasste den Brückenrohbau, die Brückenisolation, die Schotterung und die Gleismontage. Die Bauarbeiten der Phase I begannen im Sommer 1983. Zehn Monate nach Beginn (Ende 1983) war die Bauphase II beendet. Im Bild 6 sind die Bauphasen I und II detailliert dargestellt. Zur Bauphase III gehörten der Verschiebevorgang, der Einbau der Hilfsbrücken und die Fertigstellungsarbeiten an den Widerlagern. Im Bild 7 ist die Bauphase III ebenfalls dargestellt. Das Bild 8 zeigt die neue Tassino-Brücke nach der Fertigstellung.

Veränderungen des statischen Systems der alten Brücke

Besondere Anforderungen stellte der Ausschleibevorgang der alten Brücke. Umfangreiche Vorbereitungsarbeiten mussten dazu geleistet werden. In einer ersten Phase wurden die Gelenklagerkonstruktionen der alten Brücke durch stählerne, ausbetonierte Gleitschuhe ersetzt (Bild 9). Am statischen System des Zweigelenk-Fachwerkträgers wurden in dieser Phase keine wesentlichen Veränderungen vorgenommen. Die vertikalen Kräfte hingegen wurden direkt auf die Verschiebbahnen, die horizontalen Kräfte über mit Pressen regulierba-

Bild 5. Querschnitte der Fahrbahn



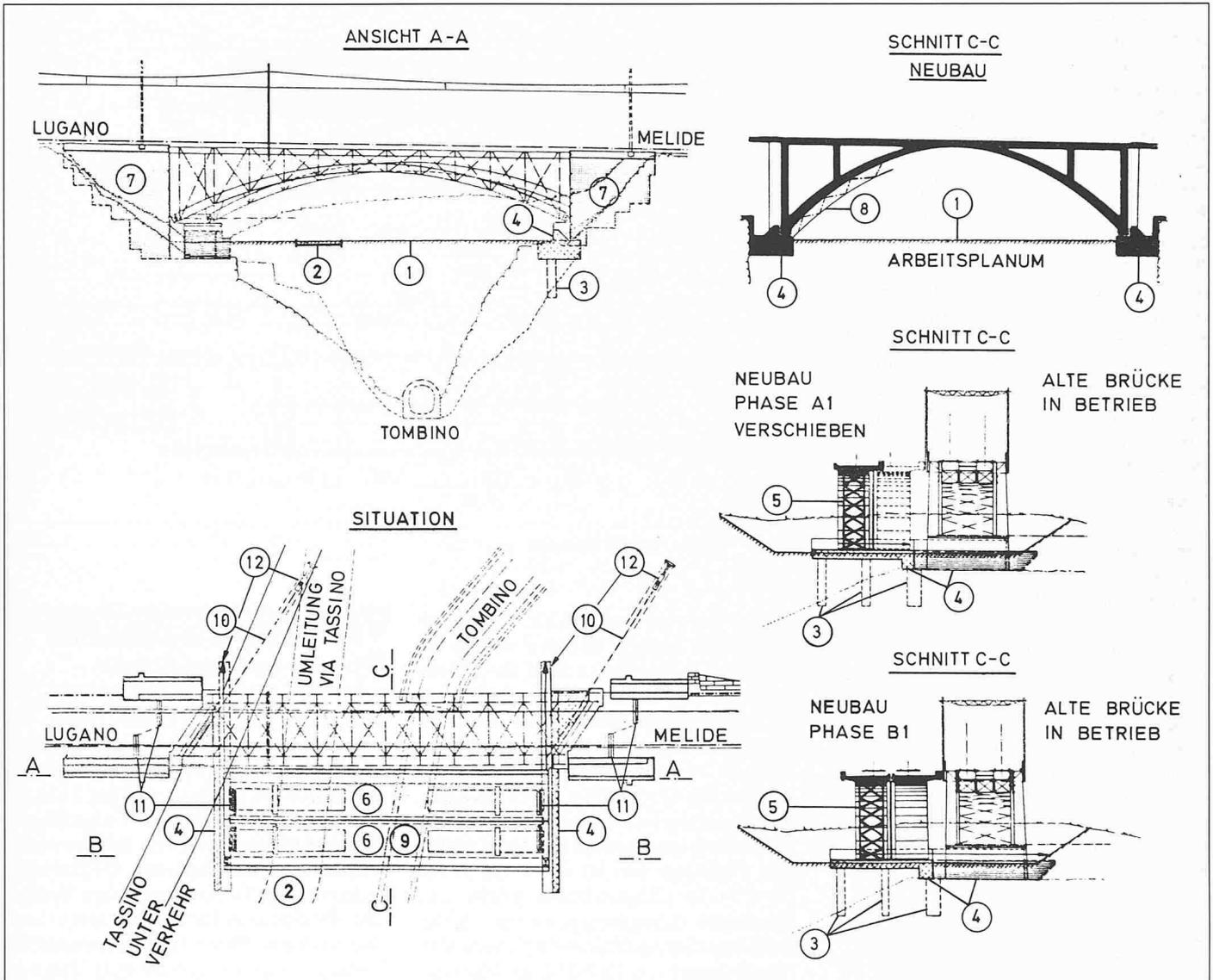
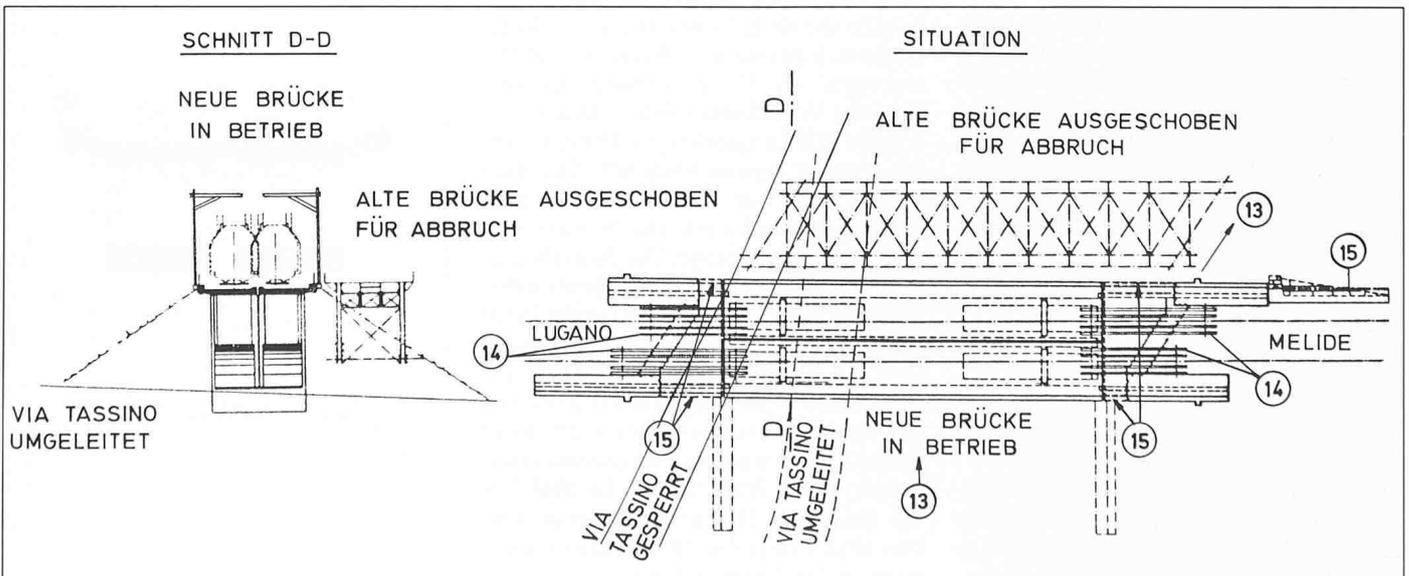


Bild 6. Bauphase I und II

1 Erstellen des Arbeitsplanums 2 Strassen- und Werkleitungsverlegung 3 Pfählungsarbeiten 4 Erstellen der Widerlager und der Verschiebbahnen für die neue Brücke 5 Lehrgerüst bergseitig unter Offenhaltung der Strasse 6 Erstellen des ersten Teils der neuen Brücke ausserhalb des Bahnprofils (mit einem Lehrgerüst) 7 Erstellen der Vormauerung und der Konsolen seitlich der alten Widerlager 8 Absenken des Lehrgerüsts und 1. Verschieben 9 Bau des zweiten Teils der neuen Brücke auf dem gleichen Lehrgerüst 10 Erstellen der Verschiebbahnen für das Ausschleppen der alten Brücke 11 Erstellen von Hilfsbrückenauflegern auf der neuen Brücke und den bestehenden Widerlagern 12 Montage der Zugvorrichtungen

Bild 7. Bauphase III

13 Ausschleppen der alten Brücke, Einschleppen der neuen Brücke 14 Einbau von vier Hilfsbrücken 15 Bau der Widerlagerwände und der Fahrbahnplatte unter den Hilfsbrücken zwischen der neu eingeschobenen Brücke und den alten Widerlagern.



re Stempel und Betonplatten durch die alten Widerlager in die Felsen der Talflanken geleitet. Für den eigentlichen Verschiebevorgang wurden die horizontalen Stempel mittels Pressen entfernt. Dabei wurde der Zweigelenk-Fachwerkträger ein einfacher Balken. Dank der vorhandenen statischen Höhe von etwa 1,6 m in Bogenmitte konnte die alte Brücke als einfacher Balken ihr Eigengewicht tragen. Für die verschiedenen Phasen wurden sowohl die Spannungen wie auch Deformationen in den einzelnen Konstruktionsteilen der alten Brücke berechnet. Insbesondere die horizontale Verschiebung des Zweigelenk-Fachwerkträgers beim Übergang zum einfachen Balken unter Berücksichtigung des Eigengewichtes war zur Festlegung der Verschiebetoleranzen von Interesse.

Die konservative Berechnung (ohne Berücksichtigung aller Knotenverstärkungen und der Scheibenwirkung) ergab eine maximale Verschiebung des Hauptträgers um 28 mm. In der Praxis hat sich der Fachwerkträger bedeutend steifer verhalten. Während des Ausschliebevorganges wurde eine horizontale Verschiebung von rund 15 mm gemessen. Im Bild 10 ist die Entwicklung des statischen Systems der alten Brücke schematisch dargestellt.

Verschiebevorgang – Zeitplanung

Sämtliche Verschiebearten wurden von der SBB-Brückenrotte des Kreises II, Goldau, mit einer zweckmässigen und zeitgerechten Organisation gemäss Programm durchgeführt. 82 Männer der verschiedenen Bau-Fachdienste der SBB praktizierten vom Sonntag, den 30. September, auf Montag, den 1. Oktober 1984, den Wechsel von der alten zur neuen Tassino-Brücke.

Im Bild 11 ist das Einschleibeprogramm mit dem zugehörigen Zeitplan festgehalten.

Das Bild 12 stellt die verschiedenen Zugvorrichtungen der alten und neuen Brücke dar.

Statische Berechnungen

Statische Systeme

Da die Vorprojektberechnungen mit Stabsystemen vor allem im Anschlussbereich Bogen zur Fahrbahnplatte für verschiedene Modellbildungen teilweise stark unterschiedliche Resultate ergaben, wurden für die Ausführungsstatik verschiedene statische Systeme zur Bestimmung der Beanspruchungen und



Bild 8. Ansicht der neuen Tassino-Brücke

Schnittkräfte verwendet. Es gelangten dabei Stab-, Scheiben-, Schalen- sowie dreidimensionale Volumenmodelle zum Einsatz. Als Computerprogramme dienten *Flowers*, *Flash* und *Statik*. Mittels des Computerprogrammes *Flowers* wurden nicht nur statische, sondern auch dynamische Berechnungen und Stabilitätsuntersuchungen durchgeführt. Im Bild 13 sind verschiedene, ausgewählte *Flowers*-Computerberechnungen für eine Brückenhälfte dargestellt. Anhand dieses Modells mit 324 Haupt- und 740 Zwischenknoten wurden verschiedene lokale Einflüsse wie z.B. die komplexe Spannungsverteilung in den Auflager-

Bild 9. Gleitschuh der alten Brücke für den Ausschliebevorgang

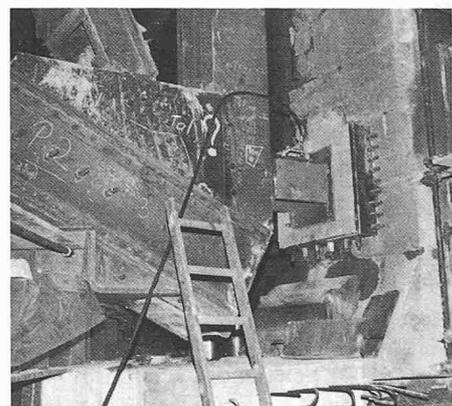
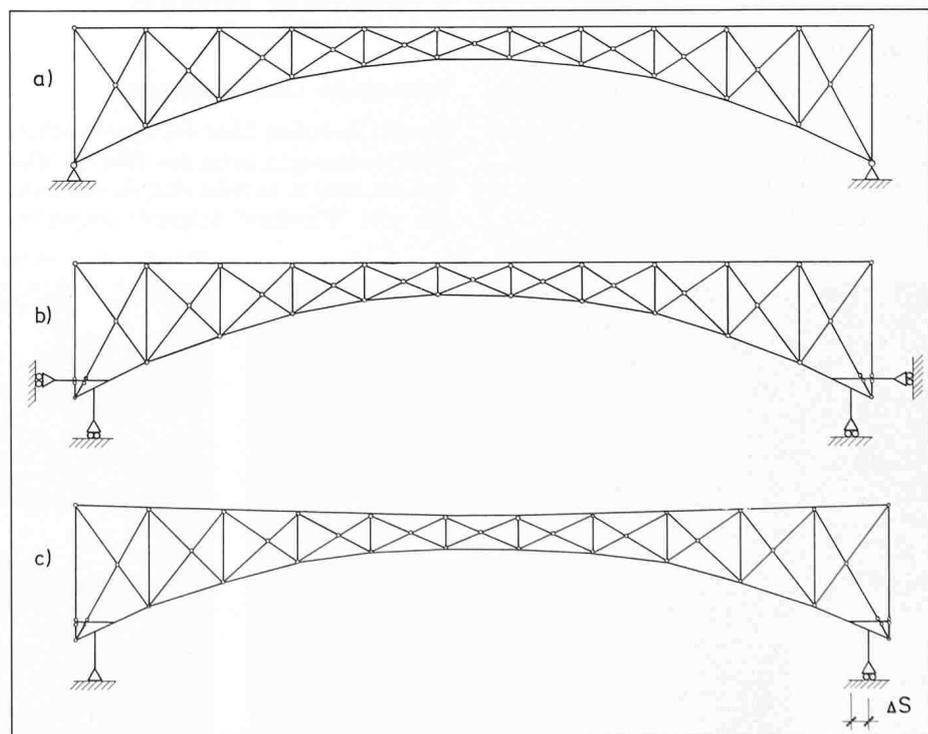


Bild 10. Veränderungen des statischen Systems der alten Brücke (Ausschiebevorgang). a) Zweigelenk-Fachwerkträger, b) Zweigelenk-Fachwerkträger mit veränderter Kräfteinleitung (als Vorbereitung für das Ausschleiben), c) Einfacher Balken mit horizontaler Verschiebung des Fachwerkträgers



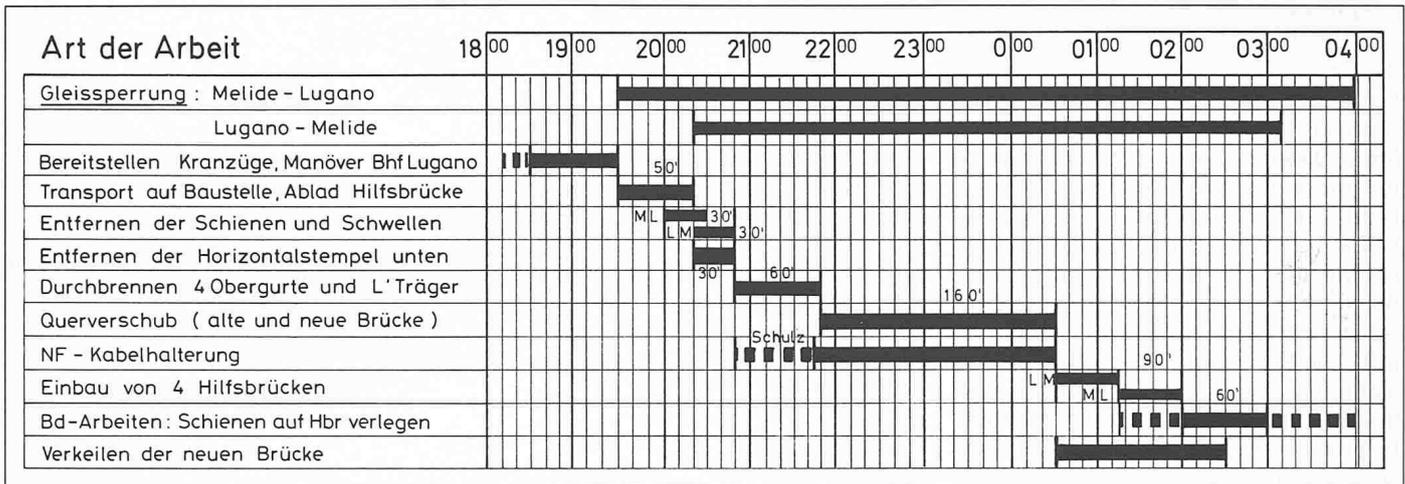


Bild 11. Einschiebeprogramm mit Zeitplan

bereichen und im Übergang Bogen zur Fahrbahnplatte untersucht. Die *Flash*- und *Statik*-Computerberechnungen wurden am Zentralschweizerischen Technikum Luzern in Horw durch die projektierende Sektion Brückenbau der SBB durchgeführt, die *Flowers*- und *Statik 2000*-Berechnungen am Rechenzentrum des Prüfingenieurbüros Desserich + Funk, Luzern und Zürich.

Belastungen

Folgende Belastungen wurden berücksichtigt:

Hauptlasten:

Ständige Lasten, Verkehrslasten (SIA-Norm 160), Seitenstoss, Fliehkraft;

Zusatzlasten:

Schwinden, Kriechen, Anfahr- und Bremskräfte, örtliche Temperaturdifferenzen;

Sonderlasten:

Entgleisung, Schienenkran, Erdbeben;

Material

Folgende Materialien wurden verwendet:

Unterbau (Betonüberdeckung 4 cm):

- Beton: BS, PC = 375 kg/m³, regionale Zuschlagsstoffe

Sikament 0,5%-1%

$fcw = 40 \text{ N/mm}^2$ (erreicht wurde):

$fcw_{28} = 49 \text{ N/mm}^2$;

$fcw_{min} = 42 \text{ N/mm}^2$)

- Bewehrung: Stahl III

$f_y = 460 \text{ N/mm}^2$

- Vorspannung:

$f_y = 1650 \text{ N/mm}^2$

Überbau (Betonüberdeckung 4 cm):

- Beton: Bogen, Pfeiler, Fahrbahnplatte

BS, PC = 375 kg/m³, Filler 2%

Sikament 0,5%

$fcw = 40 \text{ N/mm}^2$ (erreicht wurde):

$fcw_{28} = 45 \text{ N/mm}^2$;

$fcw_{min} = 40 \text{ N/mm}^2$)

Randbord

BS, PC = 375 kg/m³, Filler 4%

Sikament 1%

$fcw = 50 \text{ N/mm}^2$ (erreicht wurde):

$fcw_{28} = 55 \text{ N/mm}^2$;

$fcw_{min} = 50 \text{ N/mm}^2$)

- Bewehrung: Stahl III

$f_y = 460 \text{ N/mm}^2$

- Vorspannung: Litzen 0,5"

$f_y = 1650 \text{ N/mm}^2$

Dynamische Untersuchungen

Einen Überblick über die dynamischen Untersuchungen zeigt das Bild 13. Die Brücke besitzt gemäss den Berechnungen mit *Flowers* folgende Eigenfre-

quenzen (Brückenhälfte):

Erster Eigenwert $f_1 = 8 \text{ Hz}$

Zweiter Eigenwert $f_2 = 14 \text{ Hz}$

Dritter Eigenwert $f_3 = 28 \text{ Hz}$

Zur Beurteilung der Vergussmöglichkeit der Bogenaufleger während des Bahnbetriebes wurden nach der Inbetriebnahme der neuen Brücke (allerdings noch mit Hilfsbrücken und Schienenstössen) Schwingungsmessungen bei Zugdurchfahrten an den Bogenauflegern und in Brückenmitte mit folgenden Resultaten durchgeführt:

- Bogenmitte Randbord

$V_{max} = 5,3 \text{ mm/s}$ bei 80 Hz

- Fahrbahn über Auflager in der Nähe des Hilfsbrückenauflegers und Schienenstosses

$V_{max} = 6,0...7,9 \text{ mm/s}$ bei 40 Hz

- Bogen über Auflager

$V_{max} = 2,1...2,5 \text{ mm/s}$ bei 40 Hz

- Widerlagernocken

$V_{max} = 0,7...0,8 \text{ mm/s}$ bei 40 Hz

Einfluss der Theorie 2. Ordnung

Der Einfluss 2. Ordnung für die Pfeiler und den Bogen ist gering. Stabilitätsuntersuchungen des Bogens haben gezeigt, dass selbst für asymmetrische Lastfälle das Knicken des Bogens nie massgebend wird.

Bild 12a. Zugvorrichtung der alten Brücke

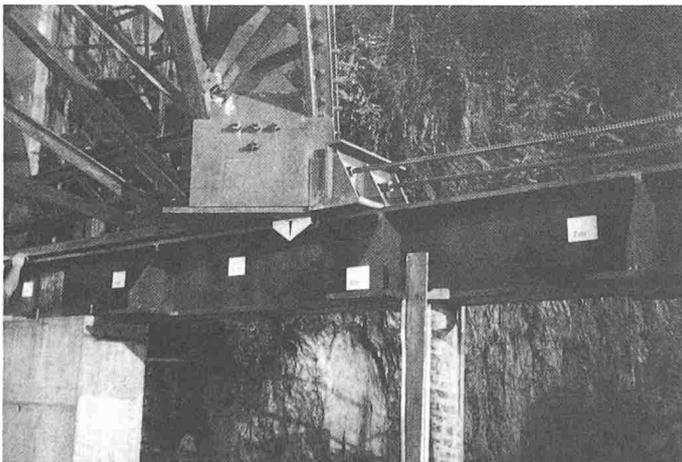
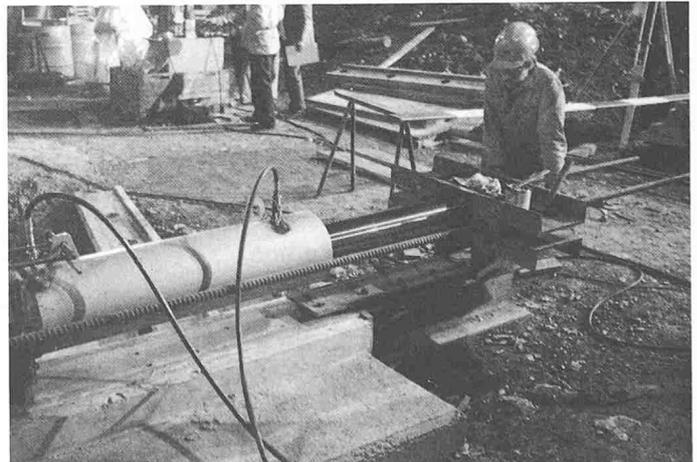


Bild 12b. Zugvorrichtung der neuen Brücke



Belastungsversuch

Das Bild 13 zeigt die Computersimulation für den Belastungsversuch durch 2 AE 6/6-Lokomotiven von je 120 t Eingelegewicht.

Eingelegte Dehnmessstreifen und Verformungsmessungen zeigten eine gute Übereinstimmung sowohl des dreidimensionalen Volumenmodells mit Zwischenknoten (*Flowers*) als auch mit dem hybriden Schalenmodell (*Flash*). Hingegen ergab letzteres unter den Zwischenpfeilern höhere Durchbiegungen als die gemessenen. Bei Vollbelastung ergaben sich Durchbiegungen in Brückenmitte von etwa 0,6 mm und maximale Spannungen in-

folge des Lokgewichtes von 1,8 N/mm² in den DMS.

Bei einseitiger Lokbelastung betragen die maximalen Durchbiegungen unter den Zwischenpfeilern bis zu 1,5 mm und die maximalen Spannungen (Bogenanschluss zur Fahrbahnplatte) 1,8 N/mm² in den DMS.

Ermüdung

Zur besseren Berücksichtigung der effektiven Ermüdungsbeanspruchung, unter dem grössten in Betracht kommenden Verkehr, wurde - gemäss den Richtlinien der SBB - mit Spannungsdifferenzen $\Delta\sigma_{fat}$ wie folgt gerechnet:

$$\Delta\sigma_{fat} = \frac{\alpha_T \cdot \beta_T}{K_N} \cdot \Delta\sigma \leq \Delta\sigma_{zul, fat}$$

Betriebslastfaktor α_T :

Berücksichtigt die massgebende Verkehrsmischung in Funktion der effektiven Spannweite L des Tragwerkteiles, in Längs- oder Querrichtung.

$$0,7 \leq \alpha_T \leq 1,2$$

Reduktionsfaktor für zweigleisige Brücken β_T wäre:

$$0,5 \leq \beta_T \leq 1,0$$

Für Einspurbrücken ist $\beta_T = 1,0$

Faktor für extreme Verkehrsvolumen K_N :

Damit werden grosse Abweichungen der Lastwechselzahl N_T vom Basiswert $N = 2 \cdot 10^6$, welcher den Werten von $\Delta\sigma_{zul, fat}$ zugrunde liegt, berücksichtigt.

$$0,9 \leq K_N \leq 1,12$$

Für die Gotthardlinie ist $K_N = 0,9$.

Bild 13. *Flowers*-Computerberechnungen, a) Unverformte Elementmasche, b) Verformte Elementmasche des Lastfalles Vorspannung, c) Verformte Elementmasche während des Belastungsversuchs, d) Verformte Elementmasche des ersten Eigenwertes, e) Verformte Elementmasche des zweiten Eigenwertes, f) Verformte Elementmasche des dritten Eigenwertes

