

Der Hardturm-Viadukt der SBB in Zürich: Vortrag

Autor(en): **Bänziger, J.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **85 (1967)**

Heft 33

PDF erstellt am: **20.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-69513>

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.

Vortrag von **D. J. Bänziger**, dipl. Ing. ETH/SIA, gehalten am 3. Juni 1966 in Zürich anlässlich der Diskussionstagung der SIA-Fachgruppe der Ingenieure für Brückenbau und Hochbau über Betongelenke

Das Ziel meiner Ausführungen ist es, einerseits einen Überblick über das Projekt des Hardturm-Viaduktes zu geben, andererseits einige Punkte herauszugreifen, die das nachfolgende Referat meines ehemaligen Mitarbeiters H. H. Sallenbach, dipl. Ing., über die Betongelenke vorbereiten sollen.

1. Allgemeines

Der Hardturm-Viadukt ist ein Teil der neuen SBB-Bahnlinie Zürich-Altstetten-Zürich-Oerlikon (Bild 1). Diese Linie wird ab 1969 vorläufig nur der Abwicklung des Güterverkehrs dienen können, entlastet aber dadurch die heute täglich von über 290 Zügen befahrene Strecke Hauptbahnhof-Wipkingen-Zürich-Oerlikon beträchtlich. In einem späteren Zeitpunkt, nach dem Ausbau der Bahnhöfe Zürich-Altstetten und Zürich-Oerlikon, sowie des neuen Rangierbahnhofes Limmattal, wofür etwa 10-15 Jahre benötigt werden, sollen jedoch auch Personenzüge über die zukünftige doppelspurige Verbindungsschleife Herdern-Hauptbahnhof geführt werden.

Dieser Konzeption entsprechend besteht der Hardturm-Viadukt vom Portal des doppelspurig ausgebauten Käferbergtunnels, dessen Durchschlag am 18. März 1966 erfolgt ist, bis zur zukünftigen Verzweigungsstelle Herdern aus dem 478 m langen, zweigleisigen Teil, und anschliessend bis zum Widerlager Altstetten aus dem 647,6 m langen eingleisigen Teil.

2. Projekt

Die totale Viaduktlänge von 1125,6 m ist in 5 Spannbetonbrücken zu je 7 Feldern aufgeteilt worden (Bild 2). Die kürzeste Brücke A ist 209,1 m, die längste Brücke E 255,8 m lang. Zwischen den 5 Brücken befinden sich 4 widerlagerähnliche Bauwerke, denen wir den Namen Bremsböcke gegeben haben. Wie dieser Name andeutet, werden hier über die festen Lager die grossen Brems- und Anfahrkräfte aufgenom-

men, mit Ausnahme der Brücke A. Über die SIA-Belastungsnorm hinaus verlangte der Bauherr aus betrieblichen Gründen im zweigleisigen Teil, dass der Lastfall des zweigleisigen Bremsens zu berücksichtigen ist. Dieser Lastfall erzeugt z. B. bei der Brücke E eine max. Bremskraft von 570 t in einer Höhe von 19,10 m über UK Fundament. Neben diesem, bei langen Eisenbahnbrücken für die Wahl der Projektlösung wichtigen Gesichtspunkt, sind folgende Überlegungen massgebend gewesen, die uns zur Aufteilung des Viaduktes in 5 voneinander unabhängige Brücken geführt haben:

- Bei der Abzweigstelle Herdern (Bild 3) ist auf jeden Fall ein widerlagerähnlicher Bauteil notwendig, in den die verbreiterte zweigleisige Brücke hineingeführt wird, und bei dem auf der anderen Seite die eingleisige Brücke, und beim späteren Ausbau die zweigleisige Brücke Richtung Hauptbahnhof heraustreten. Ausserdem ist in diesem Bauteil das Stellwerk für die Bedienung der Weichenanlagen auf dem Viadukt unterzubringen, die von hier aus gut zugänglich sein müssen.
- Wenn von den verbleibenden zwei Abschnitten der kürzere zweigleisige mit 478 m Länge herausgegriffen wird, so würde dieser bei Ausbildung aus einem Stück, allein aus der Temperaturschwankung von 40 °C nach Normen schon 19,2 cm Bewegung in der Dilatationsfuge erhalten. Dazu käme im Zeitpunkt der Aufnahme des Eisenbahnbetriebes noch ein Bewegungsbeitrag aus Restschwinden und Restkriechen von im Minimum 10 cm. Insgesamt wären also in diesem Zeitpunkt noch rd. 30 cm Bewegung zu übernehmen. Da die Dilatationsvorrichtung für lückenlos verschweisste Gleise beim grössten Typ D2 der SBB eine Bewegung von höchstens 18 cm zulässt, erfordert dies eine Aufteilung der 478 m Länge in 2 Brücken. Ähnliches gilt für den eingleisigen Teil, bei dem eine Aufteilung in 3 Brücken notwendig ist.



Bild 4. Der Hardturm-Viadukt im Bau, Flugbild vom 22. Februar 1967 aus Südwesten

Bilder 4 bis 6 Photo Comet, Zürich

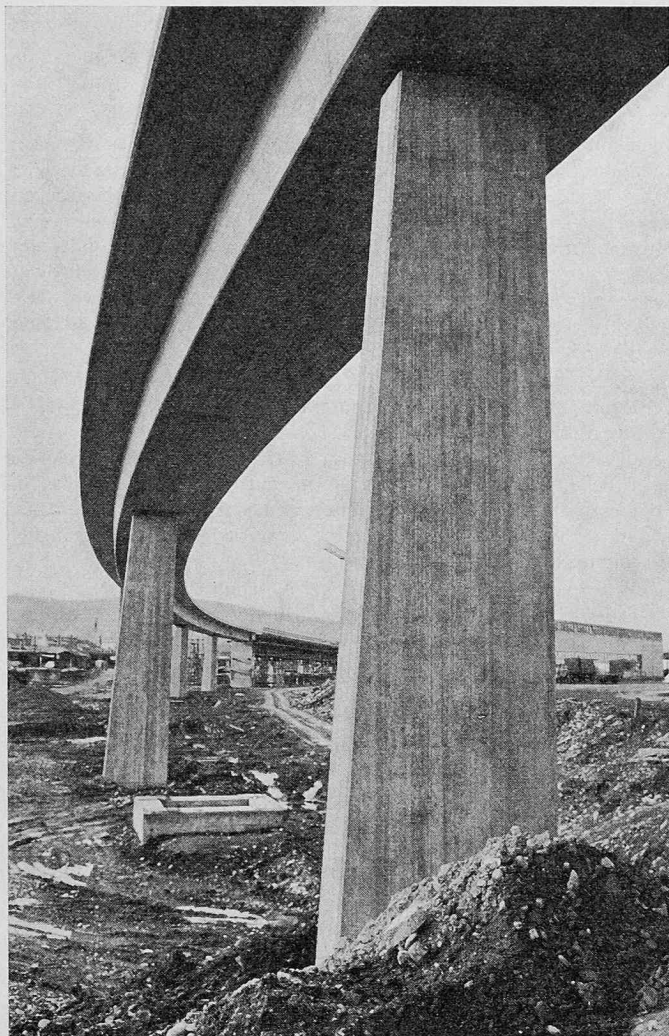


Bild 6. Gekrümmter, eingleisiger Abschnitt des Viadukts

— Die weiteren Punkte, die für die Begrenzung der Brückenlänge eine Rolle spielen, seien hier nur noch mit Stichworten genannt: Stützenbewegungen, Entwässerung, Vorspannung, Bauprogramm.

Für die Entwicklung der Projektlösung lassen die festen Grundlagen, Situation, Längenprofil von Schienen-O.K., zahlreiche Lichtraumprofile für bestehende und projektierte Strassen und Gleise nur einen engen Spielraum. Charakteristisch für unsere Projektlösung, die 1962 anlässlich eines Wettbewerbes auf Einladung aus 4 Projekten ausgewählt wurde, ist die einheitliche formale Gestaltung der zweigleisigen und der eingleisigen Brücken bezüglich Oberbau und Stützen (Bilder 4, 5 und 6). Auch bei den wegen der begrenzten Bauhöhe schwierigen Spannweiten über die Doppelspur Zürich-Baden und über die Pflingstweidstrasse wurde weder Material noch System geändert. Über der Pflingstweidstrasse zwischen den Pfeilern C3 und C4 ist in der zweiten Ebene das Lichtraumprofil für eine zukünftige Expressstrasse vorgesehen. Dies war für das gesamte Längenprofil des Hardturm-Viaduktes bestimmend, so dass die Schienen-O.K. vom Tunnelportal bis zur Pflingstweidstrasse horizontal rund 14 m über Terrain liegt. Sie sinkt dann mit 1,2% Gefälle Richtung Altstetten, wie auf dem Längenprofil (Bild 2) ersichtlich ist.

Im eingleisigen Teil betragen die Stützweiten 20 bis 38 m, die angestrebte Normalfeldlänge 31 m. Bei der Brücke A nimmt die Trägerhöhe wegen des Zwangspunktes beim Lichtraumprofil A2 A3 linear von 1,19 auf 1,71 m zu, bei der Brücke B ist sie konstant 1,71 m, bei der Brücke C wächst sie nach dem Zwangspunkt: zukünftige Express-Strasse (C3 C4), von 1,71 m auf 2,21 m. Das Schlankheitsverhältnis beträgt im Normalfeld 1:18, bei der grössten Spannweite von 38 m über die Pflingstweidstrasse 1:21 und in der Öffnung über der Doppelspur Zürich-Baden A2 A3 mit extrem gedrückter Konstruktionshöhe nur noch 1:25. — Im zweigleisigen Teil betragen die Stützweiten 30,5 bis 43 m, die Normalfeldlänge 33,4 m. Die Konstruktionshöhe wird von keinem Lichtraumprofil eingengt, so dass sie nach rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten mit 2,21 m ermittelt

werden konnte. Dies ergibt für das Normalfeld ein Schlankheitsverhältnis von 1:15, für die grösste Stützweite von 43 m über die Limmat ein solches von 1:19.

Der Oberbau ist ein geschlossener Kastenquerschnitt mit mässig ausladenden Konsolen und leicht geneigten Randträgern, einzellig im eingleisigen Teil und dreizellig im zweigleisigen Teil (Bild 7). Der letztere hat sich vor allem wegen der konstruktiven Lösung der Entwässerung aus einem zweizelligen Kasten entwickelt. Ich möchte damit den kurzen Überblick über das Projekt abschliessen und mich im Zusammenhang mit dem statischen System näher mit der Stützung befassen.

3. Statisches System und Stützung

Das statische System der 5 Brücken (Bild 8) ist im allgemeinen je ein über 7 Felder durchlaufender Rahmen. Die Pfeiler sind mit Ausnahme der Pendelstütze E6 unten eingespannt. Am Stützenkopf erfolgt der Anschluss an den Überbau mit Ausnahme der Stützen A3 und A4 über ein Betongelenk. Im eingleisigen Teil ist das Tragwerk mit einem Radius von $400 \div 900$ m räumlich gekrümmt und besitzt eine torsionssteife Einspannung bei allen Stützungen. Eine Untersuchung von Dr. Ch. Menn und Dr. H. Hugi hat gezeigt, dass die unter einem allgemeinen Lastangriff als räumliche Rahmen wirkenden eingleisigen Brücken infolge der schwachen Krümmung und der in der Regel gelenkigen Lagerung auf ebene Systeme reduziert werden dürfen.

Mit Ausnahme der Brücke A, die die Längskräfte im Rahmenfeld A3-A4 aufnimmt, wird im Endzustand auf den Bremsböcken je ein vorerst bewegliches Lager blockiert. Damit wird ein festes horizontales Auflager geschaffen, welches die grossen Längskräfte aufnimmt. Bei den geraden Brücken, auf die ich mich in der Folge beschränken will, werden durch diese Massnahmen die Knotenpunkte, abgesehen von den Bewegungen aus Temperatur, Restschwinden und Restkriechen, unverschieblich. Überdies darf in der Berechnung der Einfluss der Riegel längskräfte und der Ständerlängskräfte vernachlässigt werden. Ein solches System heisst nach J. Pirlet ein rahmenartiges Tragwerk.

Wird nun noch der gelenkige obere Anschluss der Pfeiler an den Überbau berücksichtigt, der beim Betongelenk annähernd frei drehbar ist, so darf das statische System für die Berechnung des Überbaus als durchlaufender Balken auf festen, frei drehbaren Stützen angesprochen werden. Dies zeigt sich, indem der Einfluss der hohen und schlanken Stützen auf den Hauptträger unbedeutend ist. Um das zu veranschaulichen, betrachten wir einmal den zweigleisigen Teil. Dort ist das Trägheitsmoment J_x des Pfeilerpaares rund 28 mal kleiner als jenes des Hauptträgers.

Aus den Längenänderungen des Hauptträgers infolge Vorspannung, Kriechens, Schwindens und Temperatur treten Stützenkopfauslenkungen auf, die eine Horizontalkraft erzeugen. Bei den am stärksten ausgelenkten Stützen D2 und E2 treten pro Einzelpfeiler Stützenkopfschübe von max. 22 t auf. Der Auflagerdruck aus Eigen-gewicht und Nutzlast beträgt rd. 1000 t. Bei einem normalen Durchlaufträger auf Rollenlagern wäre eine normengemässe Reibungskraft von mind. 50 t anzunehmen, die üblicherweise für die Berechnung des Überbaus vernachlässigt wird. Diese Betrachtungen zeigen, dass im vorliegenden Fall die bei der Berechnung des Hauptträgers vernachlässigten Nebeneinflüsse aus Pfeilerkopfschüben geringer sind als die Nebeneinflüsse infolge Reibung beim Durchlaufträger auf Rollen.

Trägt eine Stütze ein bewegliches Lager (Bild 9), so arbeitet diese solange wie ein festes Lager, als der Stützenkopfschub H , infolge der Auslenkung e geringer ist als der Reibungswiderstand R des Lagers. Der Kostenvergleich zwischen einer Stütze unter der Wirkung von R begrenzt ausgelenkt mit beweglichem Lager einerseits, und einer Stütze maximal ausgelenkt mit Kipplager oder Betongelenk andererseits, liefert das Kriterium, nach dem in Grenzfällen entschieden werden kann, ob ein bewegliches oder ein festes Lager anzuwenden sei. Dabei spielt die Kostendifferenz zwischen festem und beweglichem Lager eine wichtige Rolle, besonders wenn sie, wie im Fall von Betongelenken, gross ist.

Bei elastisch drehbar gestützten Trägern ist stets sorgfältig abzuklären, ob für die Berechnung des Überbaus die vereinfachende Annahme der freien Drehbarkeit bei der Stütze getroffen werden darf oder nicht. Ich möchte darauf hinweisen, dass der Ingenieur bei allen Annahmen, die er für die Berechnung trifft, sich über die Grössenordnung der vernachlässigten Einflüsse klar sein muss. Dies ist viel wichtiger, als die zahlmässig genaue Durchrechnung, die ja heute schon zu einem grossen Teil elektronisch besorgt wird.

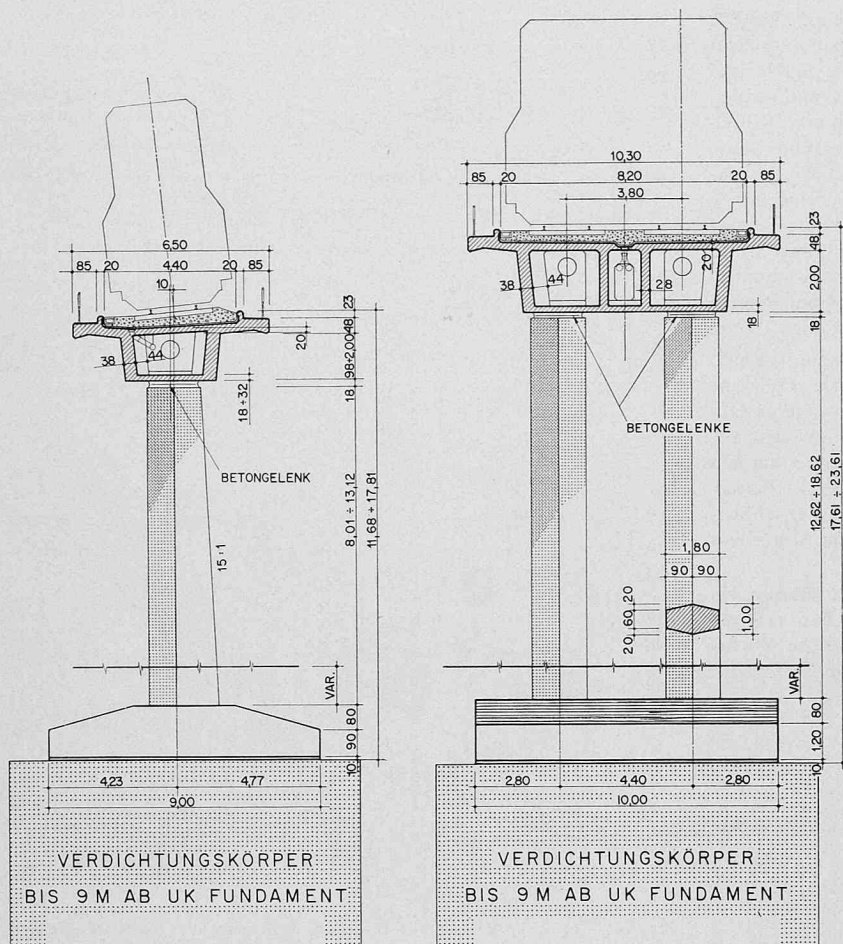


Bild 7. Normalquerschnitte 1:250, links eingleisig, rechts zweigleisig

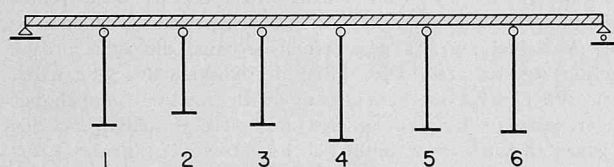


Bild 8. Statisches System einer Brücke im Endzustand

Für das statische System der Stützen sind grundsätzlich verschiedene Möglichkeiten, wie im Bild 10 dargestellt, denkbar. Jede Einspannung der Stütze, sei sie nun oben oder unten, erzeugt Momente, d.h. also zusätzliche Beanspruchungen in der Stütze, die durch einen Mehraufwand an Baustoff gedeckt werden müssen. Könnte durch diesen Mehraufwand an einer anderen Stelle der Konstruktion eine Einsparung von mindestens gleicher Grösse erzielt werden, so wäre die eingespannte Stütze konstruktiv und wirtschaftlich interessant. Bei den vorliegenden Abmessungen beeinflusst die oben eingespannte Stütze die Momente im Überbau nur wenig, so dass dort praktisch keine Einsparung möglich ist. Andererseits werden durch eine untere Einspannung Momente in das Fundament eingeleitet, die eine Vergrößerung desselben und damit einen Mehraufwand an Baustoff zur Folge haben.

Bild 11 zeigt, wie durch die Einschaltung eines oberen oder eines unteren Gelenkes die Momente infolge Stützenkopferschiebung gegenüber jenen bei beidseitiger Einspannung halbiert werden.

Es ist jedoch offensichtlich, dass das wirtschaftlichste statische System für die Abstützung die Pendelstütze ist. Um über die Grössenordnungen einen Begriff zu erhalten, betrachten wir einmal das 12,8 m hohe Stützenpaar D5. Dieses hat eine maximale Kopfauslenkung von

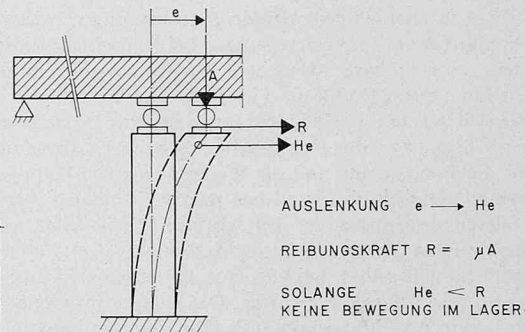


Bild 9. Ausgelenkte Stütze mit Rollenlager

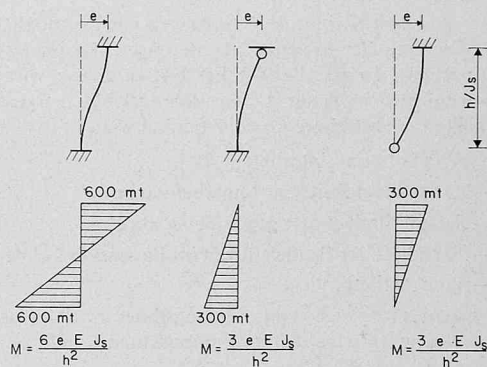


Bild 11. Biegemomente bei drei Stützen infolge Auslenkung

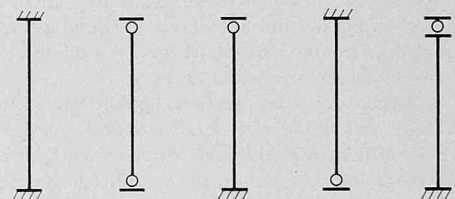


Bild 10. Mögliche statische Systeme der Stützen

VERGLEICHSKOSTEN	FR. 82'100,-	FR. 61'900,	FR. 53'000,
VERGLEICHSKOSTEN IN %	155 %	117 %	100 %
KOSTEN PFILER + GELENKE ALLEIN IN %	203 %	122 %	100 %

Bild 12. Kostenvergleich Stützenpaar D5 bei drei verschiedenen Systemen

5,0 cm zu übernehmen. Grössere Auslenkungen, wie sie z. B. bei D1, D2 und D6 vorkommen, erzeugen bei beidseitiger Einspannung nicht mehr aufnehmbare Momente. Wir bemessen nun die Stütze und das Fundament D5 für die 3 im Bild 12 gezeigten Systeme und vergleichen die Kosten miteinander. Darin sind die Erdarbeiten inkl. Rüttelverdichtung für die Fundamente, Schalung, Armierung und Beton für die Fundamente und die Pfeiler sowie die Betongelenke berücksichtigt. Der absolute und der relative Vergleich zeigen eine grosse Differenz zugunsten der Pendelstütze. Es ist aber zu betonen, dass diese Zahlen nur gerade für die Auslenkung der 12,80 m hohen Stütze um 5 cm gültig sind. Bei kleinerer Auslenkung wird der Kostenunterschied der 3 Systeme geringer. Die kleinste im zweigleisigen Bereich vorkommende Stützenkopfauslenkung beträgt immerhin noch 2,7 cm.

Bei dieser eindeutigen Sachlage wird man sich fragen, weshalb wir beim Hardturm-Viadukt mit Ausnahme der Stütze E6 keine Pendelstützen, sondern Stützen mit oberem Gelenk und unterer Einspannung bauen. Tatsächlich haben wir im Wettbewerbsprojekt alle Stützen, bei denen die untere Einspannung eine Längsarmierung von mehr als $\mu = \mu^1 = 0,8\%$ erfordert hätte, als Pendelstützen vorgeschlagen. Dies hätte im ganzen 59 Gelenke bei insgesamt 84 Anschlussstellen zu je rund 1000 t erfordert, d. h. also 70% aller Stützenanschlüsse wären gelenkig gewesen.

In jenem Zeitpunkt errechneten wir die mögliche Einsparung bei Ausbildung der Gelenke als Betongelenke im Vergleich mit Stahlklipplagern zu rd. 300000 Fr. Dieser grosse wirtschaftliche Vorteil bewog uns in erster Linie, Betongelenke vorzuschlagen. Daneben spielten noch weitere Gesichtspunkte wie

- Wegfall von Unterhalt
- Unabhängigkeit von Lagerlieferanten
- Unempfindlichkeit gegen Schockkräfte
- Stabilität der Pendelstützen im Bauzustand ohne Hilfsmassnahmen
- gute Ästhetik
- kein Ausgleich von Setzungsdifferenzen erforderlich, da diese wegen Rüttelverdichtung unbedeutend sind
- und andere eine Rolle.

Der Bauherr prüfte diesen, für eine Eisenbahnbrücke neuen Vorschlag mit bemerkenswerter Objektivität. Er lehnte grundsätzlich im Boden befindliche untere Gelenke aus Beton oder aus Stahl ab, hauptsächlich im Hinblick auf eine höhere Sicherheit gegen Schockwirkungen im Bereich der Rangiergleise, und der zahlreichen anderen unterführten Verkehrsstränge, dann aber auch, weil der Aufwand für die Schaffung der ihm unbedingt notwendig erscheinenden Revisionsmöglichkeiten den wirtschaftlichen Vorteil der unteren Gelenke wieder teilweise zunichte gemacht hätte.

Wegen der vom Bauherrn geforderten Einspannung wären die Stützen mit grosser Kopfauslenkung infolge Überschreitung des wirtschaftlich aufnehmbaren Moments und der zulässigen Verdrehung des Betongelenkes nicht mehr ausführbar gewesen. Wir prüften daher eine Variante mit Nachschieben der Stützenfüsse auf einer Stahlkonstruktion, unter Einhaltung der vollen Einspannung. Damit hätten die Bewegungen aus Vorspannung, Kriechen und Schwinden kompen-

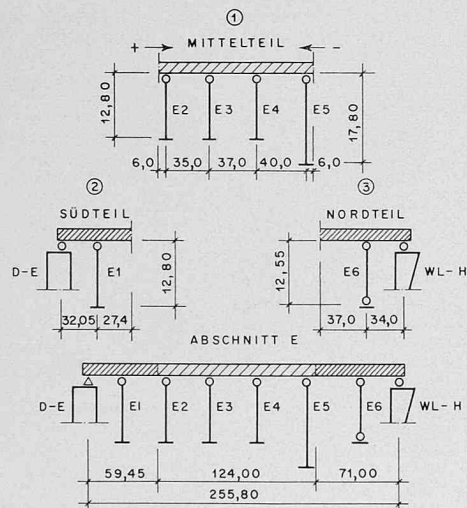


Bild 13. Bauvorgang Brücke E Ergänzung siehe H. 36. S. 670

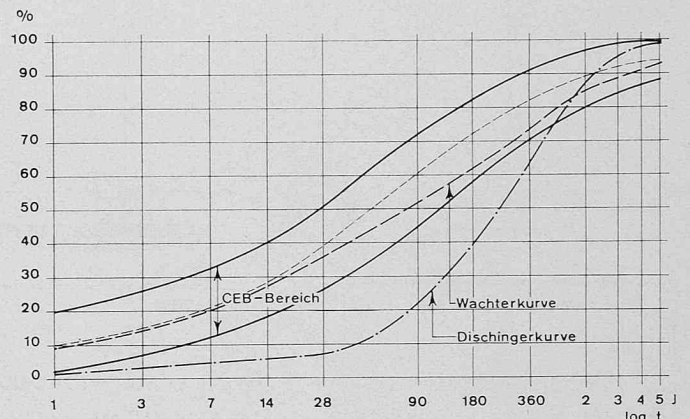
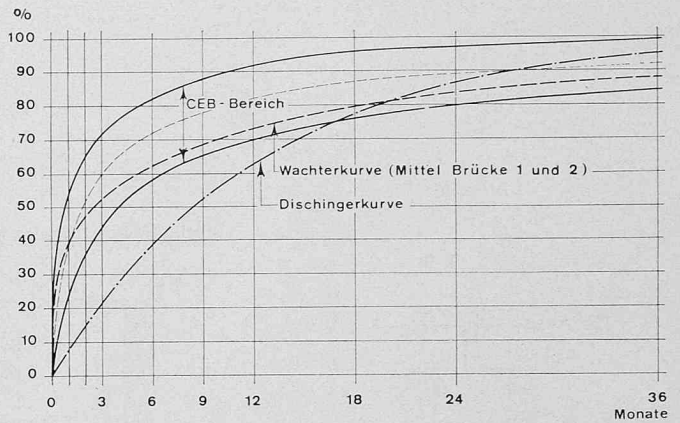


Bild 14. Zeitlicher Verlauf des Kriechens in Prozent des Endkriechmasses

siert werden können. Diese Lösung war noch wirtschaftlicher als die andere Variante, bei der die untere Einspannung der Stützen an Ort und Stelle und nur die Betongelenke durch Linienklipplager ersetzt worden wären.

Die zur Ausführung bestimmte Lösung reduziert die extremen Stützenkopfauslenkungen durch den Bauvorgang und eine passend gewählte Verschiebung des gesamten Überbaus, die sehr einfach durchgeführt werden kann. Dies sei bei der längsten Brücke E näher erläutert. Bild 13 stellt den Bauvorgang der Brücke in 3 Etappen dar. Eine Kostenuntersuchung hat gezeigt, dass diese Aufteilung bei den zweigleisigen Brücken einen optimalen Einsatz von Kranbahn, Lehrgerüst und Schalungen mit entsprechenden Einsparungen ermöglicht. Bei den eingleisigen Brücken liegt das Kostenminimum bei Herstellung jeder Brücke in 2 Etappen. In die gleiche Richtung weisen Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen über die Vorspannung, aus denen hervorgeht, dass wegen der stark anwachsenden Reibungsverluste durchgehende Spannkabel über mehr als 5 Felder zu vermeiden sind.

Um die Stützenkopfauslenkungen und die zugehörigen Stützenkopfschübe zu ermitteln, ist der Berechnung in zeitlicher Hinsicht das vertragliche Bauprogramm des Unternehmers (im Bild 13 unten) zu Grunde gelegt worden. Ferner sind folgende *Berechnungsannahmen* getroffen worden:

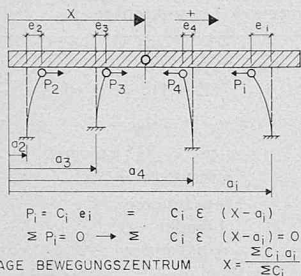
Kriechen

Der zeitliche Verlauf des Kriechens wird entsprechend den Messungen von H. Wachter, dipl. Ing., bei der SBB-Brücke Brüttisellen festgelegt (Bild 14). Diese Kriechkurve ist auf den Diagrammen gestrichelt eingezeichnet, oben mit linearem, unten mit logarithmischem Zeitmassstab. Wir stellen fest, dass sie ungefähr mit der unteren Begrenzung des ausgezogenen eingezeichneten CEB-Bereiches identisch ist.

In Anlehnung an die SIA-Norm sowie unter Berücksichtigung von Beobachtungen über den Einfluss der Jahreszeiten, ferner unter Beachtung des Spann- und Absenckprogrammes wählen wir das Endkriechmass φ

für Überbau-Frühjahrsbeton $\varphi = 2,2$

für Überbau-Herbstbeton $\varphi = 2,0$



C_i = PFEILERKOPFSCHUB INFOLGE EINHEITSAUSLENKUNG $e=1$
 e_i = PFEILERKOPFAUSLENKUNG
 P_i = PFEILERKOPFSCHUB INFOLGE e_i
 ϵ = DEHNUNG DES ÜBERBAUS INFOLGE V, S, K u. T

PHASE $t = 4 \div 23$ MONATE

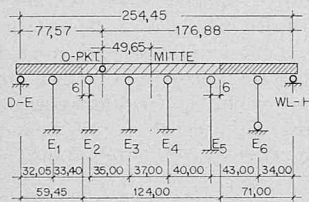


Bild 15. Bestimmung des Bewegungszentrums

Schwinden:

Das totale Schwindmass wird analog für

- Frühjahrsbeton mit $\epsilon_s = 30 \times 10^{-5}$ und
- Herbstbeton mit $\epsilon_s = 27 \times 10^{-5}$ angenommen.

Durch das Herstellen des Überbaus in einzelnen voneinander getrennten Etappen schwinden diese bis zum Fugenschluss bereits beträchtlich ab.

Es bleiben folgende Restschwindmasse, aufgrund des Betonierprogrammes ermittelt, für die Pfeilerbewegungen wirksam:

- Mittelteil E $\Delta \epsilon_s = 18 \times 10^{-5}$
- Nord- und Südteil $\Delta \epsilon_s = 20 \times 10^{-5}$

Bewegungszentrum:

Für jeden Bauzustand muss zuerst der Bewegungsnullpunkt des zugehörigen Überbaus bestimmt werden (Bild 15). Dieser liegt so, dass die Summe der erzeugten Pfeilerkopfschübe P_i verschwindet. Seine Lage lässt sich damit analog der Lage der Resultierenden der Pfeilerkopfschübe C_i infolge der Einheitsauslenkungen $e = 1$ bestimmen, wie dies im oberen Teil von Bild 15 abgeleitet ist.

Im allgemeinen Fall, wo verschieden alte Bauetappen zusammengesetzt sind und noch andere Stützungsarten vorkommen, ist sinn-gemäss vorzugehen. Es ist dabei auch der Abbau der Pfeilerkopfschübe infolge Kriechens des Pfeilerbetons zu berücksichtigen, für die Auslenkungen infolge

Vorspannung Überbau mit $e^{-\varphi}$ und für die Auslenkungen infolge Schwindens und Kriechens Überbau.

Tabelle 1. Brücke E: Maximale Pfeilerkopfauslenkungen, Gelenkdrehwinkel und Pfeilerkopfkraften pro Einzelpfeiler

Pfeiler	E ₁	E ₂	E ₃	E ₄	E ₅	E ₆
Max. Pfeilerkopfauslenkung e in cm	+4,86	+6,14	+4,25	-4,61	-8,46	-8,83
Max. Gelenkdrehwinkel infolge e α in %	0,57	0,72	0,50	0,54	0,71	0,70
Max. Horizontalkraft am Pfeilerkopf in t infolge e	18,3	22,2	18,7	16,6	10,5	5,9

mit $\frac{1 - e^{-\varphi}}{\varphi}$.

Da der Pfeilerbeton im Zeitpunkt, da er Dauerbelastungen erhält, im Teil E nach neuem Bauprogramm 3 Monate alt ist, wird sein Kriechmass mit $\varphi = 1,6$ festgelegt.

Im untern Teil von Bild 15 ist das Ergebnis einer solchen allgemeinen Berechnung dargestellt. Es zeigt den Teil E in der Phase $t = 4$ bis 23 Monate, d.h. vom Moment an, wo die beiden Endteile des Überbaus (eng schraffiert) mit dem Mittelteil (weit schraffiert) fest verbunden sind. Die Lagerung auf Bremsbock D-E und Widerlager Höngg ist beweglich. Der Bewegungsnullpunkt befindet sich 77,57 m von der Lagerachse D-E entfernt, d.h. 49,65 m aus der Überbau-Mitte nach links verschoben. Dies ist ein ganz eklatantes Ergebnis. Die vorerst kaum glaubhafte starke Verschiebung nach links kommt daher, weil die Stütze E6 eine Pendelstütze ist, deren horizontale Reaktionskraft bei Auslenkungen im Überbau gerade umgekehrt gerichtet ist, wie jene einer auf dieselbe Seite ausgelenkten, unten eingespannten Stütze. Die Wirkungen der Stützen E6 und E1 sind damit gleichsinnig und in dieser Phase wesentlich stärker als jene der Stützen E2 bis E5, weil die ganze Bewegung aus Vorspannung und die starke Schwind- und Kriechbewegung der jungen Endteile überwiegt. Ferner liefert die rechts befindliche Stütze E5 wegen ihrer grossen Höhe einen viel kleineren horizontalen Widerstand als die andern.

Das Resultat zeigt, dass diesen Überlegungen über das Bewegungszentrum eine grosse Bedeutung zukommt. Solange das Tragwerk links auf dem Bremsbock, rechts auf dem Widerlager beweglich gelagert ist und der Bewegungsnullpunkt im Inneren liegt (bis $t = 23$ Monate), sind die Pfeilerkopfbewegungen begrenzt und die Jochkopfschübe entsprechend klein und schön ausgeglichen, wie auf dem Bild 16 ersichtlich ist. Dieser Zustand wird möglichst lang aufrechterhalten, damit die Bewegungen aus Schwinden und Kriechen sich in diesem günstigen System auswirken können.

Im Bild 16 sind die Pfeilerkopfbewegungen und die Bewegungen der Rollenlager über den ganzen Zeitablauf von $t = 0 \div \infty$ dargestellt. Die Bandbreite zeigt den Temperatureinfluss an. Vor der Betriebsaufnahme wird bei $t = 23$ Monate der ganze Überbau E um 2,5 cm nach rechts verschoben, im Bild 16 mit Pfeilen angedeutet. Dann wird das bis anhin bewegliche Lager links auf dem Bremsbock D-E zum festen Auflager fixiert. Man erreicht durch die Verschiebung für den Endzustand einen besseren Ausgleich der extremalen Pfeilerkopfbewegungen und dadurch entsprechend geringere Pfeiler-

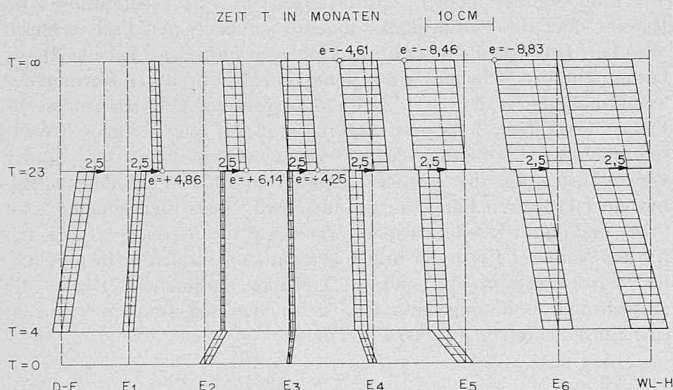


Bild 16. Brücke E: Pfeilerkopfbewegungen in Funktion der Zeit

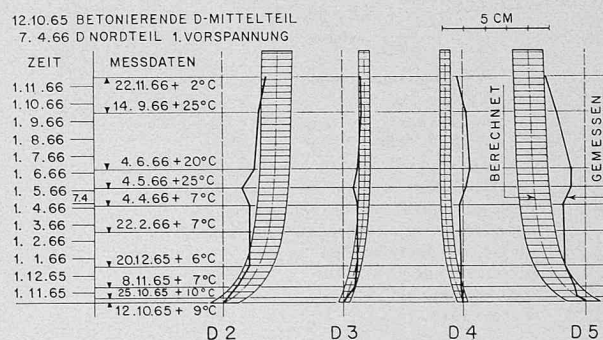
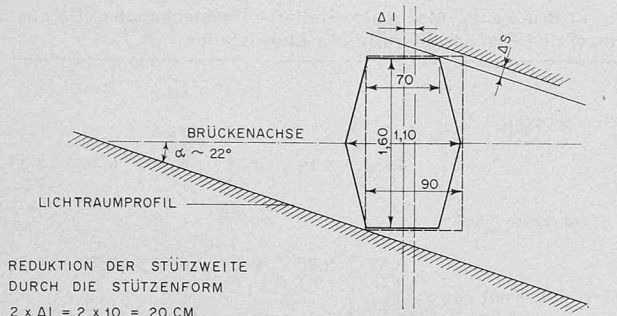


Bild 17. Brücke D: Berechnete und gemessene Pfeilerkopfbewegungen



REDUKTION DER STÜTZWEITE
DURCH DIE STÜTZENFORM
 $2 \times \Delta l = 2 \times 10 = 20 \text{ CM}$

GEWINN AN LICHTRAUMPROFIL PRO STÜTZE ΔS 7,5 CM

Bild 18. Stützenform bei der schiefen Gleiskreuzung in Abschnitt A

beanspruchungen, sowie geringere Drehwinkel in den Betongelenken. Die extremalen Auslenkungen der Pfeilerköpfe sind mit Kreislinien eingezeichnet. Die selben Werte findet man wieder auf der ersten Zeile der Tabelle 1. In der folgenden Zeile sind die zugehörigen max. Gelenkdrehwinkel, die nicht über 0,72% hinausgehen, eingetragen. Die unterste Zeile enthält die entsprechenden max. Horizontalkräfte am Pfeilerkopf mit einem grössten Betrag von 22,2 t.

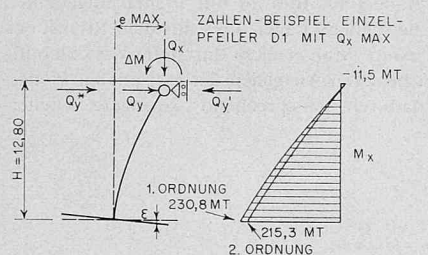
Für die Ausführung sind Abweichungen von den getroffenen Annahmen jedoch durchaus denkbar. Wir haben hier einen Fall, wo die Pfeilerbeanspruchungen von der Witterung (Schwinden, Kriechen, E-Modul) sowie von dem der Rechnung zu Grunde gelegten Bauprogramm, nebst andern Faktoren, abhängig sind. Eine Bauprogrammänderung im bereits erstellten Teil D, wo die beiden Überbau-Endteile erst im Frühjahr 1966 statt noch im Spätherbst 1965 betoniert worden sind, verursachte beispielsweise eine rechnerische Mehrbeanspruchung im Pfeiler D6 von 11%. Dies kommt im wesentlichen davon her, dass der Pfeiler D6 in einem höheren Alter beansprucht worden ist, wobei sein Kriechabbauvermögen sich verkleinert hat.

Andererseits ist zu sagen, dass die bis jetzt im Mittelteil D gemessenen, auf dem Bild 17 stark ausgezogen gezeichneten Horizontalbewegungen der Pfeilerköpfe kleiner sind als die berechneten, strichpunktiert gezeichneten mit einem schraffierten Temperaturbereich von $\pm 15^\circ \text{C}$. Die Annahmen für φ Kriechen, ϵ Schwinden und den E-Modul liegen daher auf der sicheren Seite, und die Berechnung enthält damit die nötigen Reserven, um die unvermeidlichen Abweichungen aufzunehmen. Für jede Brücke wird die tatsächlich durchzuführende Überbauverschiebung aufgrund der Messergebnisse der Pfeilerkopfbewegungen festgelegt werden.

4. Stützenform und Stützendimensionierung

Folgende Gründe sprechen dafür, eine möglichst gedrungene Stützenform zu wählen:

- Wirtschaftlichkeit
- allseits angreifende Schockkraft von 100 t bei einem grossen Teil der Stützen



$e \text{ MAX}$	= MAX. PFEILERKOPFAUSLENKUNG	5,52 CM
Q_x	= NORMALKRAFT INF. $g + P$	830 t
Q_y	= PFEILERKOPFKRAFT INF. $e \text{ MAX}$ KRIECHABBAU BERÜCKSICHTIGT	18,2 t
Q_y'	= HORIZONTALKRAFT INF. Q_x AM STAT. UNBEST. SYSTEM BEI $e \text{ MAX}$	4,3 t
ΔM	= RÜCKSTELLMOMENT IM BETONGELENK KRIECHABBAU BERÜCKSICHTIGT	11,5 MT
Q_y^*	= HORIZONTALKRAFT INF. ΔM AM STAT. UNBEST. SYSTEM	1,5 t
ϵ	= EINSPANNUNGSGRAD DER STÜTZE IM FUNDAMENT	0,97

Bild 19. Kräfte und Biegemomente am Pfeiler in Längsrichtung

Tabelle 2. Preisvergleich Betongelenk-Linienkipplager

Offertbasis 1964 Normalkraft 1050 t, $H_x = 22 \text{ t}$, $H_y = 20 \text{ t}$			
Betongelenk		Linienkipplager	
Schalung	Fr. 264.—	$\sigma_b \text{ zul.} = 225 \text{ kg/cm}^2$	Lieferung Fr. 4748.—
Gelenkstäbe lokal sandgestrahlt und spritzverzinkt	Fr. 895.—	Magazinieren	Schlauder-aussparungen
Beton	Fr. 46.—	Versetzen	Fr. 793.—
	Fr. 1205.—/Stück		Fr. 5541.—/Stück

$\Delta = \text{Fr. } 4336.—/\text{Stück}$

Einsparung bei 40 Gelenken: rund Fr. 173 000.—

— Geringster Platzbedarf bei den schiefen Gleiskreuzungen. In Bild 18 ist dargestellt, wie bei der Brücke A im Bereich der sehr schiefwinkligen Kreuzung (22°) mit der Doppelspur Zürich-Baden durch die gedrungene hexagonale Form im Vergleich mit der flächengleichen Rechteckform sowohl bei der Stützweite als auch beim Lichtraumprofil Verbesserungen erzielt werden können, die wegen den dort vorhandenen extremen Verhältnissen ins Gewicht fallen.

Modellstudien haben gezeigt, dass die zur Ausführung kommende hexagonale Stützenform dem Achteckquerschnitt ästhetisch überlegen ist. Sie ist bei der Brücke A gedungen, bei den Brücken B und C etwas flächiger mit leichtem einseitigen Anzug 15:1 zur besseren Aufnahme der Zentrifugalkraft, und bei den Brücken D und E als Doppelstütze ausgebildet.

Bei der Ermittlung der Beanspruchungen der Pfeiler in Brückenlängsrichtung (Bild 19) handelt es sich um den im Baugrund elastisch eingespannten (ϵ), querbelasteten (Q_y), mit einer anfänglichen Auslenkung e_{max} versehenen Druckstab, also um ein Festigkeits- und kein Stabilitätsproblem. Dieser Stab ist oben im Endzustand horizontal gehalten und damit statisch unbestimmt gelagert. Das Betongelenk leitet seinen Verdrehungswiderstand ΔM (Rückstellmoment), dessen Grösse aus den Betongelenkversuchen an der EMPA ermittelt wurde, in den Stab ein. Die Lösung dieses Spannungsproblems 2. Ordnung erfolgte nach der baustatischen Methode mittels der allgemeinen Seilpolygongleichung nach Prof. Dr. F. Stüssi. Während bei oben freier Stütze, z.B. mit Rollen- oder Gleitlagern, die Momente nach 2. Ordnung oft beträchtlich grösser werden können als jene nach 1. Ordnung, ist es im vorliegenden Fall mit oben festgehaltener Stütze gerade umgekehrt. Allerdings ist die Reduktion gegenüber den Momenten nach 1. Ordnung hier sehr gering, so dass der Einfluss der 2. Ordnung vernachlässigt werden könnte. Quer zur Brückenachse haben die Pfeiler die Beanspruchungen aus Wind, Torsion des Überbaus sowie im einseitigen Teil aus Zentrifugalkraft aufzunehmen. Sie sind auf schiefe Biegung mit Normalkraft zu bemessen.

5. Zusammenfassung

Ich hoffe, mit meinen Ausführungen einen Überblick über das Projekt des Hardturm-Viaduktes sowie eine Einsicht in die Probleme seiner Stützung gegeben zu haben. Obwohl die reine Stützung kostenmässig nur 6,6% der gesamten Baukosten ausmacht, ist sie doch ästhetisch von ausschlaggebender Bedeutung und statisch sehr interessant.

Zum Schluss meiner Ausführungen und als Überleitung zum Referat über die Betongelenke möchte ich noch den Preisvergleich zwischen Betongelenk und Linienkipplager mitteilen (Tabelle 2). Er beruht auf der Offertbasis des Jahres 1964. Für die Lieferung der Stahlkipplager wurde der Mittelpreis eingeholter Offerten eingesetzt. Der in der Tabelle 2 dargestellte Preisvergleich zeigt die grosse Wirtschaftlichkeit des Betongelenkes. Weiter erkennt man, dass $\frac{3}{4}$ der Gelenkkosten auf die Armierungsstäbe entfällt. Sofern das Gelenk mit einer grösseren Länge ausgebildet wird, lassen sich entsprechend Stäbe und damit Kosten einsparen. Dies war in unserem Fall aus den für die Wahl der Form der Stütze genannten Gründen nicht möglich. Im Ausführungsprojekt sind 40 Gelenke vorgesehen. Durch die Ausführung als Betongelenke lässt sich neben den weiteren Vorteilen eine Einsparung von 173 000 Fr. erzielen.

Adresse des Verfassers: D. J. Bänziger, dipl. Ing. ETH/SIA, 8006 Zürich, Turnerstrasse 26, und 9470 Buchs SG, Haus Zentrum.