

Schiefe Strassenunterführung bei Koblenz

Autor(en): **Soutter, P.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **68 (1950)**

Heft 50

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-58128>

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.

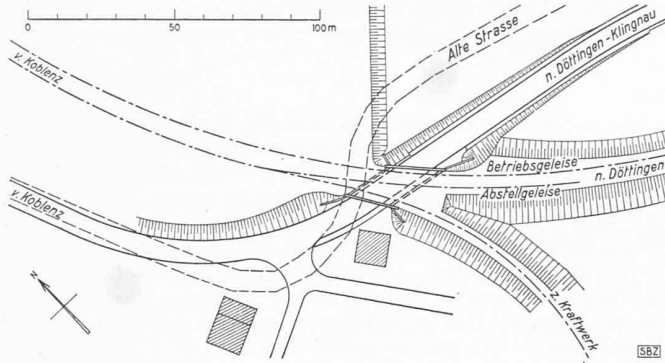


Bild 1. Strassenunterführung bei Koblenz. Lageplan 1 : 2500

gefärbte Spiel peinlich vermeiden und nur klare Tatsachen und sachlich einwandfrei begründete Vorschläge zum Erwägen geben. Vor allem wird man die notwendige Neuorientierung durch entsprechende Massnahmen im Verkehr mit der Öffentlichkeit und den Konsumenten deutlich zum Ausdruck bringen müssen.

Eines der wichtigsten Verbindungsglieder mit der Öffentlichkeit ist die Presse. Ihre Aufgabe ist die Bildung einer öffentlichen Meinung. Die gute Presse bemüht sich, die hierzu nötigen Elemente den Tatsachen entsprechend darzustellen. Sie bedarf dazu einer sachlichen Orientierung durch Fachleute, die es verstehen, nicht nur die Einzelprobleme zutreffend zu schildern, sondern vor allem auch die grossen Zusammenhänge aufzudecken und ein anschauliches, wirklichkeitstreu Bild der in Frage stehenden Funktionen zu entwerfen. Wenn der Presse diese Orientierung zuteil wird, wird sie ihre verantwortungsvolle Aufgabe erfüllen. Von grösster Wichtigkeit ist dabei, dass die Weitergabe an die Öffentlichkeit aus innerer Ueberzeugung, also in voller Freiheit erfolgt und dass sie, soweit es sich um die Vorbereitung auf besondere Verhältnisse oder um die Auswirkungen von besonderen Massnahmen handelt, diesen Verhältnissen oder Auswirkungen mit genügendem zeitlichen Abstand voraus eilt.

Sehr zutreffend hat Prof. Dr. B. Bauer in seinem Schlussvotum den Hauptgegenstand der Veranstaltung mit der Frage umschrieben: «Wie begeben die Elektrizitätsunternehmen den Folgen der Produktionskostensteigerungen (als Folge der hohen Baukosten neuer Werke) bei erlahmender Nachfrage auf dem Energiemarkt?» Die von den ersten drei Referenten aufgezeigten Möglichkeiten und Methoden der Absatzausweitung dürften nach seiner Meinung zur Aufrechterhaltung einer gesunden Wirtschaftslage bei den Produktionsgesellschaften nicht überall ausreichen; man wird vielmehr auch eine Tarifanpassung in Erwägung ziehen müssen.

Für eine derartige Massnahme ist aber die Öffentlichkeit heute keineswegs vorbereitet. Im Gegenteil; sie steht noch durchaus in der Abwehrbereitschaft gegenüber einer der Machtpolitik verdächtigen Wirtschaftsgruppe, und nach den langen Jahren von behördlichem Zwang, Aktivdienst und ge-

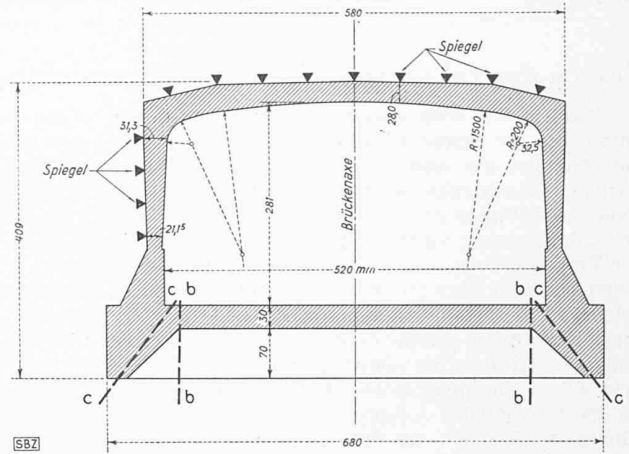


Bild 3. Gipsmodell: Anordnung der Spiegel für die optischen Verdrehungsmessungen an der Fahrbahnplatte und der einen Stützwand, Querschnitt A-A aus Bild 4. Masstab 1 : 10

lenkter Wirtschaft bäumt sich der Schweizer gegen nichts heftiger auf, als gegen das Geltendmachen von Macht in irgendwelcher Form. Die schweizerische Elektrizitätswirtschaft hat genügend Tatsachen in der Hand, durch deren publizistisch richtige Verwertung derartige, weitgehend unzutreffende Vorstellungen korrigiert, die Dinge an den richtigen Platz gestellt und in der Öffentlichkeit Vertrauen und Mitarbeit aufgebaut werden könnten. Sie wird aber nicht darum herum kommen, in sich an den massgebenden Stellen eine grundlegende Gesinnungsänderung zu vollziehen und die sich daraus ergebenden Schritte mutig und vertrauensvoll zu tun.

Schiefe Strassenunterführung bei Koblenz

Von Dipl. Ing. P. SOUTTER, Zürich

DK 624.27.036.2(494.22)

I. Einleitung

Die an der SBB-Linie Turgi-Koblenz südlich des Bahnhofes Koblenz gelegene alte Unterführung der Hauptstrasse war seit längerer Zeit ersatzbedürftig. Beim Bau des Kraftwerkes Klingnau musste die alte Unterführung für den Gleisanschluss mittels einer provisorischen Hilfsbrücke verbreitert werden. Zudem bildete die Strasse Döttingen-Koblenz bei der Unterführung ein starkes, unübersichtliches S, so dass die Verkehrsverhältnisse untragbar wurden. Die neue Bahnbrücke (Bilder 1, 18 und 21) hat drei Gleise: 1. das Betriebsgleis Koblenz-Turgi mit einem Radius von 300 m; 2. ein Abstellgleis und 3. das Kraftwerkgleis mit einem Radius von 120 m. Die divergierende Gleisanordnung sowie der kleine Schnittwinkel von rd. 45° zwischen der korrigierten Strassenaxe und dem Betriebsgleis ergeben als Grundriss für die Brücke ein stark schiefes Trapez. Als Tragwerk wurde nach einigen Vergleichstudien ein plattenförmiger, beidseitig eingespannter

Rahmen mit stark veränderlichem Trägheitsmoment gewählt. Das Tragwerk nützt die Vorteile der lastverteilenden Massivplatte am besten aus und bietet die Möglichkeit, die Rundeseisenarmierung nach dem Verlauf der tatsächlichen Hauptspannungen frei anzuordnen, ohne auf andere Tragelemente wie Unterzüge usw. Rücksicht nehmen zu müssen. Die Massivplatte ist mit Rücksicht auf den Spannungszustand auch weniger risseempfindlich in der Betonzugzone als irgendeine aufgelöste Konstruktion.

II. Dimensionierungsmethode der Brücke

Die Berechnung der *schiefwinkligen Platten* ist wiederholt in der Literatur behandelt worden, ohne dass es bis jetzt gelungen wäre, eine Methode aufzustellen, die allen Bedürfnissen der Praxis entspricht¹⁾. Sobald grössere Abweichungen von der freiaufliegenden regelmässigen Platte auftreten, kommt man mit dem grössten Arbeitsaufwand an statischen Berech-

¹⁾ Literaturverzeichnis siehe am Schluss des Aufsatzes.

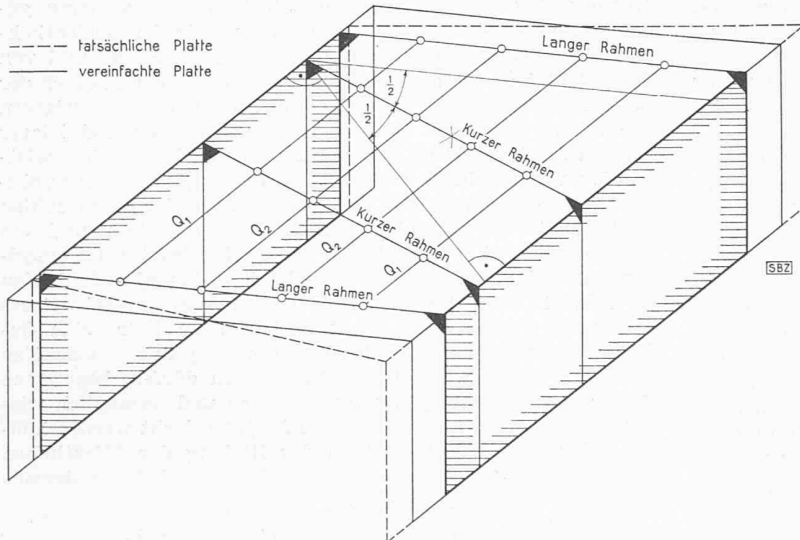


Bild 2. Ersatzrahmen für die Berechnung und Dimensionierung des Gipsmodells

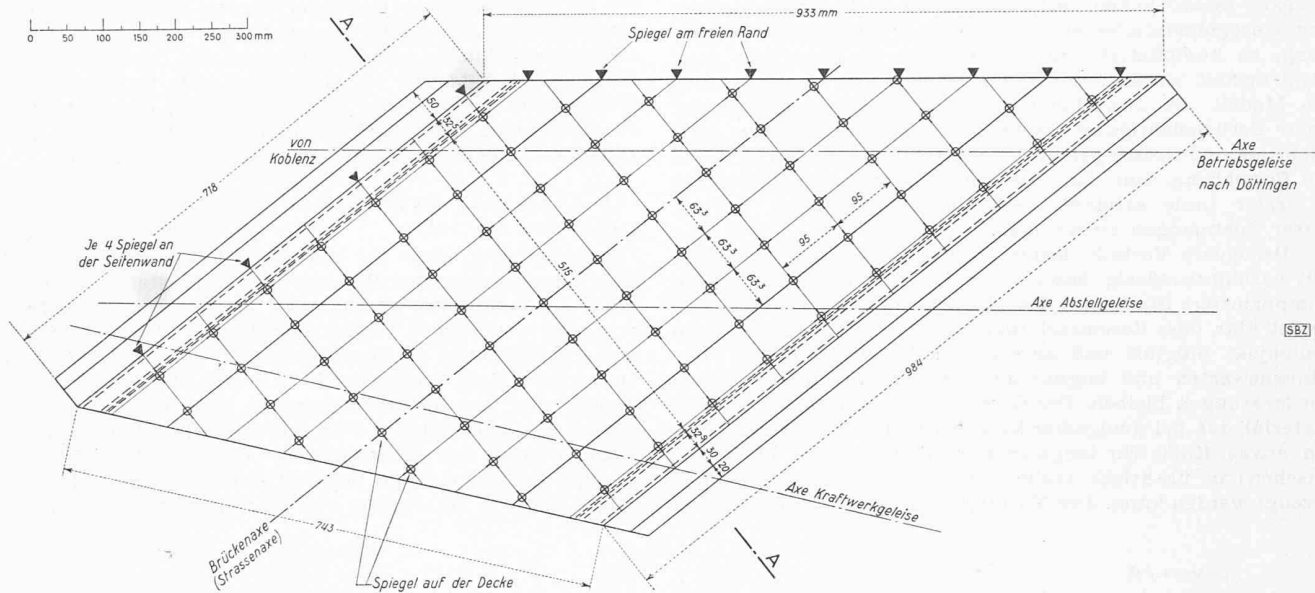


Bild 4. Gipsmodell; Verteilung der Spiegel. Grundriss zu Bild 3, Masstab 1:10

nungen nicht zum Ziel. Die Erfahrungen im Eisenbetonbau zeigen ganz allgemein immer deutlicher, dass ein rationelles und richtiges Dimensionieren der Eisenbetonkonstruktionen, sobald sie stärkere Unregelmässigkeiten aufweisen, mit Hilfe der klassischen statischen Berechnungsmethode in vielen Fällen nicht möglich ist. Je komplizierter der Fall, desto umfangreicher und umständlicher werden die statischen Berechnungen und gleichzeitig desto zahlreicher die Fehlerquellen und die Notwendigkeit, Annahmen zu treffen, die

sich von der Wirklichkeit entfernen. Dank der Einsicht der Bauherrschaft (Kanton Aargau und SBB) wurde die Dimensionierung der Bahnbrücke einzig und allein auf Grund einer eingehenden *Modellmessung* beschlossen. Eine statische Berechnung diente lediglich dazu, die Dimensionen des Vorprojektes und des Modells abzuklären.

Die erprobten Methoden der Untersuchung der tatsächlichen Verhältnisse an Modellen bieten alle Gewähr für zuverlässige Ergebnisse. Das Modell gestattet die getreue Wieder-

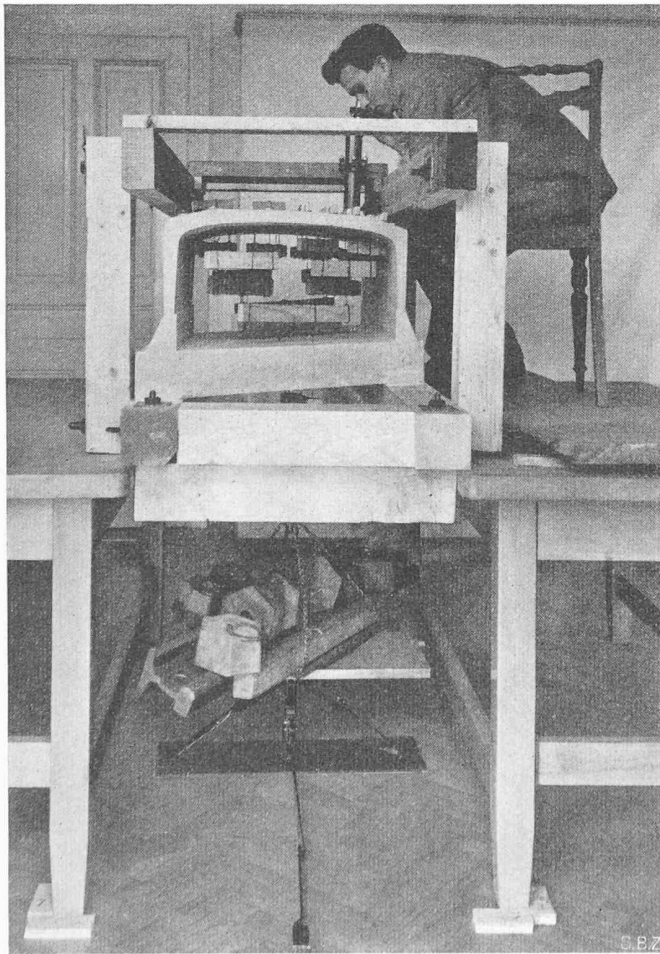


Bild 5. Durchführung der Messungen am Modell: Die Belastung $\Sigma P = 200$ kg wird mit Hebel-Übersetzung und hölzernen Schwellen auf die Platte des Modells gleichförmig verteilt; optische Verdrehungsmessungen

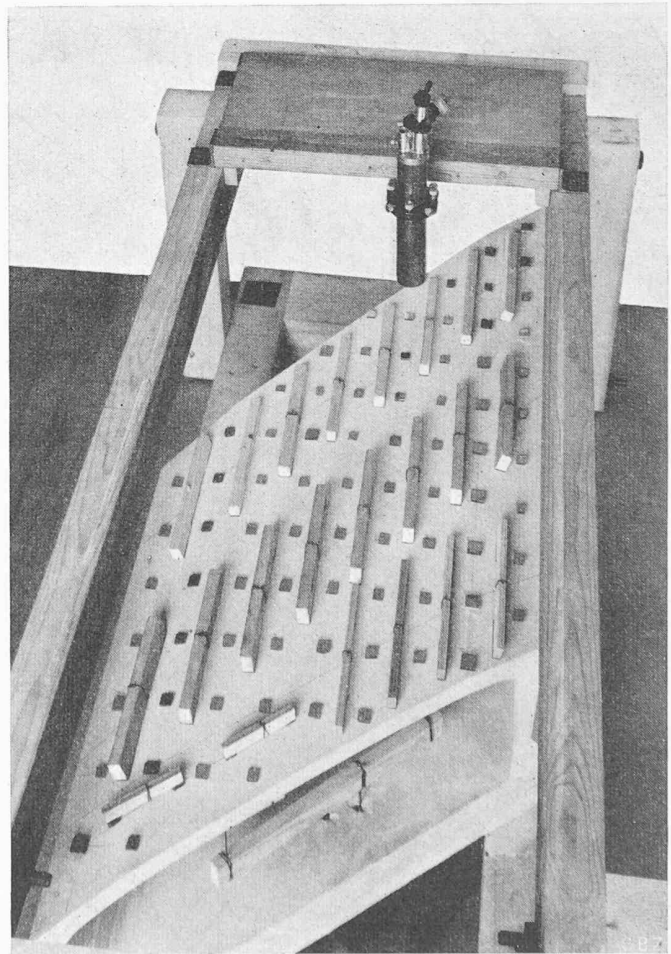


Bild 6. Draufsicht auf die Platte des Modells mit den Mess-Spiegeln und den Schwellen für die Uebertragung der Last auf die Platte. Belastung: eine Lokomotive auf dem Betriebsgleis oder dem Abstellgleis

gabe der tatsächlichen Verhältnisse und die Berücksichtigung von Unregelmässigkeiten, die mit einer statischen Berechnung, so kompliziert und umfangreich sie auch sein mag, nicht erfasst werden. Vor allem ermöglichen die Messungen am Modell, die tatsächlich vorhandenen Hauptspannungen, unter Berücksichtigung der tatsächlichen Verhältnisse, nach Richtung und Grösse genau zu ermitteln. Dies gestattet auch, die Bewehrung, von der doch die Sicherheit des Bauwerkes in erster Linie abhängt, nach dem tatsächlichen Verlauf dieser Spannungen anzuordnen.

Besondere Vorteile bietet die Technik des Gipsmodells. Mit verhältnismässig bescheidenen Kosten lassen sich auch kompliziertere Eisenbeton-Konstruktionen getreu nachbilden. Es ist klar, dass Vereinfachungen des Modells gegenüber dem Bauobjekt möglich und zweckmässig sind, soweit sie ohne nennenswerten und ungünstigen Einfluss auf das Ergebnis der Messungen bleiben. Der Gips ist ein vorzügliches Modellmaterial, das bei geeigneter Verarbeitungsweise (gegen Quellen etwas Kalk, für langsames Abbinden etwas Leim beimischen) in praktisch vollkommen gleichmässiger Qualität erzeugt werden kann. Der Verfasser hat bereits im Jahr 1941

für die schiefwinklige Bahnüberführung bei Glattfelden eine Untersuchung mit einem Gipsmodell als Ergänzung der statischen Berechnung durchgeführt, die sich durchaus bewährt hatte (s. SBZ Bd. 118, Nr. 17, S. 193*). Die Entwicklung der Messtechnik an Modellen gestattet heute, die Modelluntersuchung nicht nur als Kontrollmessung, sondern als massgebende Dimensionierungsmethode zu benutzen.

III. Statische Berechnung für die Dimensionierung des Modells

Es ist klar, dass für eine zuverlässige Festlegung der Hauptdimensionen des Modells eine erste statische Berechnung notwendig ist, es sei denn, dass einwandfreie Erfahrungswerte vorliegen. Eine zuverlässige Abschätzung der Modelldimensionen ist überaus wichtig, damit nach erfolgten Messungen nicht weitgehende Querschnittsänderungen notwendig sind, was die Modellmessung mehr oder weniger illusorisch machen könnte. Für die statische Berechnung des Modells wurde der unregelmässige Grundriss in ein flächengleiches Parallelogramm umgewandelt. Das ganze Tragwerk wurde dann in ein System von vier Ersatzrahmen und drei

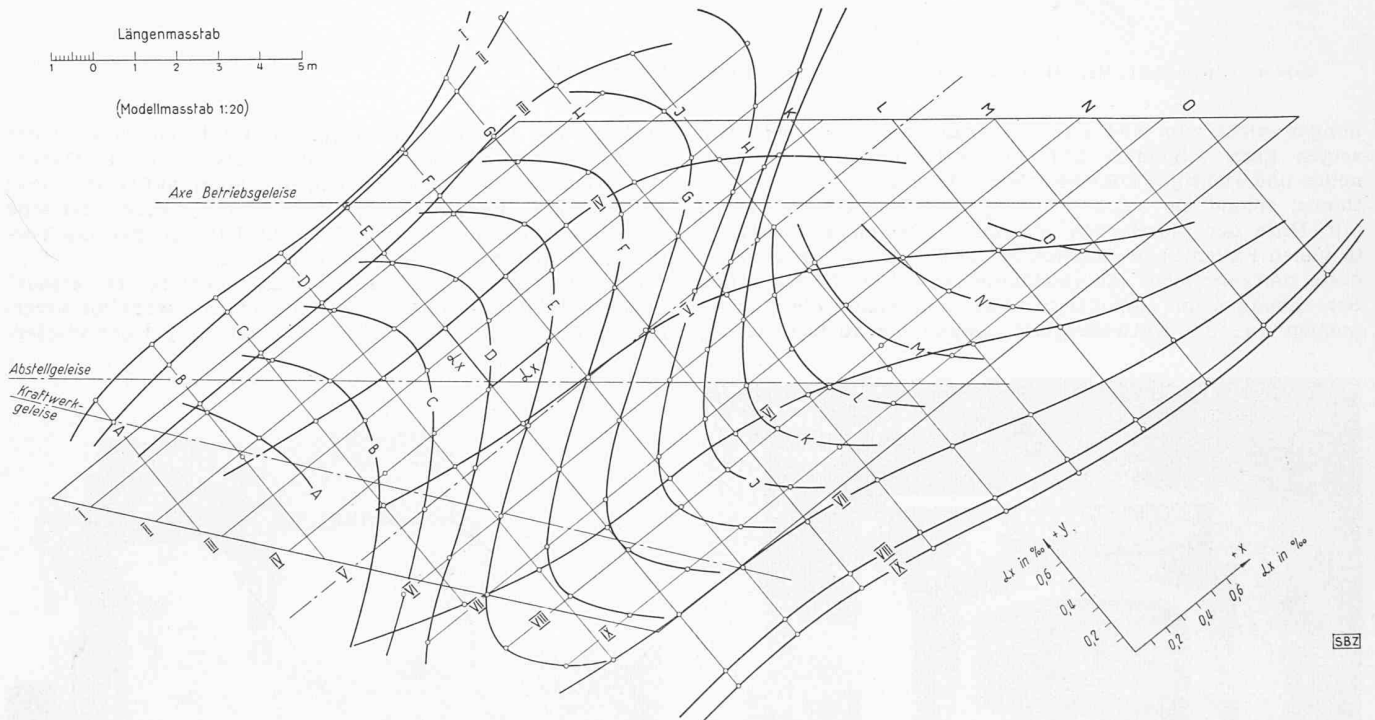


Bild 7. Gemessene Drehungen α_x der Spiegel, Verlauf über die Platte des Modells. Belastung: $\Sigma P = 200$ kg, gleichförmig verteilt

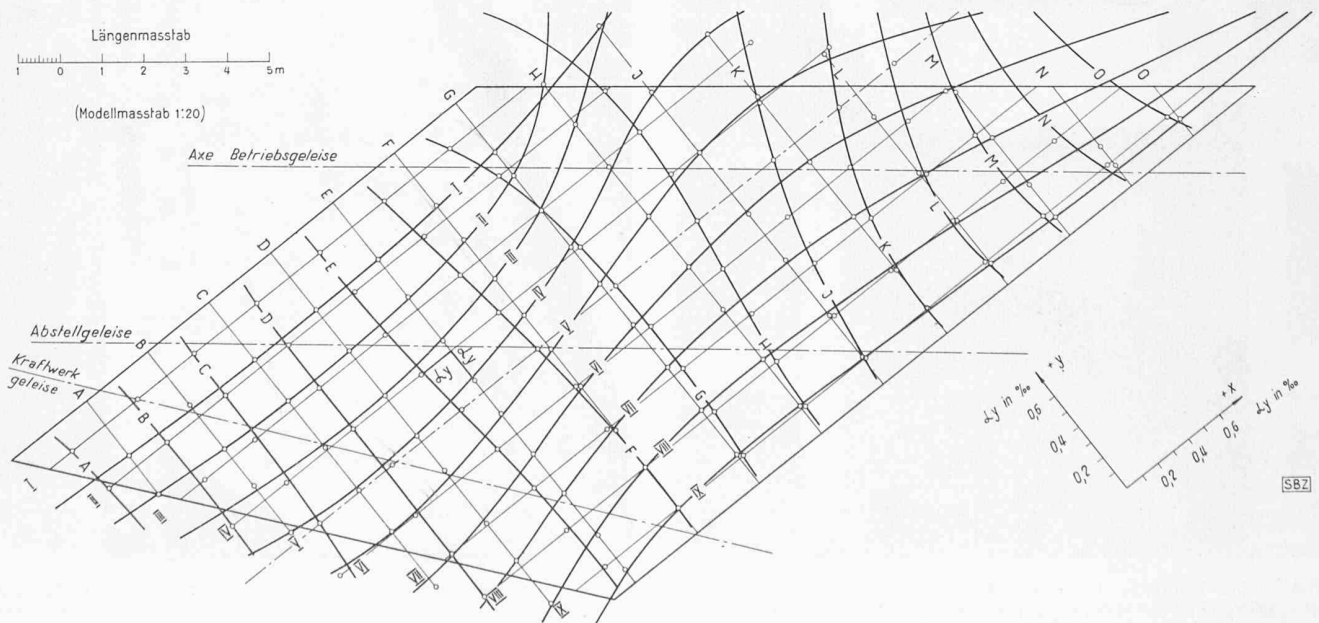


Bild 8. Gemessene Drehungen α_y der Spiegel, Verlauf über die Platte des Modells. Belastung: $\Sigma P = 200$ kg, gleichförmig verteilt

Querträgern abgeändert (Bild 2). Die zwei äusseren Rahmen sind parallel zum freien Rand, während die zwei mittleren Rahmen in der Richtung der Winkelhalbierenden zwischen Plattenrand und Auflagersenkrechten liegen. Das Modell wurde auf Grund einer Interpretation der Ergebnisse dieser statischen Untersuchung dimensioniert.

IV. Messungen am Gipsmodell

Das Modell im Masstab 1:20 (Bilder 3 u. 4) wurde durch Gipsermeister V. Dallo in Zürich-Witikon ausgeführt. Sämt-

liche Abmessungen entsprechen genau dem projektierten Bauwerk mit der Vereinfachung, dass die Randkonsolen und die Flügelmauern weggelassen wurden. Die Eigenschaften des Materials wurden an prismatischen Probestäben aus dem gleichen Guss geprüft, es ergab sich

Elastizitätsmodul $E = 52\,000$ bis $55\,500 \text{ kg/cm}^2$,
im Mittel $= 53\,000 \text{ kg/cm}^2$

Poissonsche Zahl $1/m = 0,3$

Biegefestigkeit $\beta_b = 19,8$ bis $22,3 \text{ kg/cm}^2$

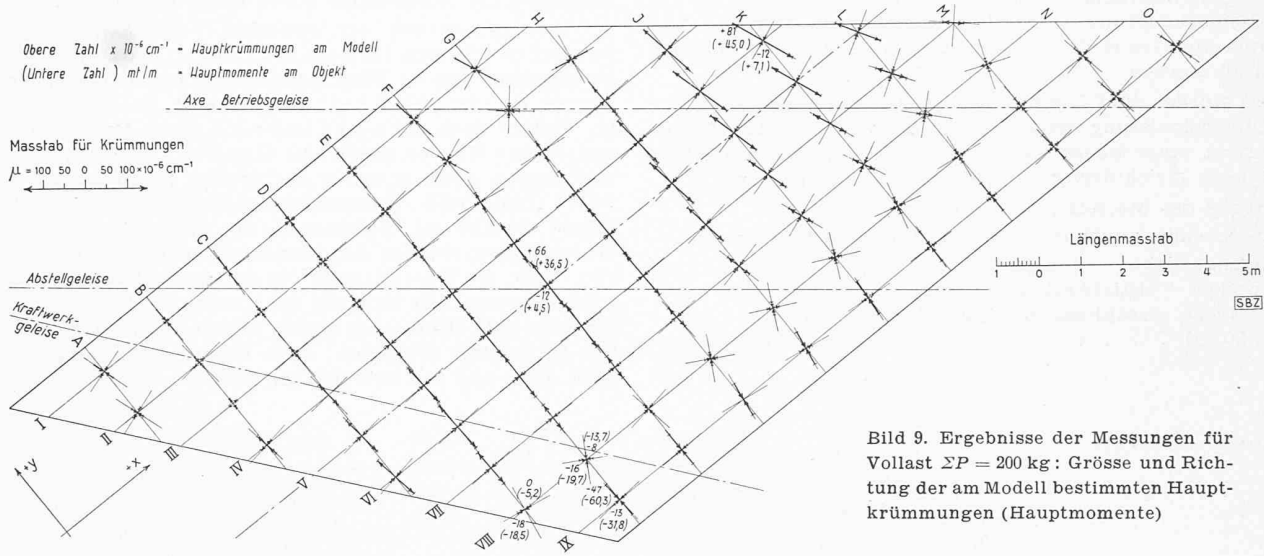


Bild 9. Ergebnisse der Messungen für Vollast $\Sigma P = 200 \text{ kg}$: Grösse und Richtung der am Modell bestimmten Hauptkrümmungen (Hauptmomente)

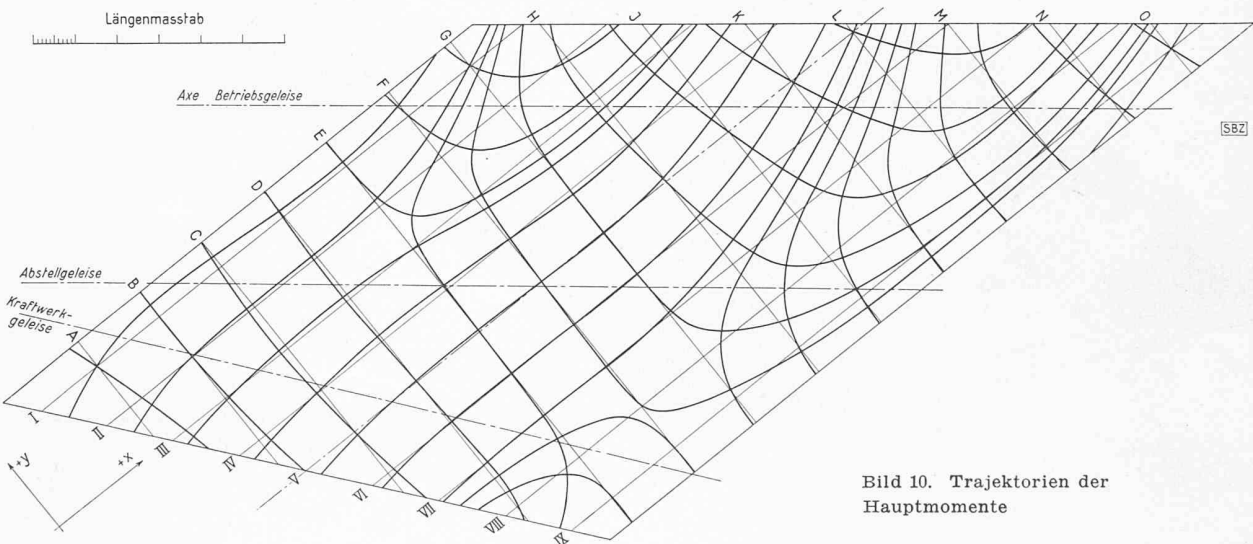


Bild 10. Trajektorien der Hauptmomente

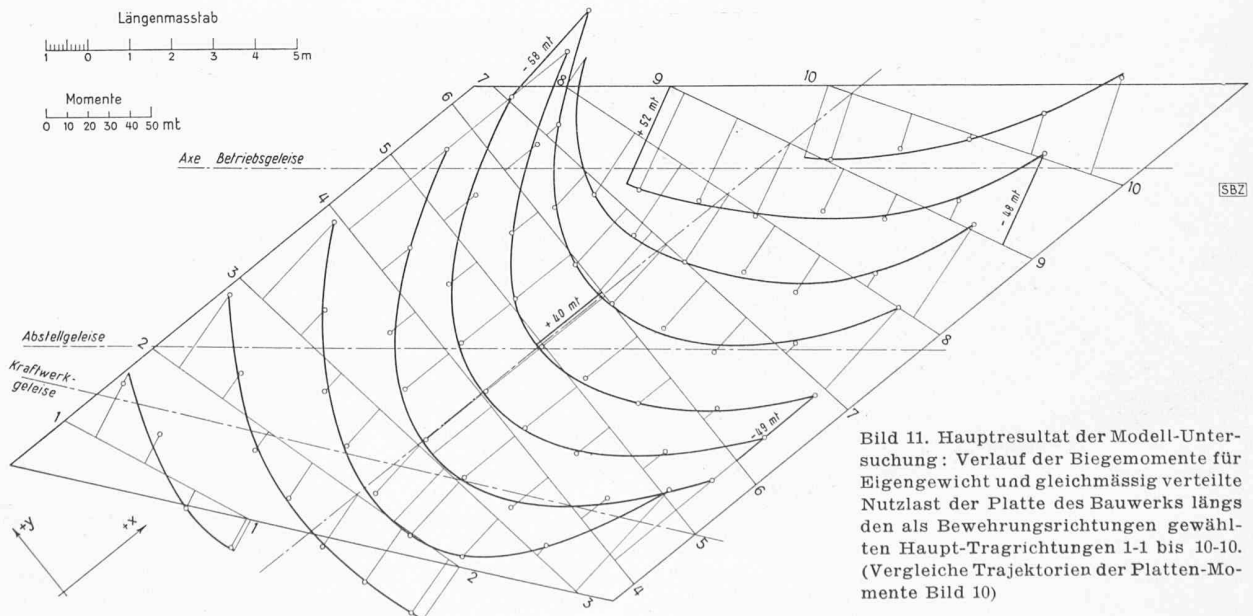


Bild 11. Hauptresultat der Modell-Untersuchung: Verlauf der Biegemomente für Eigengewicht und gleichmässig verteilte Nutzlast der Platte des Bauwerks längs den als Bewehrungsrichtungen gewählten Haupt-Tragrichtungen 1-1 bis 10-10. (Vergleiche Trajektorien der Platten-Momente Bild 10)

Die Streuungen der Festigkeitswerte sind von geringer, praktisch bedeutungsloser Grösse. Um einen ausreichenden Sicherheitsgrad gegen Bruch des spröden Materials einzuhalten, wurde die zulässige Spannung zu 8 kg/cm² gewählt und die Belastung des Modells dementsprechend begrenzt.

Die Beanspruchungen des Modells wurden nach der Methode der optischen Verdrehungsmessung bestimmt (Bilder 5 und 6). Die Mess-Spiegel wurden über die Oberfläche der Fahrbahnplatte und einer Stützwand regelmässig verteilt, um die Biegebeanspruchung dieser Bauteile zu erhalten; die für die Dimensionierung ebenfalls massgebenden Normalkräfte konnten auf Grund der Ergebnisse des Versuchs rechnerisch ermittelt werden.

Es wurden fünf Lastfälle am Modell untersucht. Der für die Dimensionierung nahezu allein massgebende Lastfall IV entspricht einer Belastung von $P = 200$ kg, über die Fahrbahnplatte gleichförmig verteilt (Hebel-Uebertragung).

Belastung des Modells $p = 4,61$ kg/dm²

Entsprechende, angenommene Belastung des Bauwerks:

Eigengewicht	$g = 2,4$ t/m ²
Nutzlast (Mittelwert für Belastung aller Gleise einschliesslich Stosszuschlag von 30 %)	$p = 3,5$ t/m ²
Gesamtlast $q = 5,9$ t/m ²	

Damit erhält man den folgenden Faktor zur Umrechnung der am Modell bestimmten Platten-Momente auf das Bauwerk:

$$M = \frac{M_{\text{Bauwerk}}}{M_{\text{Modell}}} = \frac{p_B}{p_M} \left(\frac{l_B}{l_M} \right)^2 = \frac{5,9}{0,461} (20)^2 = 5110$$

Drei weitere Lastpositionen betrafen die Belastung von je einem Gleis mit jeweils einer Lokomotive; die daher rührenden Beanspruchungen erwiesen sich als im allgemeinen geringer als diejenigen aus der verteilten Last $p = 3,5$ t/m².

Schliesslich wurde noch der Einfluss der horizontalen Belastung der Stützwände durch Erddruck untersucht.

Die Auswertung der optischen Verdrehungsmessungen sei nach den Bildern 7 u. 8 für den Lastfall «Pos. IV = Vollast» beschrieben. Die an allen Mess-Spiegeln gemessenen Verdrehungen α_x (um die x -Axe) und α_y (um die y -Axe) werden im Verlauf nach der x -Axe und nach der y -Axe aufgetragen und stetige Kurven durch alle Messwerte eingezeichnet. Die Auftragung dient zunächst der groben Kontrolle der Messwerte (fehlerhafte Einzelmessungen würden aus der Kurve fallen), sodann der Verbesserung der Genauigkeit, indem sich die zufälligen Fehler der Einzelmessungen weniger auswirken, wenn die Kurven, statt die einzelnen Messwerte, ausgewertet werden. Die Neigung der Kurven an beliebigen Punkten wird mit Hilfe eines eigens angefertigten Transporteurs mit tg-Teilung abgelesen; man erhält die Krümmung um zwei Axen und die Drillung der Platte:

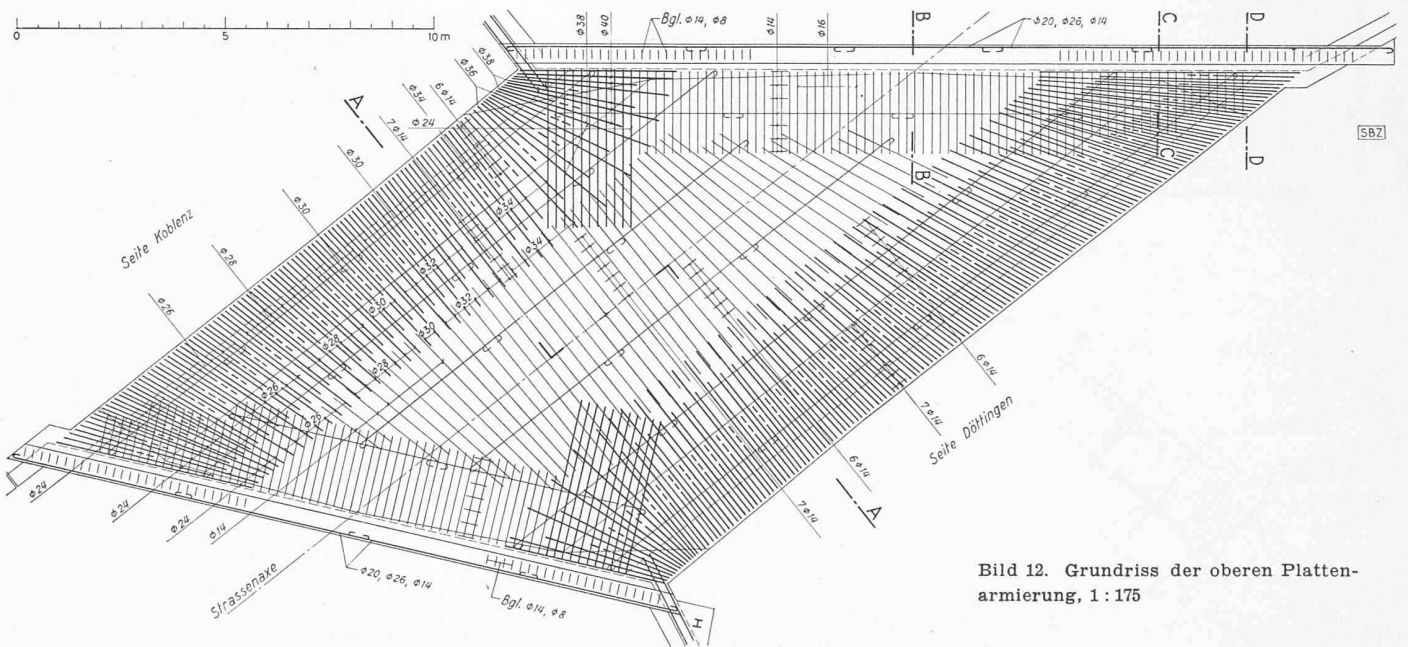


Bild 12. Grundriss der oberen Plattenarmierung, 1 : 175

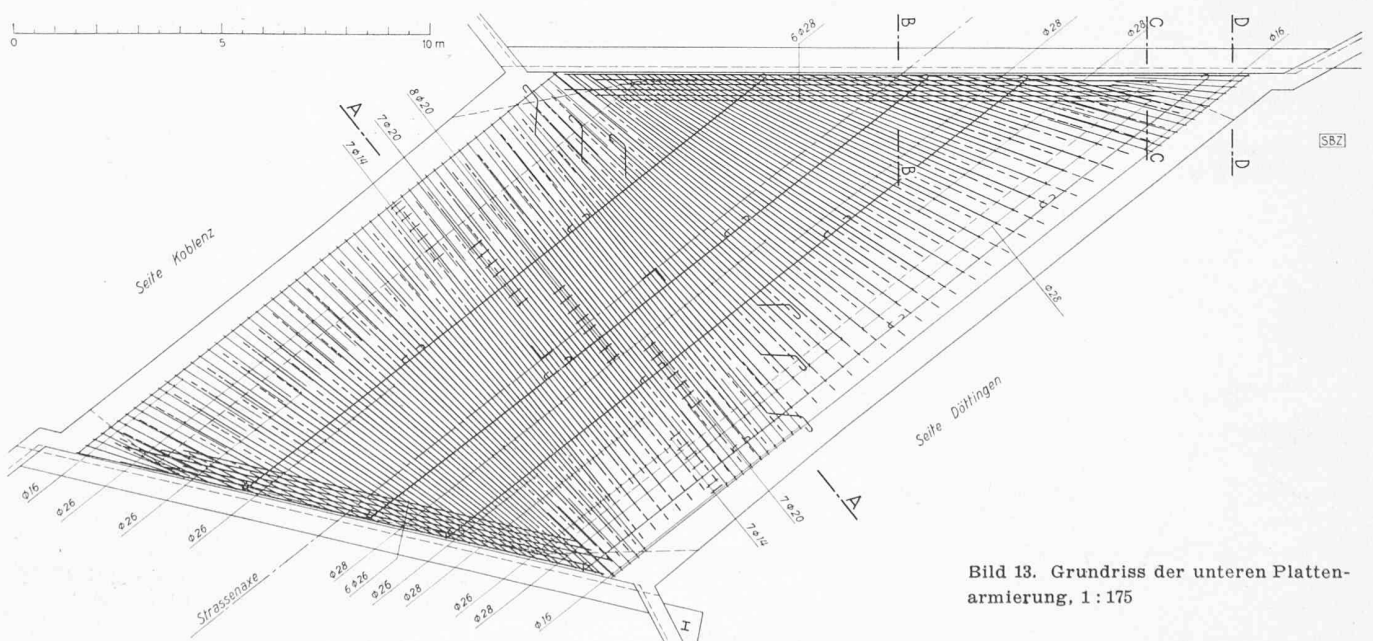


Bild 13. Grundriss der unteren Plattenarmierung, 1 : 175

Krümmungen: $\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = \frac{\partial \alpha_y}{\partial x}$
 $\frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = \frac{\partial \alpha_x}{\partial y}$

Drillung: $\frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} = \frac{\partial \alpha_z}{\partial x} = \frac{\partial \alpha_y}{\partial y}$

Dabei bedeutet z die Durchbiegung.

Die Empfindlichkeit der Messmethode genügt, um die Krümmungen auf etwa $\pm 2 \cdot 10^{-6} \text{ cm}^{-1}$ genau zu bestimmen.

Aus den abgeleiteten Krümmungswerten folgen Richtung und Grösse der Haupt-Biegemomente des Modells nach den bekannten Gleichungen der Platten-Theorie; die Umrechnung auf Belastung und Grösse des Bauwerkes gibt die in Bild 9 dargestellten Haupt-Biegemomente. Besondere Beachtung verdient das Trajektorienbild der Hauptmomente: die Haupt-Tragrichtung der Platte steht in deren Mitte senkrecht auf den Tragwänden und schwenkt gegen den Rand zu in eine Richtung ein, die derjenigen des freien Randes näher liegt. Die grössten Biegemomente der Fahrbahnplatte wurden am längeren Rand, unweit der stumpfwinkligen Ecke beobachtet. Der Verlauf des Auflagerdruckes über die Stützwände wurde aus den Momentenflächen der Platte abgeleitet; es ergab sich eine stark veränderliche Verteilung, mit Maxima bei den stumpfwinkligen Ecken der Platte. Die Quermomente der Platte und die Momente der Stützwände wurden für die verschiedenen Lastfälle auf gleiche Weise bestimmt wie im beschriebenen Arbeitsgang.

Es versteht sich von selbst, dass bei dieser ersten Anwendung einer neuen Bemessungsmethode die Ergebnisse kritisch geprüft wurden; am aufschlussreichsten waren die statischen Kontrollen der Grösse des Mittelwertes der Platten-Biegemomente und der Reaktionen der Stützwände, die durchaus befriedigten. Die Prüfung ergab, dass die aus den Messungen am Modell abgeleiteten Beanspruchungen des Bauwerkes mit Fehlern von 5 bis höchstens 10% behaftet sein können.

Um den Einfluss einer eventuellen Nachgiebigkeit des Baugrundes festzustellen (Drehung der Fundamentsohle) wurde nach Erledigung der normalen Messungen die Grundplatte des Modells herausgeschnitten,

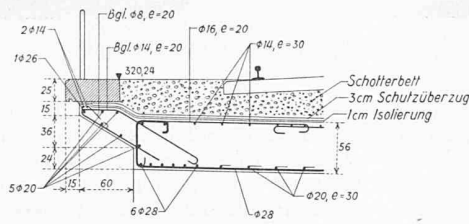
vorerst durch die Schnitte b-b (Zustand b) und nachher durch die Schnitte c-c (Zustand c) (s. Bild 4). Ein Teil der Messungen wurde für den Zustand b und dann für den Zustand c wiederholt. Die Auswirkungen gegenüber den ersten Messungen stellten sich als überraschend klein heraus, was wohl zum Teil auf die noch verhältnismässig grosse Reibung der Auflagerfläche zurückzuführen ist. Die grössten positiven Momente der Platte wurden durch die sehr nachgiebige Lagerung c um rd. 15% erhöht. Wie zu erwarten war, hat sich ferner der Nullpunkt der Momentenlinie der Wandstreifen stark gegen unten verschoben. Selbst eine sehr grosse Nachgiebigkeit des Fundaments, die ohnehin bei der Gründung auf Molassefels nicht zu erwarten ist, würde keine Gefahr für das Bauwerk bedeuten.

Die Messungen am Modell und die Auswertung der Messergebnisse wurden unter massgebender Mitarbeit von Dipl. Ing. E. Schmidt (jetzt Basel), der die angewandte Methode auch entwickelt hat, durchgeführt (siehe SBZ 1949, Nr. 39, S. 555*).

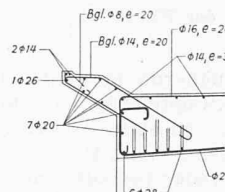
Die angewandte Methode für die Messungen hat sich durchaus bewährt. Allerdings ist der erforderliche Arbeitsaufwand wesentlich grösser als derjenige, den eine statische Berechnung eines Bauwerkes dieser Bedeutung normalerweise erfordern dürfte. Da indessen keine andere Möglichkeit besteht, sich Klarheit über die statische Wirkungsweise eines Bauwerkes dieser Art zu verschaffen, ist der Mehraufwand an Arbeit durchaus zu verantworten. Die Modelltechnik wird sich übrigens wohl in der Richtung einer Vereinfachung und Rationalisierung ihrer Methode zwangsläufig entwickeln.

Ein nachträglicher Vergleich zwischen der ersten statischen Berechnung für das Vorprojekt sowie für die Dimensionierung des Modells und den Modellmessungen ergibt folgende wesentlichen Abweichungen:

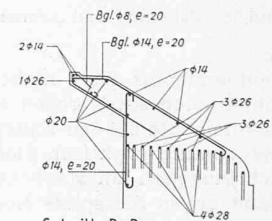
Die Verhältnisse am freien Rand werden bei der statischen Berechnung ungenügend erfasst. Das Maximum des



Schnitt B-B

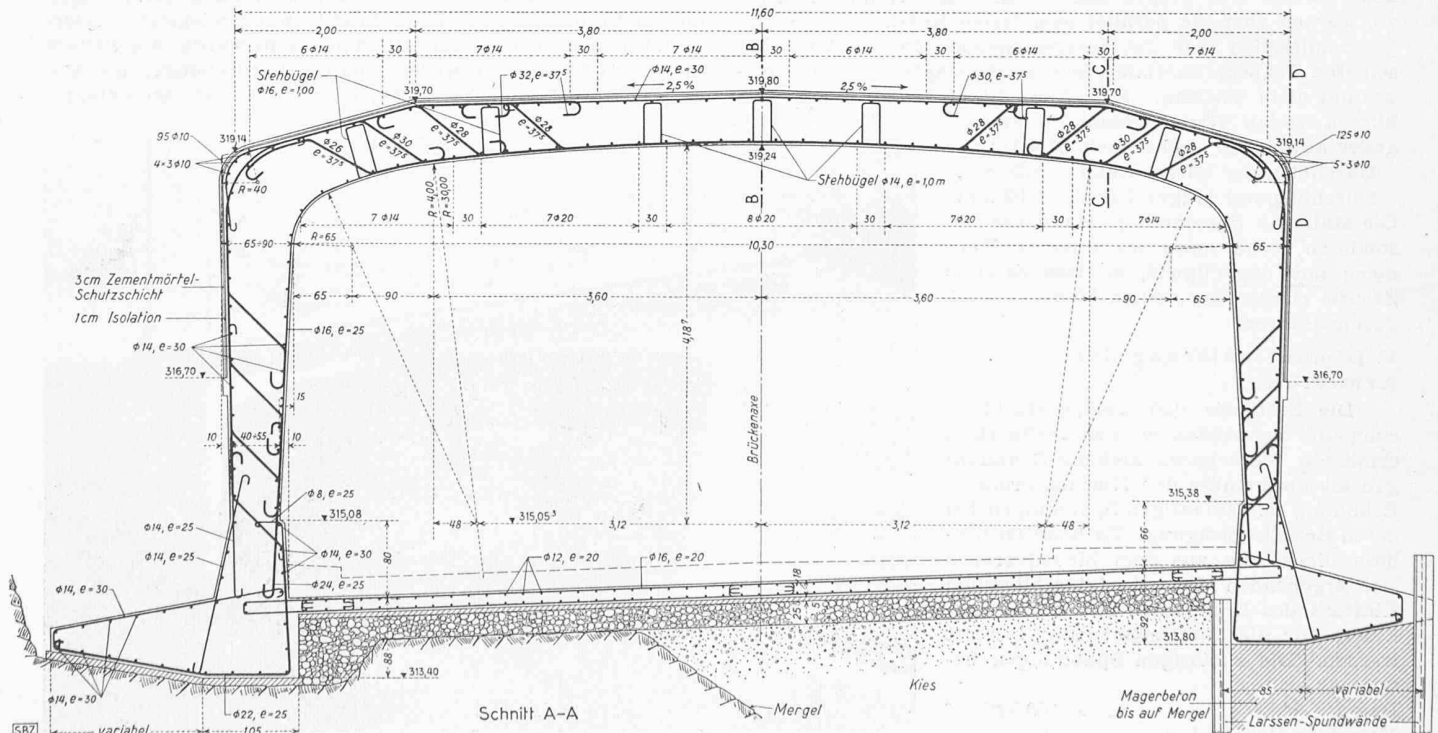


Schnitt C-C



Schnitt D-D

Bild 15. Einzelheiten zu Bild 14, Masstab 1:80



Schnitt A-A

Bild 14. Querschnitt des Bauwerkes, Masstab 1:80, mit Armierung

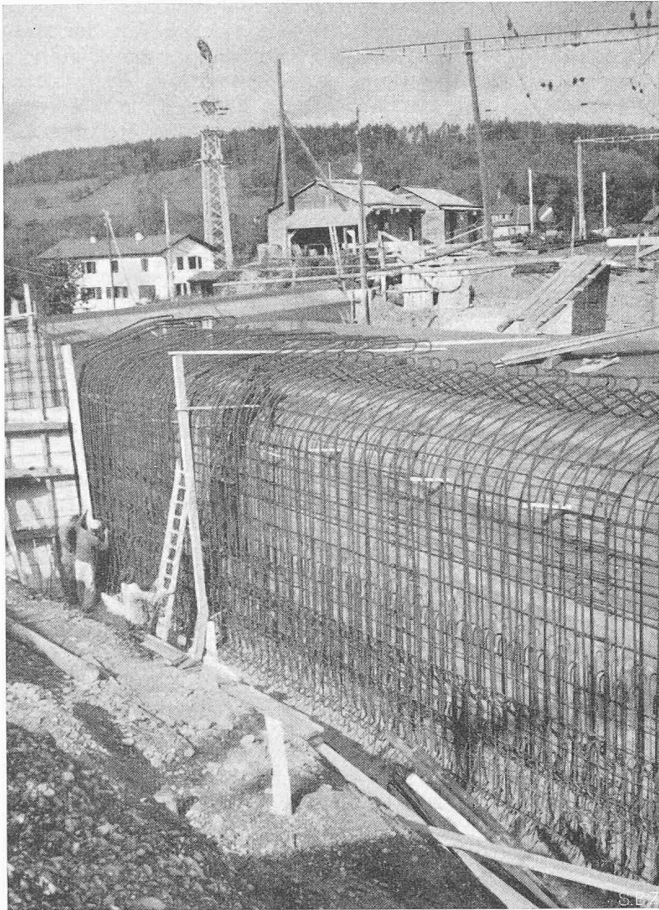


Bild 16. Schalung und Armierung der Wände

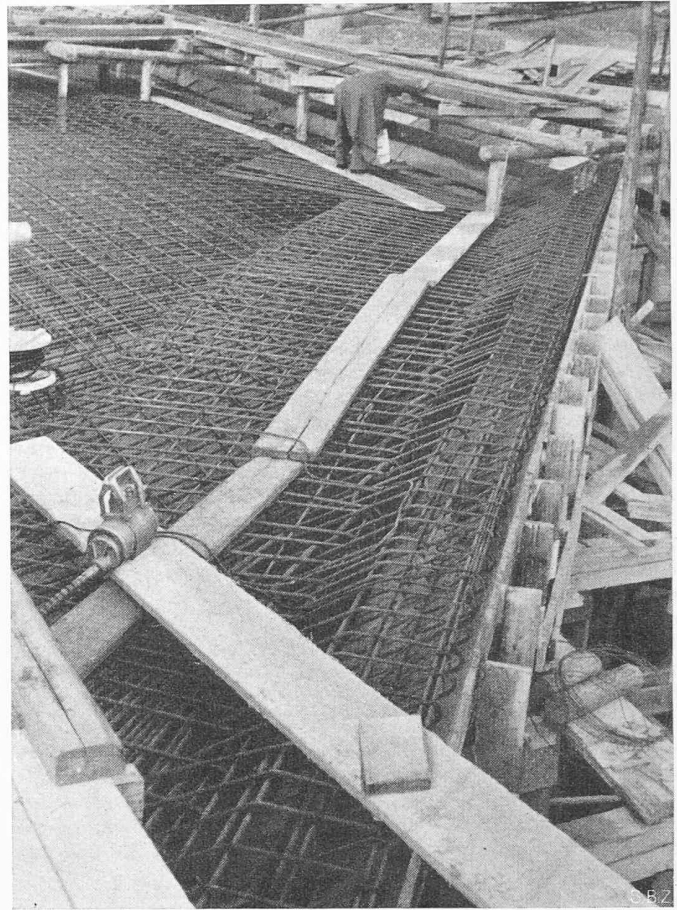


Bild 17. Armierung der Platte

Feldmomentes liegt nicht annähernd in Feldmitte, sondern schiebt sich stark gegen die stumpfe Ecke zu. Die negativen Eckmomente bei den stumpfen und spitzen Ecken sind in der Berechnung praktisch gleich gross, beim Modellversuch zeigt sich hingegen ein stark abfallender Verlauf längs der Stützwand gegen die spitze Ecke zu. Die Richtungen der Hauptmomente (s. Bild 10) stimmen nicht überein mit den Annahmen der Berechnung; sie sind im Mittelteil senkrecht zu den Stützwänden und drehen gegen den freien Rand zu etwas ab, werden aber nie parallel zum freien Rand.

Schliesslich war die vereinfachende Umwandlung des schiefen Trapezgrundrisses in ein flächengleiches Parallelogramm nicht zulässig, da doch die Momente am langen und kurzen freien Rand wesentlich voneinander abweichen (siehe auch Bild 11).

Durchbiegung kurzer Rand = 1,20 mm
Durchbiegung langer Rand = 2,92 mm
Die statische Berechnung erfasst die besonderen Verhältnisse des schiefen Rahmens nur ungenügend, so dass es ohne Zweifel richtig war, einen Modellversuch durchzuführen.

V. Dimensionierung der Armierung

Die Einflüsse von Temperaturänderung und Schwinden wurden rechnerisch ermittelt. Sie ergeben kleinere Spannungen als die gemäss den Normen erlaubte Erhöhung der zulässigen Spannungen bei deren Berücksichtigung. Es konnten deshalb direkt die aus dem Modellversuch sich ergebenden Momente (einschliesslich Einfluss des Erddruckes und der Bremskraft) für die Dimensionierung benützt werden. Die zulässigen Spannungen betragen:

Beton	$\sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2$
Normaler Baustahl	$\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2$
Hochwert. Chromstahl	$\sigma_e = 1700 \text{ kg/cm}^2$

Um die Eisenanhäufung besonders bei den stumpfen Ecken etwas zu vermindern, gelangte für die Hauptarmierung hochwertiger Chromstahl zur Verwendung. Die negative Eckarmierung wurde, je näher sie dem freien Rand liegt, desto näher in die Parallele zu diesem gelegt. Die Richtung der positiven Feldarmierung entspricht möglichst genau der Richtung der Hauptmomente (siehe Bilder 12 bis 15). Die bedeutenden Torsionsmomente der freien Ränder wurden dadurch gedeckt, dass die untere Hauptbewehrung hochgezogen und in Verbindung mit einer kräftigen, obenliegenden Querbewehrung senkrecht zum Rand gebracht wurde. Als weitere Sicherheit wurden ausserdem aus den Verdrehungen die Momente parallel zum freien Rand ermittelt und eine entspre-

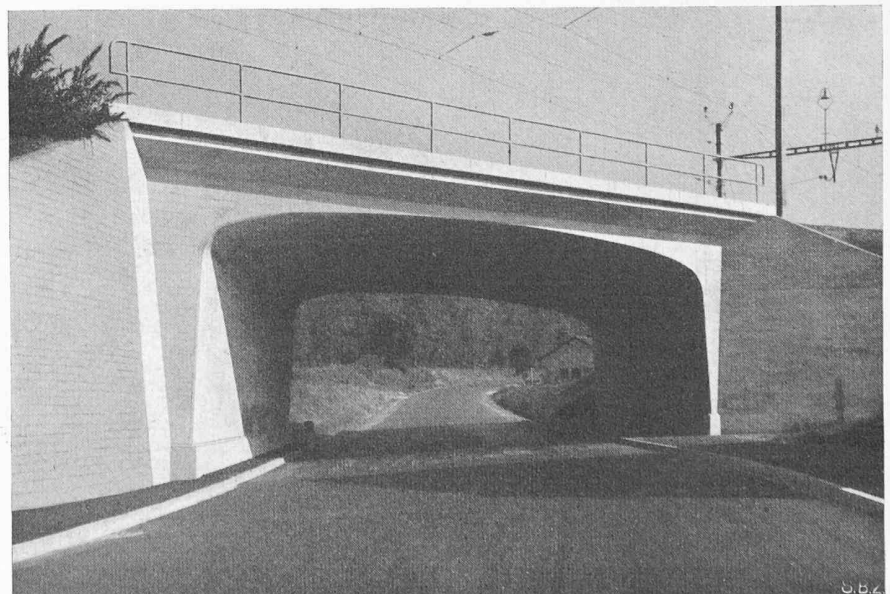


Bild 18. Das fertige Bauwerk

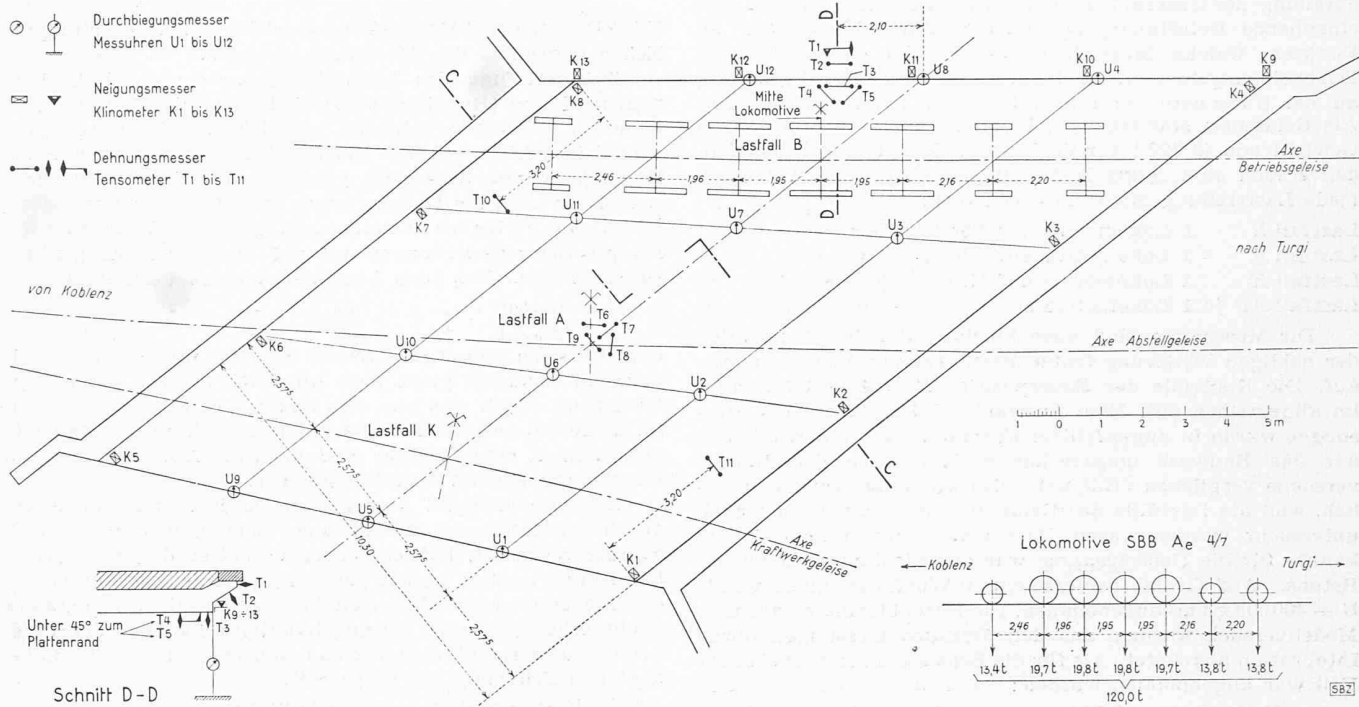


Bild 19. Belastungsprobe: Anordnung der Messinstrumente und der Lasten, Grundriss 1:175

chende Randbewehrung von rd. 80 cm Breite angeordnet. Die Querbewehrung im Mittelteil der Platte wurde ebenfalls auf Grund des Modellversuches bestimmt und parallel zu den Auflagern eingelegt; sie ergab sich zu maximal 20 % der Hauptbewehrung.

VI. Ausführung

Die Ausführung des Objektes in zwei Hälften kam wegen der Armierungsrichtungen nicht in Frage. Eine Hilfsbrücke an Ort und Stelle hätte eines Zwischenjoches bedurft und deshalb unerwünschte Aussparungen in der Platte verursacht. Man entschloss sich deshalb zum Bau einer Umfahrungslinie mit Hilfsbrücke neben der neuen Unterführung. Dieser Entschluss wurde erleichtert durch die Tatsache, dass der Bahndamm die hiezu notwendige Breite aufwies, und zudem konnten dann die Bauarbeiten vollständig ungehindert vor sich gehen.

Der Strassenverkehr wurde anfänglich mit Hilfe von Lichtsignalen einspurig aufrecht erhalten. Nachher wurde die Strasse für allen Verkehr gesperrt. Mit den Arbeiten für die Hilfsbrücke wurde am 24. Mai 1948 begonnen und die Unterführung am Morgen des 21. Dezember 1948, also nach einer Bauzeit von sieben Monaten, dem Betrieb übergeben. Die Fundation gestaltete sich nicht ganz einfach, indem auf der Aareseite der Molassefels erst in rd. 4 m Tiefe angetroffen

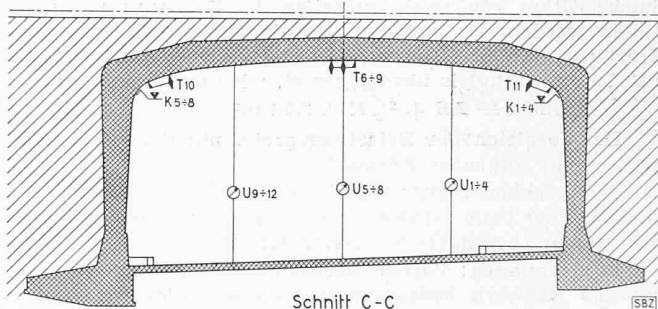


Bild 20. Querschnitt zu Bild 19

wurde. Da die Ueberlagerung zumeist aus lehmigem Schliesand bestand, mussten teilweise Stahl-Spundwände gerammt werden. Bis auf die Höhe des normalen Eisenbetonfundamentes wurde dann Magerbeton eingebracht (s. Bild 14). Als zusätzliche Sicherheit dafür, dass keine Widerlagerverschiebungen eintreten können, hat man unmittelbar unter dem Strassenbelag eine 18 cm starke, sogenannte Zugplatte zwischen den Fundamenten erstellt. Diese Platte ist derart armiert, dass sie den ganzen Horizontalschub aufnehmen kann. Die Schalung der Innenflächen des Objektes bestand aus Bindern in 1,30 m Abstand mit 20 cm breiten und 50 mm starken gehobelten Schalbrettern in Nut und Feder (Bilder 16 und 17). Bei den Wänden wurden Distanzschrauben System Kern verwendet. Ende Oktober wurde das ganze Objekt ab Oberkante Fundament, einschliesslich der Flügel bei den stumpfen Ecken, in einem Guss während zwei Tagen und zwei Nächten betoniert. Die hohen, stark armierten Wände hat man mit Rohren betoniert; der gesamte Beton ist mit Stangenvibratoren verdichtet worden. Zur Verwendung gelangte normaler Portlandzement in einer Dosierung von P 350. Das Kiessandmaterial wurde in gemischter Form aus der Kiesgrube Baumgartner in Full angeliefert, nachdem die Aussiebungen gute Resultate ergeben hatten. Die Würfeldruckfestigkeit des Betons betrug im Mittel nach 28 Tagen rd. 400 kg/cm².

VII. Belastungsproben

Nachdem die Brücke bereits 2 1/2 Monate im Betrieb war, hat die Brückenbau-

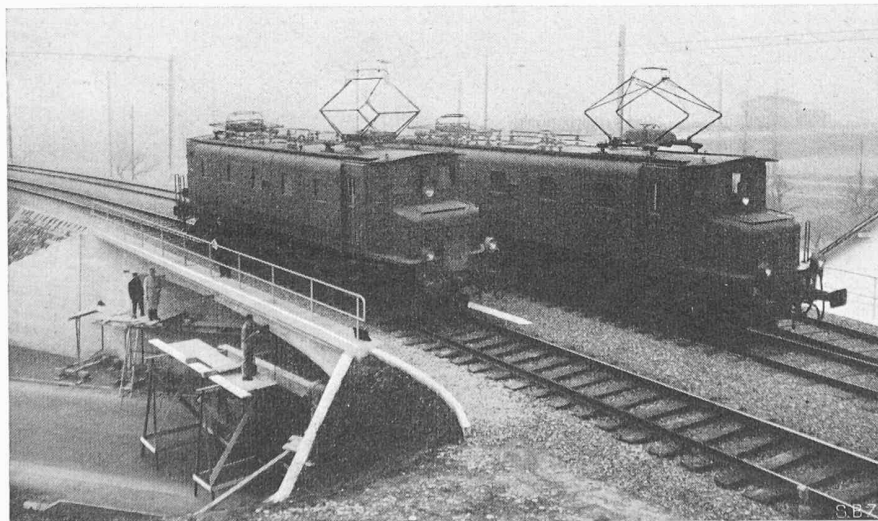


Bild 21. Belastungsprobe: 2 Lokomotiven Ae 4/7 auf Betriebs- und Abstellgeleis

abteilung der Generaldirektion der SBB am 7. März 1950 eine eingehende Belastungsprobe durchgeführt. Es wurden an Punkten, welche Messtellen des Modells entsprechen, 12 Durchbiegungsmesser, 13 Klinometer und 11 Tensometer an der Unterseite der Platte befestigt (Bilder 19 und 20). Als Belastung standen zwei Lokomotiven Ae 4/7 mit einem Gewicht von je 120 t zur Verfügung. Entsprechend dem Modellversuch sind folgende Messungen durchgeführt worden (jede Laststellung mehrmals befahren):

- Lastfall B 1 Lokomotive auf Betriebsgleis
- Lastfall A 1 Lokomotive auf Abstellgleis
- Lastfall K 1 Lokomotive auf Kraftwerkgleis
- Lastfall AB je 1 Lokomotive auf Betriebs- und Abstellgleis

Die Messungen sind ausnahmslos gut gelungen; infolge der nebligen Witterung traten keine Temperaturänderungen auf. Die Kontrolle der Superposition $B + A = AB$ stimmt im allgemeinen gut. Eine Auswahl der Ergebnisse der Messungen wurde in augenfälliger Form dargestellt und mit den auf das Bauwerk umgerechneten Resultaten der Modellversuche verglichen (Bild 22). Dies war ohne weiteres möglich, weil die Lastfälle der Belastungsprobe auch am Modell untersucht worden waren. Die einzige wesentliche Unbekannte für die Uebertragung war der Elastizitätsmodul des Betons. Auf Grund der erreichten Würfel Festigkeit wurde $E = 400\,000 \text{ g/cm}^2$ angenommen. Die Durchbiegungen aus dem Modellversuch wurden aus den Drehungsmessungen durch Integration abgeleitet. Als für die Bemessung massgebender Fall war angenommen worden:

«Vollast»: $p = 3,5 \text{ t/m}^2$

Eine in der Auswirkung ähnliche Belastung kann durch Superposition von zwei Lastfällen der Belastungsprobe erhalten werden. Da sich die von der Lokomotive auf dem Kraftwerkgleis eingenommene Fläche teilweise mit derjenigen auf dem Abstellgleis überschneidet, wird angenommen:

Vollast = $AB + \frac{2}{3} K = 2,0 \text{ t/m}^2$

Der Vergleich der Belastungsprobe mit dem Modellversuch ergibt folgendes Resultat:

- a) Durchbiegungen: Die Form der Biegeflächen ist *sehr ähnlich*, aber beim Bauwerk ist die absolute Grösse wesentlich kleiner (besonders am freien Rand).
- b) Drehungen: Verlauf ebenfalls sehr ähnlich, hingegen hat das Bauwerk bedeutend geringere Auflagerdrehungen. Das Verhältnis Bauwerk : Modell wird am kleinsten bei den Enden der Stützwände. Die Drillung des freien Randes ist ebenfalls in Wirklichkeit viel kleiner als beim Modellversuch.
- c) Spannungen: Die Feldmomente sind wesentlich kleiner, besonders in der Randnähe. Die Richtungen der Hauptspannungen sind in Plattenmitte nur leicht und am freien Rand etwas stärker abgedreht näher der Richtung des freien Randes (geringere Drillung, bezogen auf die Richtung des freien Randes).

Als Ursachen der Unterschiede von Modellversuch und Verhalten des Bauwerks sind anzunehmen:

- 1. Höhere Steifigkeit der Wände infolge angehängter Flügelmauern und Verstärkung der Wände bei den stumpfen Ecken gegenüber den Modellabmessungen.
- 2. Versteifung des freien Plattenrandes durch hochgezogenen Beton (Randkonsole), wobei selbst die Abdeckplatten über der Isolierung teilweise mitwirken. Die angehängten Flügel in Verbindung mit der Randkonsole wirken wie ein Randträger mit bedeutend grösserer Steifigkeit. Dadurch reduzieren sich die Durchbiegung und Drillung und es ergeben sich geringere Feldmomente. Auch die Abdringung der Hauptspannungsrichtungen ist auf diesen Randträger zurückzuführen. Bei allen Lastfällen ist das Verhältnis

$$\frac{f_{\text{Modell}}}{f_{\text{Bauwerk}}}$$

ein Minimum längs des freien Randes, was eindeutig die grössere Randsteifigkeit zum Ausdruck bringt. Die gleiche Folgerung ergibt sich aus dem Lastfall A, wo die Platte nur im Mittelteil belastet ist. Hier ist der Einfluss des Randträgers kleiner, entsprechend sind auch die Abweichungen der Durchbiegungen im Mittelteil kleiner.

Zusammenfassend darf gesagt werden, dass die durchgeführten Messungen anlässlich der Belastungsprobe ein vollständig normales, befriedigendes Verhalten des Eisenbetonbauwerkes gezeigt haben. Die Dimensionierung auf Grund des Modellversuches hat sich bestens bewährt. Infolge der Nichtberücksichtigung der angehängten Flügel und der Randverstärkung ergibt sich für das Bauwerk eine nicht unbedeutende Erhöhung der Sicherheit.

VIII. Kosten der Unterführung

Die Baukosten wurden ganz bedeutend erhöht durch die Umfahrungslinie und die Fundationsschwierigkeiten, wie nachstehende Zusammenstellung zeigt:

- 1. Normalkosten (ohne Umfahrungslinie, Gleisarbeiten, Felsabbau und Fundierungsschwierigkeiten) 162 816 Fr. oder 800 Fr./m²
 - 2. Kosten für Umfahrungslinie und Gleisarbeiten 62 277 Fr. oder 306 Fr./m²
 - 3. Kosten für erschwerte Fundation und Felsabbau 82 709.30 Fr. oder 406 Fr./m²
- Gesamtkosten 307 802.30 Fr. oder 1512 Fr./m²

Hierbei ist der m²-Preis bezogen auf die überbaute Nutzfläche, d. h. Brückenbreite mal Lichtweite. Das Ingenieurhonorar und die Kosten der Bauleitung sind in den obigen Beträgen ebenfalls inbegriffen.

Vergleichshalber sind nachstehend noch der Beton- und Stahlverbrauch aufgeführt, einerseits für das ausgeführte Objekt und andererseits für ein früheres Projekt der SBB mit Stampfbetonwiderlagern und ausbetonierter Stahlträgerbrücke (ohne Berücksichtigung des Magerbetons bis auf den tiefer liegenden Fels, der für beide Ausführungsarten ungefähr gleich bleibt):

	Stahl	Beton
Eisenbetonrahmen	52 t	393 m ³
Stahlträgerbrücke	109 t	800 m ³

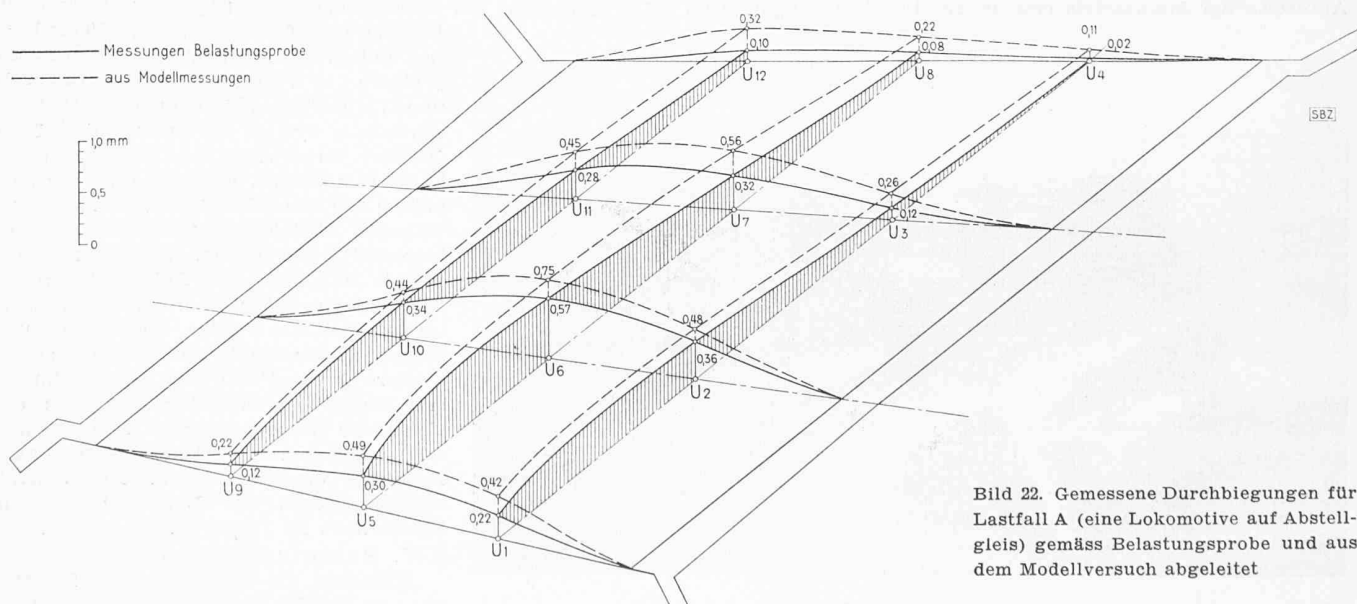


Bild 22. Gemessene Durchbiegungen für Lastfall A (eine Lokomotive auf Abstellgleis) gemäss Belastungsprobe und aus dem Modellversuch abgeleitet

Die örtliche Bauleitung besorgte das Brückenbauwesen der SBB in Zürich. Die Bauarbeiten wurden durch die Firma J. Biland & Cie. in Baden ausgeführt.

Literaturverzeichnis

- Angelius*: Ueber die elastische Deformation parallelogrammförmiger Platten; «Bauingenieur» 1939.
R. Seiler: Ueber die Berechnung schiefer Eisenbetonbalkenbrücken; W. Ernst & Sohn, 1939.
Craemer: Die Beanspruchung schiefwinkliger Balken- und Rahmenbrücken unter senkrechten Lasten; «Bauingenieur» 1939.
Craemer: Die Beanspruchung von durch Scheiben verbundenen Rahmengruppen unter waagrecht Riegelasten; «Bauingenieur» 1938.
H. Vogt: Beitrag zur Berechnung schiefwinkliger Platten; Dissertation Hannover 1939.
H. Vogt: Die Berechnung schiefwinkliger Platten und plattenartiger Brückensysteme; «Beton und Eisen» 1940.
Walter Klug: Berechnung schiefer Bogen und Gewölbe; «Beton und Eisen» 1940.
H. Favre: Contribution à l'étude des plaques obliques; «Schweiz. Bauzeitung» 1942.
F. L. Ehasz: Structural Skew Plates; «Paper American Society of Civil Engineers» 1945.

Deutsche Städte im Wiederaufbau DK 711.4(43)

Von Stadtbaumeister MAX TÜRLE, Luzern (Forts. von S. 684)

Die «Gesamtdutsche Städtebaugang», die vom «Deutschen Verband für Wohnungswesen, Städtebau und Raumplanung» einberufen und mit Unterstützung des Magistrats von Grossberlin durchgeführt wurde, war von gegen 700 Fachleuten aus Berlin, West- und Ostdeutschland und dem Ausland besucht. Hier wurden die Wohn- und Bausorgen des deutschen Volkes eindrücklich dargelegt, gleichzeitig aber auch von in- und ausländischen Referenten Wege zu einem bessern und zweckmässigeren Wiederaufbau gewiesen⁹⁾. Das heisse Verlangen der Berliner Bevölkerung nach einer Wiederbelebung der stark darniederliegenden Wirtschaft und der lebhaft Wunsch nach einem baldigen Anschluss an ein geeintes Deutschland, als dessen Mittelpunkt Berlin sich heute noch fühlt, fand in den Eröffnungsworten von Oberbürgermeister Prof. Reuter zu dieser Tagung beredten Ausdruck.

Der politische und wirtschaftliche Riss geht mitten durch die Stadt. Der Sitz der Verwaltung, die Hauptgeschäftsviertel und die einstigen kulturellen Zentren (Unter den Linden, Friedrichstrasse, Wilhelmstrasse und Leipzigerstrasse) liegen im Ostsektor. Sie sind, wie auch der «Alte Westen», sehr stark zerstört. Dagegen blieben die Randgebiete im Süden und Südwesten ziemlich unberührt, so machen z. B. die Siedlungen der GAGFAH inmitten luftiger Kiefernwälder noch heute einen vorzüglichen Eindruck. Auch die zahlreichen Schrebergärten in den verschiedensten Stadtgegenden werden sehr gut unterhalten. Ihre Gartenlauben sind vielfach zu Notwohnungen ausgebaut worden.

Wie ungeheuer die Zerstörungen und ihre Begleiterscheinungen sind, zeigte mit erschreckender Eindringlichkeit eine im Anschluss an die erwähnte Tagung von der Stadtverwaltung veranstaltete *Rundfahrt* durch die Westsektoren und die von dieser Seite bekanntgegebenen Zahlen¹⁰⁾. Rund 1/2 Mio Wohnungen, ein Drittel des Bestandes von 1939, wurde vernichtet. Der Schaden an nachträglich durch Witterungseinflüsse zerstörten Gebäuden wird auf 500 Mio DM geschätzt. Die Demontagen von Industrieanlagen erreichten fast 80 %, die Produktionsstätten für Bauindustrie um Berlin wurden restlos aufgelöst. Von 2,5 Mio derzeitigen Einwohnern sind 330 000 arbeitslos, darunter befinden sich etwa 70 000 Angehörige der Stadtverwaltung.

Vor dem Kriege standen in 600 Schulhäusern über 13 000 Klassenräume zur Verfügung, heute in 400 Gebäuden noch 4600. Die Schülerzahl je Klasse ist i. M. von 26 auf 60 gestiegen, ja sogar auf 80 bis 110, so dass teilweise Zwei- und Dreischichtenbetrieb nötig wurde. Während 1936 rd. 43 000 Krankenbetten vorhanden waren, sind es heute noch deren 9000. Unter den Schulkindern dürften heute 55 % tuberkulosegefährdet oder gar -krank sein. Die Zahl der Studenten der Technischen Lehranstalten hat um 25 % zugenommen, während der verfügbare Raum auf die Hälfte zurückgegangen ist. Von den öffentlichen Theatern und Opernhäusern hat keines den Krieg überlebt. Aemter und öffentliche Betriebe

sind grösstenteils in Privathäusern untergebracht, was an Mieten eine Summe von 3 Mio DM ausmacht.

Die bisherigen Anstrengungen und die erreichten Leistungen verdienen hohe Anerkennung. Dank einer produktiven Erwerbslosenfürsorge gelang es, unter starker Beteiligung der Berliner Frauen, die riesigen *Schuttberge* weitgehend abzutragen und sukzessive in Grünanlagen umzuwandeln. In Westberlin wurden allein 450 ha öffentliche Grünflächen (darunter 200 Kinderspielplätze) wiederhergestellt. Ihre Wiederinstandstellung ist eine hygienische und psychologische Notwendigkeit, da die alten Ausflugsziele grösstenteils verschlossen sind.

Von den 400 000 Bäumen, auf die das «steinerne Berlin» mit Recht stolz war, fielen 160 000 den Einwirkungen des Krieges oder den Winternöten zum Opfer. Nun wird eine planvolle *Neubegrünung* betrieben. Der heute vollkommen kahle Tiergarten soll ebenfalls wiederaufgeforstet werden. Als schönes Zeichen der Verbundenheit westdeutscher Städte hat Bremen allein 30 000 Baumpflanzen kostenlos zur Verfügung gestellt.

Alle Massnahmen für den Wiederaufbau Berlins — eine beinahe übermenschliche Aufgabe — hängen davon ab, ob es früher oder später wieder Hauptstadt eines geeinten Deutschland wird. Der unerbittliche Kampf, der während elf Monaten um diese Schicksalsstadt geführt wurde, hat bewiesen, welche Bedeutung Ost und West ihrem Besitz beimessen.

Welche Grösse soll Berlin inskünftig haben? Vorsichtige Schätzungen kommen auf 3 bis 3,5 Millionen, das Mittel zwischen einst und heute. Diese Zahl ermöglicht einerseits eine wirtschaftliche Ausnützung des vorhandenen Organismus mit seinen vielfältigen Einrichtungen, andererseits entsteht so die nötige Auflockerung und Weiträumigkeit. Für den *Neuaufbau* — ein Wiederaufbau verbietet sich hier sogar wie in Stuttgart oder in der Frankfurter Altstadt — werden Jahrzehnte nötig sein. Er erfolgt notgedrungen innerhalb der zerstörten Räume, denn von den unterirdischen Anlagen sind noch 95 %, von den oberirdischen 60 bis 70 % vorhanden. Zudem ist eine Verlegung aus dem frühern Verkehrsgefüge heraus kaum denkbar.

Die Richtlinien dafür sind enthalten in dem von Stadtrat Karl Bonatz — dem Bruder des ehemaligen Stuttgarter Hochschullehrers Paul Bonatz — aufgestellten Plan Berlin 1948¹¹⁾. Dieser fusst auf folgenden Ueberlegungen (Bild 14):

Zunächst gilt es, den etwa der Stadt des 18. Jahrhunderts entsprechenden Kern deutlicher aus dem unübersehbaren Häusermeer herauszuschälen. Dieses Geviert von 2 bis 3 km Seitenlänge ist von einer innersten Ringstrasse umschlossen, die sich frei an vorhandene Strassenzüge anlehnt. Auf sie münden von aussen wie auf einen natürlichen alten Wall die von allen Richtungen zusammenlaufenden grossen Ueberlandstrassen. Dieser engere Bezirk wird durch die geplante Ringstrasse vom Schnellverkehr entlastet. Er ist wie geschaffen, das neue geistige und wirtschaftliche Zentrum (Verwaltung, Kultbauten, Geschäftsleben) aufzunehmen. So können Unter den Linden, Friedrichstrasse und Leipziger Strasse durch neue Parallelstrassen entlastet und vorwiegend zu Verkaufsstrassen werden. Zusammen mit dem «Ring» sind sie die repräsentativen Strassenzüge der Stadt. Die Ausbildung der Schnittpunkte führt zu grosszügigen, räumlich schönen Platzlösungen.

Die bisher zu stark überbauten innern Stadtviertel sollen eine Auflockerung und *Entkernung* erfahren. Rund 800 000 Menschen wären allmählich nach aussen umzusiedeln. Durch Schaffung neuer oder Ausbau vorhandener Zentren würde das Stadtgefüge an geeigneten Stellen gewisse Schwerpunkte erhalten. Bei der Zerlegung dieser Riesenstadt fällt den Grünflächen eine wichtige Rolle zu. Durch Einbeziehung der Landschaft soll das steinerne Meer aufgespalten und gegliedert werden. In den stark zerstörten Stadtgegenden bietet sich auch für Berlin eine Fülle neuer Möglichkeiten. Eine grosse Bedeutung kommt schon der Begrünung der Ufer der Spree und der zahlreichen Kanäle zu.

Auch die *Eisenbahnverhältnisse* rufen einer Neuordnung. Nach sorgfältigen Studien wurde wegen der enormen technischen, wirtschaftlichen und städtebaulichen Schwierigkeiten auf eine direkte Nord-Süd-Verbindung verzichtet, dagegen ein

⁹⁾ Siehe «Plan» 1950, Heft 4.

¹⁰⁾ *Walter Niklitz*, Stadtrat für Bau- und Wohnungswesen: «Die Bausorgen Berlins». Referat am Deutschen Städtetag 1950.

¹¹⁾ Vgl. *Karl Bonatz*: Der Plan Berlin 1948 in «Die neue Stadt» 1949, Heft 3.