

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 103/104 (1934)
Heft: 24

Artikel: Konstruktives zum Kaufhaus "Rheinbrücke" in Basel
Autor: Albrecht, A.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-83230>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 14.01.2026

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

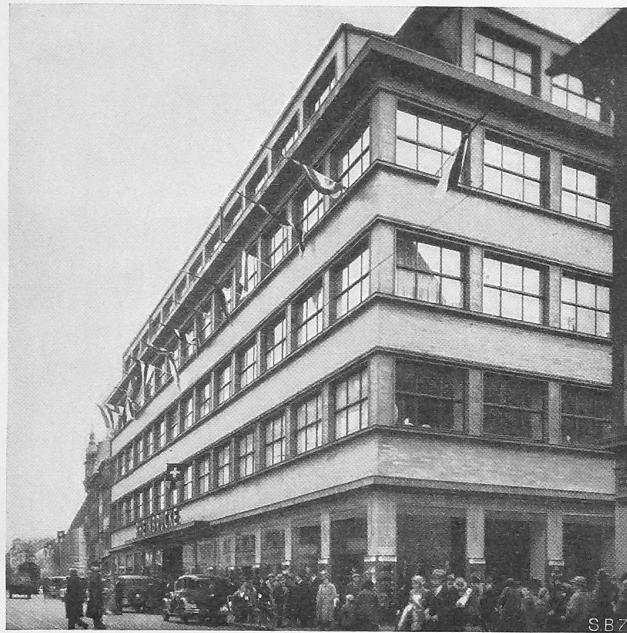


Abb. 5. Ansicht von der Rheinbrücke her, rechts die Utengasse.

Es ist selbstverständlich, dass für die Installationen nur eine erstklassige Ausführung in Frage kam. So hat das Haus eine umfangreiche Lichtanlage mit separater Not-Beleuchtung, Feuerlösch- und Feuermeldeanlage, Telephon-Ruf- und -Suchanlage und eigene Transformatorenstation, Warmwasserniederdruck-Zentralheizung mit Umwälzpumpen und Oelfeuerung, Ventilationsanlage usw.

Die Innenausstattung ist in einfachen Formen gehalten unter Verwendung von nur besten Materialien und sorgfältigster Ausführung: es erhielten der grosse Lichthof eine Verkleidung in belgischem Marmor, das Haupttreppenhaus eine Täfelung aus poliertem Nussbaumholz, während die Schreinerarbeiten des Restaurants in afrikanischem Rosenholz und das gesamte Mobiliar in poliertem Mahagoniholz ausgeführt wurden.

Das Ingenieurbureau Leuprecht & Ebbell in Basel besorgte die Ausarbeitung des konstruktiven Teiles der verschiedenen Vorprojekte und das Ausführungsprojekt mit den vielseitigen statischen Berechnungen; in seinen Händen lag ferner die Bearbeitung der Ausführungspläne und die Kontrolle.

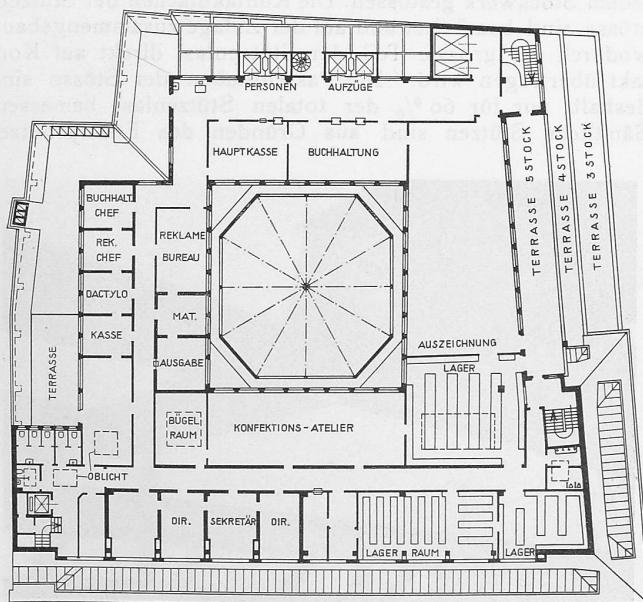


Abb. 3. 5. Geschoss (Dachgeschoss). — Masstab 1 : 600.

KONSTRUKTIVES.

Von Ing. A. ALBRECHT,
i. Fa. Buss A.-G., Basel.

Die statische Berechnung der Tragkonstruktion des Gebäudes entspricht den Basler Baupolizeivorschriften vom 18. Mai 1928. Die Eisenkonstruktion besteht aus Flusseisen (St. 37), für das diese Vorschriften eine maximale Beanspruchung von 1200 kg/cm^2 auf Zug, Druck und Biegung zulassen. Die Eigengewichte der Decken betragen 400 kg/m^2 , ohne Unterzüge gerechnet. Die Nutzlasten sind mit 500 kg/m^2 für den Erdgeschoßboden und mit 350 kg/m^2 für die Obergeschosse angenommen. Der für später vorgesehene Dachaufbau ist mit einer Nutzlast von 150 kg/m^2 berücksichtigt. Alle Tragglieder sind für die volle Nutzlast, d. h. ohne Abminderung gerechnet.

Wie bereits im architektonischen Teil erwähnt, zeichnet sich der Grundriss aus durch grosse Stützenabstände: 8,50 m parallel zur Hauptfassade und 9,00 m senkrecht dazu. Die stützenfreie Fläche beträgt somit $76,5 \text{ m}^2$, d. h. mehr als doppelt so viel, als bisher für Bauten ähnlicher Zweckbestimmung ausgeführt wurde. Trotz diesen grossen Stützenabständen wurden vom Architekten kleinstmögliche Abmessungen der Deckenstärken, Unterzugshöhen und

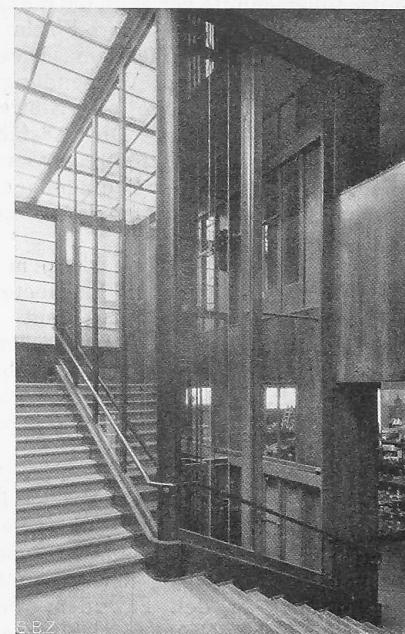


Abb. 7. Haupttreppe mit Aufzügen.

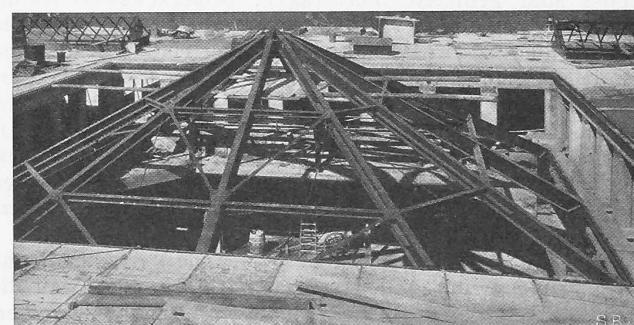


Abb. 9. Tragkonstruktion der „Kuppel“-Verglasung.

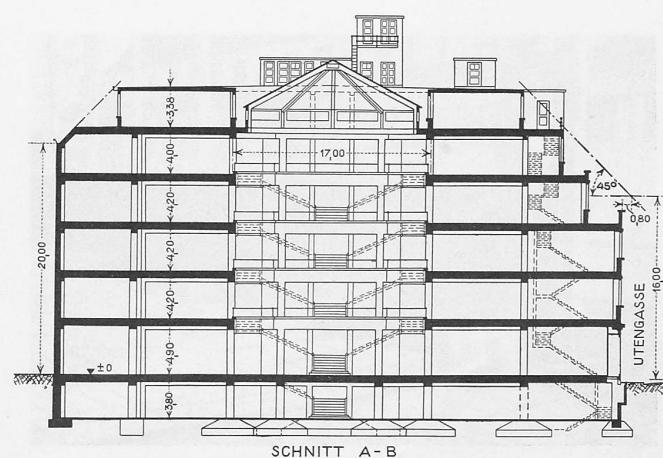


Abb. 4. Schnitt parallel zur Greifengasse. — Masstab 1 : 600.

Stützenquerschnitte verlangt, um die Uebersicht, Belichtung und nutzbare Fläche möglichst wenig zu beeinträchtigen. Diese Bedingungen führten zur Verwendung von Stahl für die Unterzüge und Stützen im Innern des Gebäudes. Die Ausführung eines Stahlskelettes erfüllte außer den erwähnten konstruktiven Bedingungen auch die Forderung einer möglichst kurzen Bauzeit.

Die Decken sind 8,50 bis 9 m weit gespannt und wurden in Eisenbeton im Rohrzellensystem ausgeführt mit einer Betonstärke von 47 cm. Die Decken der einzelnen Felder sind kontinuierlich miteinander verbunden, indem die Zugarmierung über die Unterzüge hinüber geführt worden ist.

Für die Unterzüge wurde vom Architekten gefordert, dass sie in der Decke verschwinden, damit eine ebene Deckenuntersicht entstehe. Eine Ausnahme machen die Unterzüge um den Lichthof und jene parallel zu den Fassaden, die aus architektonischen Gründen sichtbar ausgeführt wurden. Die Unterzüge um den achteckigen Lichthof sind kontinuierlich durch die Lichthofstützen hindurchgeführt (Abb. 17). Die Verlängerungen der parallel zur Hauptfassade liegenden Unterzüge des Lichthofes erreichen eine Spannweite von 12,75 m bei einer Belastungsbreite von 9 m. Trotz diesen beträchtlichen Abmessungen und Belastungen beträgt die eigentliche Höhe dieser eisernen Unterzüge nur 42,4 cm, d. h. $1/80$ der Spannweite. Alle übrigen Unterzüge sind als frei aufliegende Balken berechnet, da sie an die durchlaufenden Stützen stumpf angeschlossen sind (Abb. 18). Die Unterzüge bestehen in der Hauptsache aus Breitflanschträgern, wo nötig, mit aufgenieteten Lamellen verstärkt. Zur Verminderung der Durchbiegungen sind die Unterzüge im Zusammenhang mit den Rohrzellendecken einbetoniert worden. Die Lichthofunterzüge im Dachgeschoss sind genietete Blechträger; bemerkenswert ist ihr Übergang zu den Walzträgern (Abb. 13). Die Blechträger-Unterzüge in der Mittelpartie der Hauptfassade sind ebenfalls genietet mit Ausnahme des obersten Trägers (Abb. 12), der vollständig elektrisch geschweisst wurde. In Band 98, Seite 338 (Nr. 26 vom 26. Dezember 1931) der S. B. Z. ist dieser 12 m weit gespannte Träger ausführlich beschrieben, wie auch die daran ausgeführten Belastungsversuche. Die totale Belastung des Trägers beträgt 126 t.

Die Stützen im Innern des Gebäudes erhalten keine Biegungsmomente, sondern nur vertikale Lasten, weil die Windkräfte durch die Fassaden auf die Fundamente übertragen werden. Die Stützen sind durchlaufend und zur Vermeidung von Kollisionen mit der Betongessrinne über

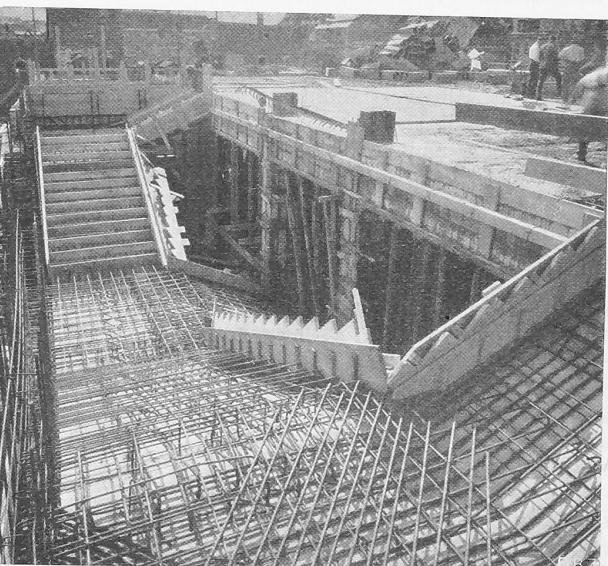


Abb. 11. Armierung der Haupttreppe in Eisenbeton.

jedem Stockwerk gestoßen. Die Kontaktflächen der Stützenstöße sind bearbeitet und auf der Zulage zusammengebaut, wodurch der grösste Teil der Stützenlast direkt auf Kontakt übertragen wird. Die Passschrauben der Stöße sind deshalb nur für 60 % der totalen Stützenlast bemessen. Sämtliche Stützen sind aus Gründen des Feuerschutzes

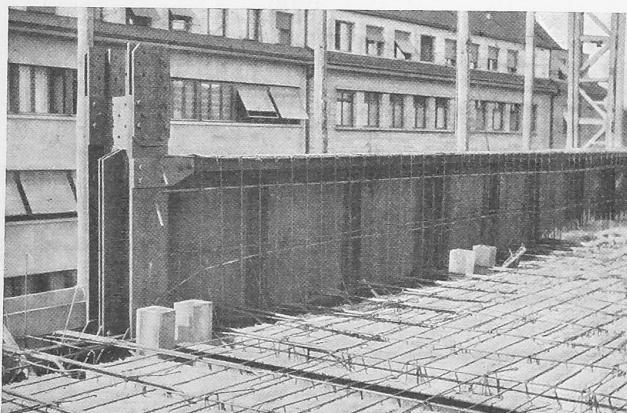


Abb. 12. Elektrisch geschweisster Blechträger für 126 t Last, Spannweite 12,0 m.

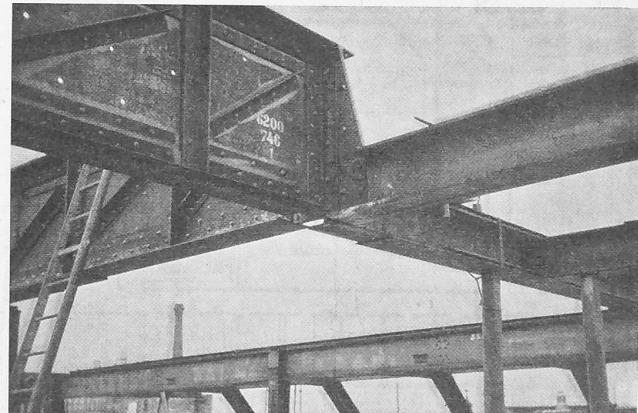


Abb. 13. Knotenpunkt der obersten Unterzüge im Lichthof.

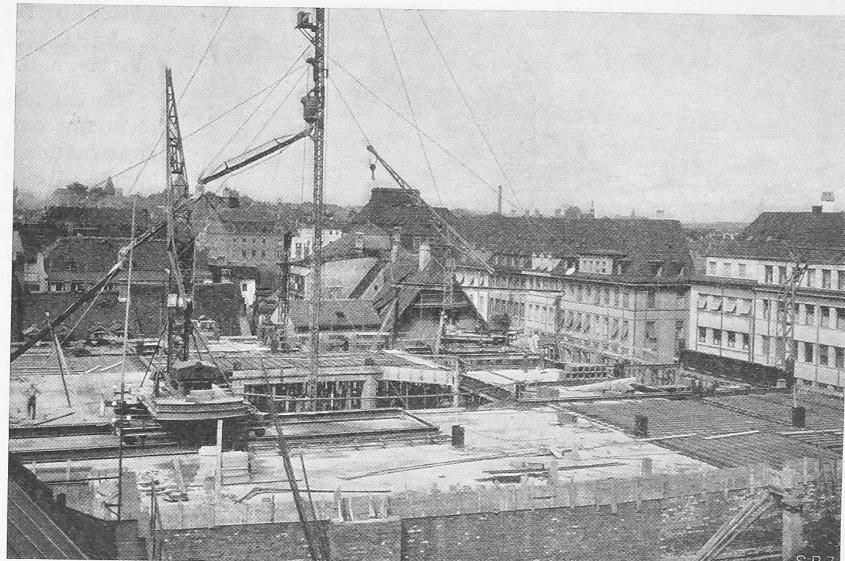


Abb. 10. Fahrbarer Drehkran; Deckenbetonierung, rechts aufgelegte Rohrzellen.

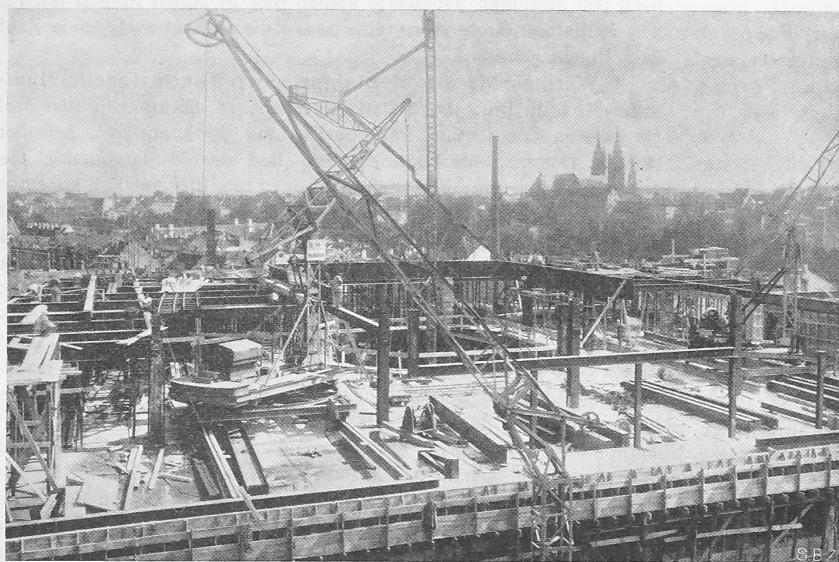


Abb. 14. Montage und Bauinstallation auf dem obersten Geschoss (vorn Greifengassenfront).

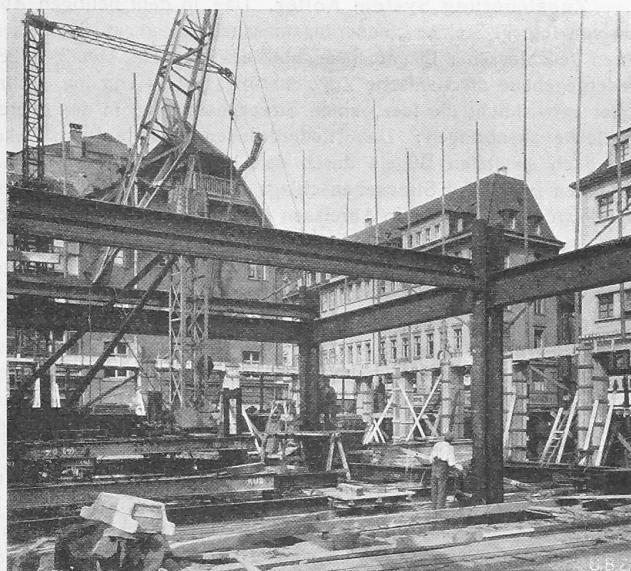


Abb. 15. Vorn Montage der Stahlstützen im I. Obergeschoss, dahinter die Eisenbetonschalung der Fassadenpfeiler.

umbetoniert; die Stärke des Beton, der nicht als mittragend angenommen wurde, beträgt im Minimum 4,5 cm über Profileisen.

Die Lichthofstützen bestehen, der kontinuierlich angeordneten Unterzüge des Lichthofes wegen, aus zwei durchgehenden Grundprofilen, die um die Breite des Unterzuges distanziert sind. Diese Profile aus I NP sind entsprechend dem Kräftezuwachs mit aufgenieteten Lamellen verstärkt (Abb. 17). Alle übrigen Stützen sind in geschlossener Ausführung vorgesehen, wovon die am stärksten belasteten 690 t zu tragen haben (Abb. 18). Ihr Querschnitt ist in Kreuzform ausgebildet (Abb. 16). Die Rundeisenlängsarmierung beträgt 0,57 % der gesamten Querschnittsfläche. Waren diese mit 690 t belasteten Stützen in Eisenbeton ausgeführt und nach den Basler Baupolizeivorschriften vom Jahre 1928 berechnet worden, so hätte sich daraus eine gegenüber der ausgeführten Stahlstütze mit Betonummantelung rund dreimal grössere Querschnittsfläche ergeben.

Die Montage des Stahlskelettes erfolgte mittels zweier fahrbarer elektrischer Turmkrane mit kippbarem Ausleger von 2 t Tragkraft am 10 m langen Ausleger (Abb. 10, 14 und 15). Nach beendeter Montage eines Geschosses zog man die Krane, ohne sie auseinander zu nehmen, auf die montierte Konstruktion, d. h. um Geschosshöhe herauf; es konnte also der Mittelteil des Kranschaftes weggelassen werden.

Das durchschnittliche Stahlgewicht eines Geschosses, das in 10 Arbeitstagen montiert wurde, beträgt rd. 200 t; Dies entspricht einer Tagesleistung von rd. 20 t. Abbildung 14 zeigt eine Gesamtübersicht des obersten Geschosses mit allen Montageinstallations. Das Gesamtgewicht des Stahlskelettes beträgt 1195 t, was einem Gewicht von 16 kg/m³ umfassten Raumes entspricht.

Die Fassaden sind in Eisenbeton ausgeführt (Abb. 15). Mit Rücksicht auf die Schaufenster hat der Bauherr für die Fassadenstützen Abstände von 4 bis 5 m gewählt. Diese Stützen bilden zusammen mit den Unterzügen bezw. den Fensterbrüstungen verhältnismässig engmaschige Stockwerk-

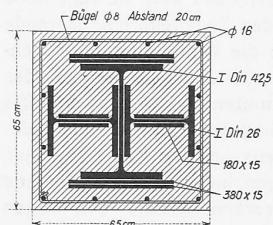
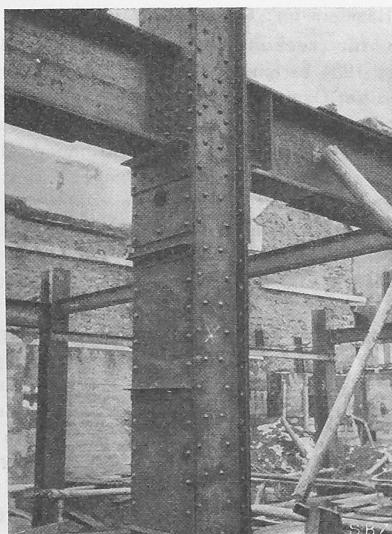
Abb. 16. Stützen-Querschnittsdiagramm.
Masstab 1 : 25.

Abb. 17. Lichthofstütze, max. Belastung 580 t.

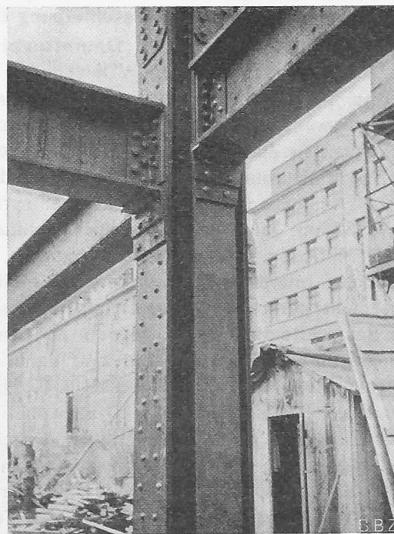


Abb. 18. Normale Innenstütze für 690 t.

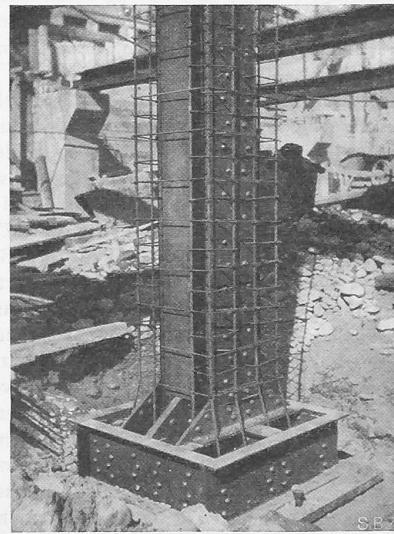


Abb. 19. Innenstütze mit Ummantelungs-Armierung.

rahmen, die die Windkräfte auf die Fundamente übertragen. — Die Eisenbetonarbeiten der Decken, Fassaden und Treppen umfassen insgesamt 520 t Rundeisen und rund 6000 m³ Beton. Die Fassaden in einfachen Formen wurden mit zweifarbigem Baukeramik verkleidet, um die Horizontalteilung zu verstärken.

Die Herstellung und Montage des Stahlskelettes erfolgte durch die Konstruktionswerkstätte Buss A.-G., Basel-Pratteln, während die Firma Burckhardt, Wenk & Co. die Eisenbeton- und Maurerarbeiten ausgeführt hat.

Am 17. Dezember 1930 hat man mit den eigentlichen Bauarbeiten begonnen, der Rohbau war am 1. Sept. 1931 und das ganze Gebäude am 5. April 1932 fertig.

MITTEILUNGEN.

Eisenbetonbogen mit Zugband als Eisenbahnbrücke.

Von Ing. A. Wilhelm sind in „Beton und Eisen“ vom 5. März interessante Einzelheiten über den Bau der *Soganli-Su-Brücke in Anatolien* veröffentlicht worden. Der technisch wichtigste Teil dieser 120 m langen Eisenbahnüberführung ist die Ueberbrückung der Hauptöffnung, als Bogen mit aufgehängter Fahrbahn ausgebildet. Es ist ein äusserlich statisch bestimmter Zweigelenkbogen mit Zugband. Die theoretische Spannweite von 51 m verhält sich zum Bogenstich wie 5:1. Bei dieser Konstruktion war die Ausschaltung der Zusatzkräfte und Formänderungen aus Schwinden und Bogenverkürzung infolge Eigengewicht besonders wichtig. Es wurden zunächst die beiden, als Rippenquerschnitt ausgebildeten und mit provisorischen Scheitelgelenken versehenen Bögen betoniert, wobei man die Stichhöhe 10 cm unter dem endgültigen Mass hielt. Als dann wurde die Fahrbahn auf eine Rüstung und Schalung erstellt, die durch Eisenstangen ($3\frac{1}{4}$ ") an den Bogen hing. Dabei bestand das Zugband aus nackten Eisenstangen (4 Ø 140 mm pro Bogen) die in Röhren durch die Fahrbahnquerträger gleiten konnten; ein Streifen der Fahrbahntafel war in der Brückenmitte offen gelassen. Auf die Fahrbahn wurde dann eine gleichmässig verteilte Last vom halben Betrag der endgültigen Nutzlast aufgebracht. Die unter Vorspannung sich befindenden Eisenstangen, sowie die provisorischen Scheitelgelenke wurden schliesslich einbetoniert und die künstliche Belastung entfernt. Somit entstanden in den Zuggliedern entlastende Kräfte, die sich sehr günstig auswirkten; die Verkürzung der Bogenaxe, die Verlängerung des Zugbandes, sowie das Schwinden des Betons, die im einfach statisch unbestimmten System Zusatzkräfte hervorrufen, sind durch diesen Bauvorgang auf ein Minimum reduziert. Nur noch ein Drittel des Schwindens und die halbe Nutzlast, sowie die Temperaturänderungen erzeugen im endgültigen Zustand Zusatzspannungen, die vernachlässigt werden können. Die Bögen wurden, entsprechend ihrem Herstellungsvorgang, zunächst als Dreigelenkbogen und, nach Entfernung der künstlichen Nutzlast, als Zweigelenkbogen berechnet. Der Horizontalschub aus dem Eigengewicht erreicht 358 t. Die Gesamttonnage des Aufbaues beträgt 398 m³, mit 323 kg Eisen pro m³ Beton. Der Entwurf entstand unter Leitung unseres Landsmannes Obering. H. Nater im Brückenbüro der schwedisch-dänischen Eisenbahnbaugesellschaft in Konstantinopel.

d. L.

Verkehrsteilung zwischen Eisenbahn und Automobil.

Bei der Behandlung dieser Materie in der Bundesversammlung hat Ständerat Dr. G. Keller (Aarau) die folgenden prägnanten Zahlen nebeneinander gestellt, die für die technisch-verkehrswirtschaftliche Betrachtung des Problems grundlegend sind: „Das Anlagekapital aller schweizerischen Bahnen betrug auf Ende 1932 im ganzen 3708000000 Fr. Davon fallen auf die S.B.B. 2872 Millionen, und alles in allem genommen sind hier volkswirtschaftliche Interessen im Gesamtwerte von mindestens 3 $\frac{2}{3}$ Milliarden, nicht gerechnet die Personalinteressen, zusammengebaut und in Sachwerten investiert, deren Wert einzig und allein vom Betriebe abhängt, und die ohne lebendige Betriebe vielfach zu fast wertlosem altem Eisen herabsinken.. Auf der anderen Seite stehen auf Ende 1932 Last-Automobile in der Zahl von 18636, mit Anhängern, Spezialwagen und Traktoren rund 24000 Vehikel mit einem Ladegewicht von 43500 t gegen 283500 t der vereinigten Bahnen. Wenn ich für jeden Lastwagen rund 12000 Fr. Wert einsetze, komme ich zu einem Gesamtwerte von etwa 288, jedenfalls weniger als 300 Mill. Fr., ohne die damit verbundenen Personalinteressen. Mit anderen Worten:

rund 300 Millionen Sachwerte stehen hier in einem Ringen mit rd. 3 $\frac{2}{3}$ Milliarden Sachwerten, von denen die weit überwiegende Zahl dem Bunde gehören.“ —

Wärmekraft aus der algerischen Thermalquelle Hammam-Meskoutine. Im Osten Algeriens, rd. 80 km von den drei Hauptorten Constantine, Philippeville und Bône entfernt, befindet sich in Hammam-Meskoutine (dem „Bad der Verdammten“), die ergiebigste bekannte Thermalquelle der Erde, die ziemlich konstant rund 500 l/sec Wasser von 94 bis 96°C liefert. A. Nouguier macht in der „Revue Générale de l'Electricité“ vom 12. und 19. Mai 1934 einen präzisen Vorschlag zur Ausbeute dieser Wärmequelle. Da sie aus einzelnen, bis 100 m voneinander entfernten Teilquellen besteht, so erscheint ihre Fassung mittels eines Bohrlochs angezeigt, wobei das Wasser zudem heißer, voraussichtlich bei 110° in etwa 10 m Tiefe, zu fassen wäre. In einem zweistufigen Kochprozess würde der Betriebsdampf zur Speisung von Dampfturbinen gewonnen. Besondere Schwierigkeiten dürfte die Extraktion mit Turbokompressoren von etwa 3% unkondensierbaren Gasen und der starke Kalkgehalt des Wassers bieten. Auch kommt für die Kondensation des Abdamps der Turbinen nur das rückgekühlte Warmwasser in Betracht; die Rückkühlung wird sich im Sommer besonders verlustreich gestalten. Während des grössten Teils des Jahres dürften aber aus zwei Aggregaten 4150 kW netto zu gewinnen sein; im Winter könnte diese Leistung auf maximal 5800 kW steigen, im Sommer im Minimum auf 2800 kW fallen.

Zugsicherung System Kofler. Das in dem heutigen Aufsatze von Ing. F. Steiner „Sicherungsmassnahmen gegen das Ueberfahren geschlossener Eisenbahnsignale“ erwähnte, in Abb. 3, S. 280 wiedergegebene mechanische Zugsicherungssystem von Ing. Georg Kofler verwirklicht die Idee, einen Streckenanschlag in der oberen Profilecke anzubringen: Das Niederdrücken eines auf das Lokomotivdach gesetzten Bügels durch den bei geschlossenem Signal gesenkten Bügel des Streckenanschlags leitet die Schnellbremsung oder Warnung ein. Um ein Abreissen des Streckenanschlags durch sponige Ladungen zu verhindern, wird der Anschlag, sobald er seinen Dienst verrichtet hat, aus dem Profil geschwenkt. Dies geschieht nach einem Vorschlag von Dr. Ing. Bäseler (München) folgendermassen: Unmittelbar hinter dem ersten, sehr leicht beweglichen Empfangsbügel, der von dem federnden Bügel des Streckenanschlags zuerst getroffen wird, folgt ein zweiter, fester. Beim Auflaufen auf diesen dreht sich der Bügel des Streckenanschlags um die Axe seines Auslegers, wodurch eine Klinke ausgelöst wird, sodass sich der Ausleger unter dem Einfluss eines Gewichtes wieder aufrichtet. Beim nächsten Ziehen des Signals wird er von selbst wieder in die Bereitschaftstellung gebracht. — In den vier letzten Monaten des Jahres 1932 ist dieses System auf der Isarthalbahn in 200 Versuchsfahrten mit einem elektrischen Triebwagen bei jeder Witterung und bei Geschwindigkeiten zwischen 30 und 60 km/h zu voller Zufriedenheit erprobt worden. Von Versuchen bei höheren Geschwindigkeiten ist uns nichts bekannt. Einzelheiten der bemerkenswert robusten und einfachen Apparatur sind im Railway Engineer, November 1932 zu finden; vergl. auch die Beschreibung Dr. Bäseler im „Organ“ vom 15. Dez. 1932.

Dampfturbinen für veränderlichen Anfangsdruck. In der ZVDI vom 31. März 1934 berichtet Dr. Ing. H. Melan über ein neues Betriebsverfahren der Dampfkraftanlagen, das den Zweck hat, die üblichen Düsenregelungen der Dampfturbinen zu ersparen. Die Regelung erfolgt vom Kessel aus, indem die durchströmende Dampfmenge durch Änderung des Kesseldruckes bei nahezu konstanter Temperatur entsprechend der Belastung eingestellt wird; dadurch bleibt das Durchflussvolumen konstant. Der Kondensatordruck sinkt mit der Belastung, sodass das adiabatische Gefälle ebenfalls praktisch konstant bleibt. Man erhält so auf einem grossen Belastungsbereich einen konstanten thermodynamischen Wirkungsgrad. Dazu ist jedoch zu bemerken, dass der wirtschaftliche Wirkungsgrad (Kohle-kW) dabei mehr abnimmt als bei der Düsenregelung. Ist der Kessel z. B. für 40 at gebaut, so braucht man bei $1\frac{1}{4}$ Last nur etwa 10 at, wobei auf die thermischen Vorteile der Dampferzeugung unter hohem Druck verzichtet werden muss. Wirtschaftlich steht also diese Regelung der Düsenregelung nach. Sie kann aber eine ausschliessliche Drosselregelung vorteilhaft ersetzen, weil sie deren unvermeidlichen Temperaturverlust erspart. Es kann gesagt werden, dass die Vordruckregelung wirtschaftlich zwischen der reinen Drosselung und der üblichen Düsenregelung liegt.