

DER BAUINGENIEUR

10. Jahrgang

1. März 1929

Heft 9/10

NEUBAUTEN DES KREIS-ELEKTRIZITÄTSWERKES SCHWELM IN GEVELSBERG i/W.

Von Dipl.-Ing. Werner Friedrich, zurzeit Barmen.

Allgemeines.

In der Zeit vom Mai 1927 bis zum Mai 1928 wurde in Gevelsberg i/W. ein Eisenbetonbauwerk errichtet, das das Interesse der Fachwelt verdienen dürfte.

Im Jahre 1906 hatte sich der Kreis Schwelm durch Übernahme eines der Stadt Gevelsberg gehörigen Dampfkraft-

bauten. In erster Linie kam die Vergrößerung des Kesselhauses in Frage, das mit der 34 m hohen Kohlenaufbereitungsanlage einen Teil der Hauptfassade bildet. Das 23 m hohe Kesselhaus mit dem 34 m hohen, die Kohlenaufbereitungsanlage beherbergenden Turmbau soll im folgenden beschrieben werden.

Es waren nicht nur architektonische Rücksichten, die zur Schaffung eines Turmbaus führten. Die neu in Betrieb genommenen Steilrohrkessel (ein Dürr- und ein Steinmüller-Kessel) sollten nach den modernsten Gesichtspunkten mit Staubkohlenfeuerung versehen werden. Zur Unterbringung der Kohlenaufbereitungsanlage mit ihren Kohlenmühlen, Trockentrommeln, Elevatoren, Staub- und Kohlenreservebunkern war der 34 m hohe Mittelbau erforderlich. Daraus geht schon hervor, daß der Aufbereitungsbau konstruktiv in sehr starker Weise von der inneren Verteilung der Maschinen usw. beeinflußt wurde. Als erschwerender Faktor kam noch hinzu,

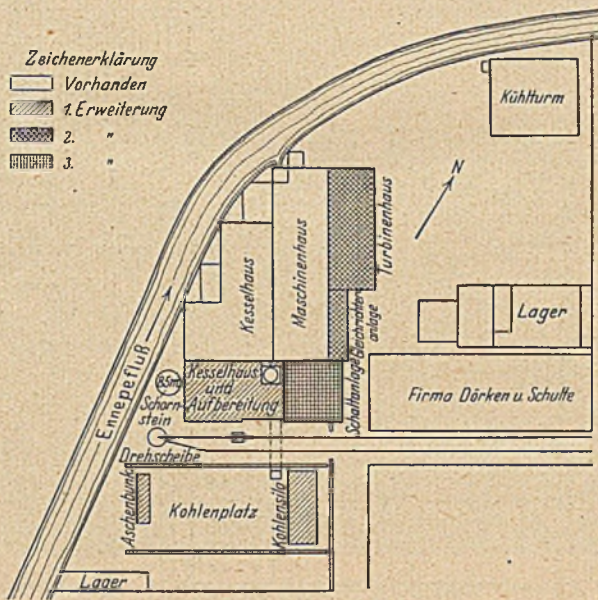


Abb. 1. Lageplan.

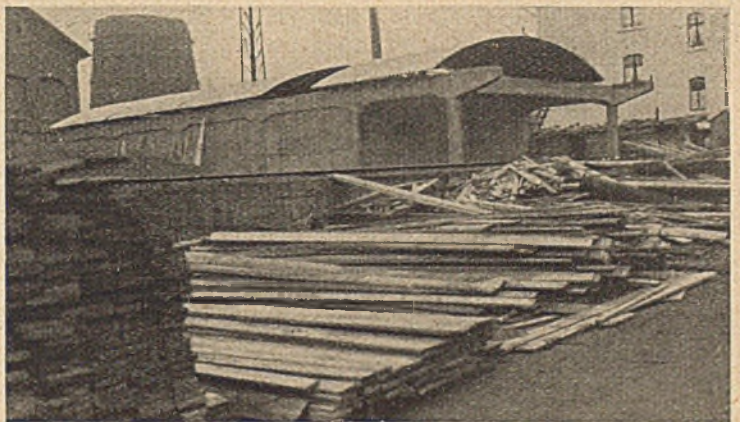


Abb. 3. Vier-Taschen-Bunker.

werkes eine eigene Kraftzentrale zur Elektrizitätsversorgung innerhalb des Kreises geschaffen. Um dem dauernd steigenden Verbrauch gerecht werden zu können und die Rentabilität

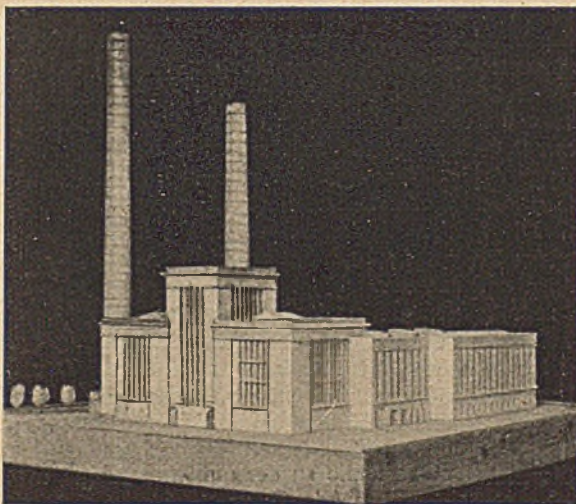


Abb. 2. Modell sämtlicher Erweiterungsbauten.

des Werkes zu steigern, wurde im Jahre 1927 eine großzügige Erweiterung des Werkes beschlossen (Abb. 1.) Abb. 2 zeigt ein Modell der Anlage nach Fertigstellung sämtlicher Erweiterungs-

daß ein vorhandener 65 m hoher Schornstein ganz von dem Neubau umfaßt wurde.

Auf die maschinellen Einrichtungen einzugehen, würde zu weit führen. Ich will mich nur auf die konstruktive Seite des Bauwerkes beschränken.

Es soll noch bemerkt werden, daß nicht nur das Gerippe, sondern auch sämtliche Decken und Wände aus Eisenbeton bestehen, so daß wir es hier mit einem reinen Eisenbetonbau zu tun haben.

Der konstruktive Aufbau.

In engem Zusammenhang mit der Kohlenaufbereitungsanlage stand der Bau eines 800 t Kohle fassenden Viertaschenbunkers (Abb. 3), der zur trockenen Lagerung der Feinkohle dient und zu diesem Zwecke mit einem fahrbaren vierteiligen Wellblechbogendache überdeckt ist. Von hier aus wird die Kohle durch ein Becherwerk in die Aufbereitungsanlage befördert.

Die nach modernsten Gesichtspunkten eingerichteten neuen Kesselanlagen mit automatischen Entschungsvorrichtungen bedingten weiterhin den Bau eines Klärfilters, der das aus den Feuerungsanlagen kommende Aschenwassergemisch auffängt und klärt. Die Asche wird durch Greifer aus dem Filter, das zum Schutz der Filterschicht mit starken Eisenschienen aus-

Beide Anlagen sind in Eisen ausgeführt und in sich tragkräftig, so daß sie die Eisenbetonkonstruktion in keiner Weise belasten. Eine in gewissen Abständen vorgenommene Verankerung sorgt für die erforderliche Quersteifigkeit.

Die 20 cm starken Außenwände sind doppelt armiert und zwischen die Stützen gespannt. Sie sind unterbrochen



Abb. 6. Die Staubkohlenbunker.

durch die aus architektonischen Gründen angeordneten schmalen über die ganze Höhe des Gebäudes laufenden Fensteröffnungen (Abb. 12).

Das Dach besteht aus einer leichten begehbaren Eisenbetonplatte über Unterzügen und ist mit Isolieranstrich und Papp versehen.

Das Kesselhaus.

Wesentlich einfacher gestalteten sich die Verhältnisse des Kesselhauses. Hier war für die Aufstellung der beiden in eisernen Traggerüsten ruhenden Steilrohrkessel ein 16,72 · 18,80 m messender freier Raum von 23 m Höhe zu schaffen, der mit einem Eisenbinderdach abgeschlossen wurde (Abb. 5). Das Gebäude besitzt nur zwei Außenwände, nach Süden und nach Westen. Im Norden lehnt es sich an das bestehende Kesselhaus an, während die Ostfront ganz fehlt. Hier geht das Kesselhaus offen in den Aufbereitungsraum über. Die beiden Außenfronten sind aufgelöst in Eisenbetonstützen und eingespannte 20 cm starke Eisenbetonwände, die wiederum in Anlehnung an den Turmbau durch hohe schmale Fensteröffnungen unterbrochen sind.

Die hohen Stützen sind in sich knickfest ausgebildet und besitzen bei einer Abmessung von 40/40 bzw. 60/60 eine Armierung von 4 Ø 12 bzw. 4 Ø 20. Der gesamte Winddruck wird von dem am Auflager 2,50 m hohen eisernen Dachbindern aufgenommen und zum größten Teil auf den windstifen Turmbau übertragen.

Eine Besonderheit findet sich an der dem 85 m hohen Schornstein anliegenden Westfront. Hier befindet sich 2,65 m über Kellersohle ein 3,45 m hoher Abfangbalken, der das

Fundament des Schornsteins überspannend die gesamte Wandlast aufnimmt. Näheres hierüber bei der Besprechung der Fundierung.

Die Schornsteinverstärkung.

Da durch den Anschluß der beiden neuen Kessel der natürliche Zug des 85 m hohen Schornsteines nicht mehr ausreichte, wurden die Füchse in ca. 20 m Höhe in den Schornstein eingeführt und mit einer Zugverstärkungsanlage versehen. Der Schornstein mußte deshalb an zwei gegenüberliegenden Stellen Aussparungen von je 4 m² Größe erhalten. Um die Standsicherheit nicht zu gefährden, wurde der Schornstein mit einem 30 bis 65 cm starken und 25 m hohen ringförmig armierten Eisenbetonmantel umgeben, dessen Armierung mit starken Eisenklammern im Schornsteinmauerwerk verankert ist. Dient dieser Mantel lediglich der Standsicherheit, so mußte weiterhin dafür gesorgt werden, daß die über den Öffnungen liegenden Lasten sicher zum Fundament geleitet wurden oder, statisch gesprochen, daß die Mauerwerkspressung in der an Fläche verkleinerten Fuge nicht das zulässige Maß überschritt. Zu diesem Zwecke wurde in jede der beiden Öffnungen ein allseitig geschlossener Eisenbetonrahmen hineingestellt (Abb. 7). Die Zugverstärkungsanlage selbst ruht auf neben dem Schornstein stehenden Eisengerüsten. Über den interessanten Bauvorgang folgen weiter unten noch Einzelheiten.

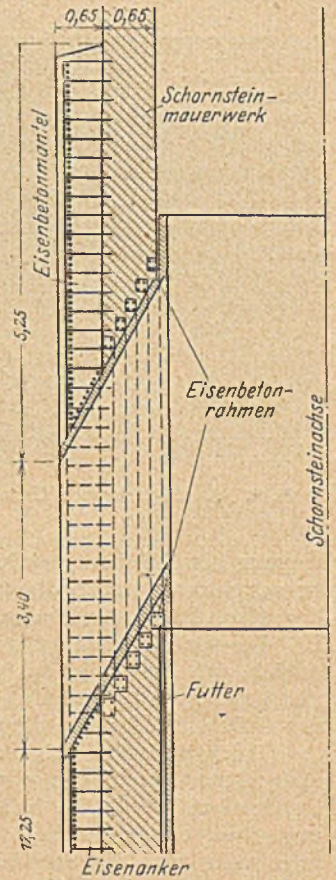


Abb. 7. Verstärkung des 85 m hohen Schornsteines.

Die Fundamente.

Die weitaus größten Schwierigkeiten zeigten sich bei der Fundierung des Bauwerkes. Die Baustelle lag etwa 15 m von der Ennepe entfernt. Beim Ausschachten der 31,40 · 18,80 m messenden Baugrube traf man auf splitterigen Schiefer, dessen

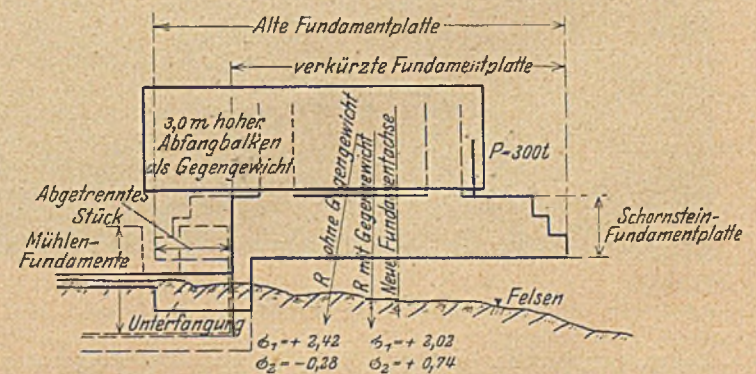


Abb. 8. Unterfangung des 65 m hohen Schornsteines.

Schichten nach dem Fluß hin fielen. Erst in 2,50 m Tiefe fand man tragfähigere Schieferschichten, von kiesigen und lehmigen Nestern unterbrochen. Mit Rücksicht auf diesen Baugrund und auf die beträchtlichen Auflasten entschloß man sich dazu, das ganze Bauwerk auf eine einzige 30 cm starke doppelt

kreuzweise armierte Eisenbetonplatte zu stellen, die unterhalb der Kesselfundamente noch besondere Verstärkungen erhielt. Die hierdurch entstehenden Vorteile bezüglich Grundwasserabdichtung und Standsicherheit des Gebäudes liegen auf der Hand, ganz abgesehen davon, daß man bei späterer Aufstellung von Maschinen unabhängig von den Fundamenten blieb.

Die Lehmester wurden ausgehoben und mit Beton ausgestampft, so daß eine einwandfreie gleichmäßige Drucküber-



Abb. 9. Ausführung der Unterfangung am 65 m hohen Schornstein.

tragung gewährleistet wurde. Gegen den recht starken Grundwasserandrang wurde die ganze Platte und die in der Erde liegenden Außenwände abgedichtet.

Bei der Ausschachtung der 2,50 m tiefen Baugrube zeigte es sich, daß die südliche Abschlußwand des alten Kesselhauses nicht tief genug gegründet war. Sie mußte stückweise durch neue Betonfundamente unterfangen werden.

Trotz wirtschaftlichster Ausnutzung der zur Verfügung stehenden Grundfläche war es nicht zu vermeiden, daß das Fundament des 85 m hohen Schornsteines an der Ostseite angeschnitten werden mußte. Mit Rücksicht auf die Kantenpressungen und die Standsicherheit des Schornsteines wurde ein neues doppelt armiertes Eisenbetonfundament geschaffen und durch lamellenweise Unterfangung bis auf gewachsenen

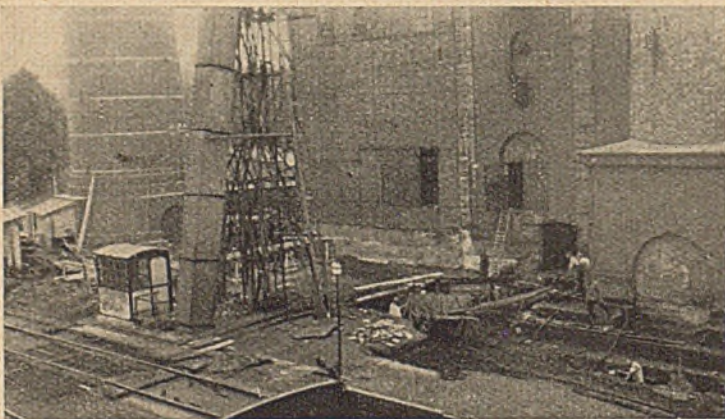


Abb. 10. Der Bauplatz.

Boden eingebracht. Äußerste Vorsicht war insofern geboten, als bereits bei dem vorhandenen Zustande die Spannungswerte bis dicht an das zulässige Maß heranreichten. Deshalb wurden auch die Lasten der darüberliegenden Frontwand nicht mit auf das Schornsteinfundament übertragen, sondern mit Hilfe eines 3,45 m hohen Eisenbetonbalkens auf seitlich liegende Eisenbetonstützen geleitet.

Noch weit größere Schwierigkeiten entstanden, als sich zeigte, daß die Fundamente der im Keller aufzustellenden

Kohlenmühlen das Fundament des 65 m hohen Schornsteines um 2,20 m anschnitten. Die Annahme, daß der Schornstein auf gewachsenem Boden stehe, wurde nicht bestätigt. Durch das Verkürzen des Fundamentes war mit der Möglichkeit des Kippens des Schornsteines zu rechnen. Das wurde deutlich durch die statische Untersuchung belegt, die auf der Gegenseite einen negativen Spannungswert ergab. Es mußte also ein Weg gefunden werden, um die Resultierende nach der Kernmitte hin zu zwingen. Das wurde dadurch erreicht, daß die Frontlast wiederum durch einen 3 m hohen Eisenbetonbalken abgefangen und auf der Gegenseite mit einem Lastwert von 300 t auf das Schornsteinfundament abgesetzt wurde. Das abgetrennte Fundamentstück wurde durch ein neues Eisenbetonfundament bis auf den gewachsenen Felsen hinab unterfangen (Abb. 8). Mit

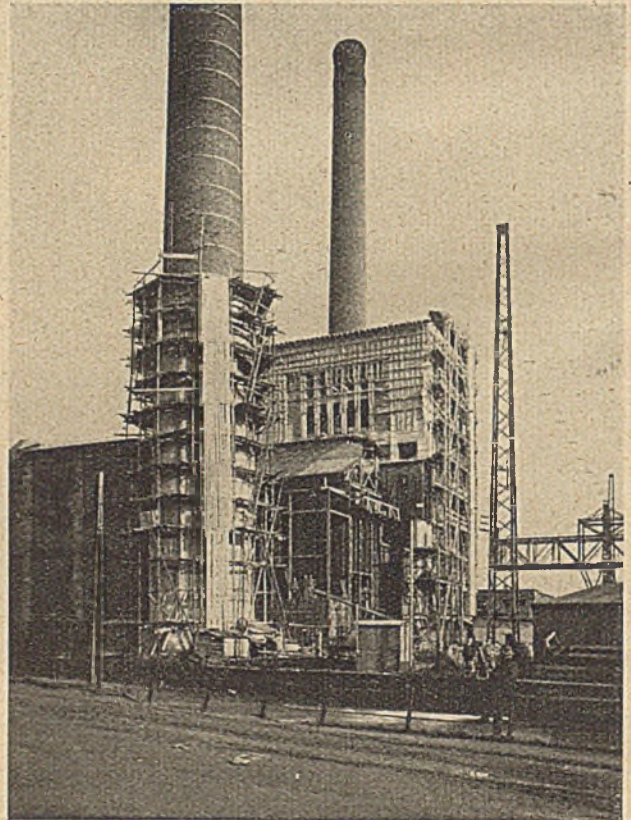


Abb. 11. Der fertige Turmbau mit Gerüst.

unendlicher Vorsicht wurden diese Arbeiten Stück für Stück ausgeführt, denn das Schornsteinfundament mußte bis zu einer Tiefe von 4 m unterwühlt werden. Die Abb. 9 mag für die Schwierigkeiten sprechen.

Der Bauvorgang.

Anfang Mai 1927 wurde mit den Ausschachtungsarbeiten der etwa 820 m² großen Baugrube begonnen. Die Abb. 10 zeigt den sehr engen Bauplatz kurz nach Inangriffnahme der Arbeiten. Ein Hindernis bildete die Kohlenförderungsanlage des bestehenden Kesselhauses (Abb. 10 im Vordergrund), die während der Bauarbeiten in Betrieb bleiben mußte. Die Ausschachtung wurde zunächst um das Eisengerüst, das die Förderungsanlage trug, herumgeführt und auf das erforderliche Maß von 2,55 m gebracht. Sodann wurde die Förderungsanlage abgefangen und die Last auf die neue Bausohle übertragen. Erst jetzt konnte der Teil unter der Kohlenförderungsanlage ausgeschachtet werden, während gleichzeitig die Fundamentplatte eingebracht wurde. Nebenher liefen die Arbeiten für die Unterfangung der beiden Schornsteine, das Betonieren der Mühlenfundamente im Turmhaus und die Herstellung der Kesselfundamente. Mit der Bodenplatte in einem Guß wurden

die Außenwände mit den Stützen bis Erdbodenoberkante fertiggestellt, da die Stützen im Fundament verankert werden mußten. Der ganze in der Erde liegende Bauteil wurde gegen Grundwasser abgedichtet, so daß man nunmehr im Trockenen arbeiten konnte, während zuvor zur Bewältigung des Wasserandranges zwei Pumpen Tag und Nacht laufen mußten. Dieser erste Bauabschnitt war am 20. August 1927 beendet.

Nunmehr konnten am 1. September 1927 die Arbeiten am eigentlichen Hochbau in Angriff genommen werden. Es wurde mit dem Turmbau begonnen, da im nebenliegenden Teil zunächst die Kessel montiert wurden. Den Turmbau umfaßte an zwei Seiten während der ganzen Bauzeit ein abgebautes Gerüst, das in Abb. 11 erkenntlich ist. Der ganze Turmbau wurde, abgesehen von den Decken, in Gußbeton hergestellt. Die Betonmischung war im Verhältnis 1 : 4 bis 1 : 5 hergestellt und bestand aus Doppelzement, gewaschenem, scharfkantigem Grauwackesplitt und Kies. Diese Mischung gewährleistete ein dichtes, gleichmäßiges Betongemisch. Die ständig genommenen Proben ergaben denn auch eine durchschnittliche Festigkeit von 312 kg/cm² nach 28 Tagen. Am 3. März 1928 war nach kurzer Frostunterbrechung der Turmbau fertiggestellt.

Bereits im Februar 1928 war auch die Kesselmontage beendet und sofort mit den Arbeiten am Kesselhaus begonnen worden. Das Turmhaus wurde ausgeschalt und das Gerüst für das Kesselhaus verwendet. Anfang Mai 1928 stand

auch das Kesselhaus mit dem Eisenbinderdach fertig. Neben den Arbeiten am Turmbau liefen die Verstärkungsarbeiten an dem 85 m hohen Schornstein. Der ringförmige Eisenbetonmantel wurde absatzweise gegossen, um den Druck auf die Schalung nicht zu stark werden zu lassen. Als man an die Herstellung der beiden Fuchsöffnungen kam, mußte der Arbeitsvorgang mit Rücksicht auf die Wetterlage geändert werden. Es gingen damals schwere Unwetter über Gevelsberg nieder. Starke Stürme, die in einer Nacht sogar die gesamte Schalung eines Stockwerkes im Turmbau niederlegten, ließen für die Standicherheit des Schornsteines fürchten. Auf Veranlassung der Baupolizei mußte daher von einer Durchbrechung des Schornsteines an beiden Seiten gleichzeitig Abstand genommen werden, obgleich durch die statische Berechnung erwiesen war, daß keine Bedenken bestanden. Mit größter Vorsicht wurden die Öffnungen nacheinander stückweise herausgestemmt und die Eisenbetonrahmen sofort lamellenförmig eingebracht.

Die Eisenbetonarbeiten des Turmhauses und des Kesselhauses wurden von der Firma Seelbach & Cramer in Barmen ausgeführt, die Schornsteinverstärkung hatte die Firma Carl Brandt, Dortmund, in Auftrag. Die Eisenkonstruktion für das Kesselhausdach lieferte die Firma Christian Döbbrück in Haspe.

Am 2. Juli 1928 wurde das Werk seiner Bestimmung übergeben, das durch seine imposante Gestaltung ein Wahrzeichen der Stadt bedeutet (Abb. 12).

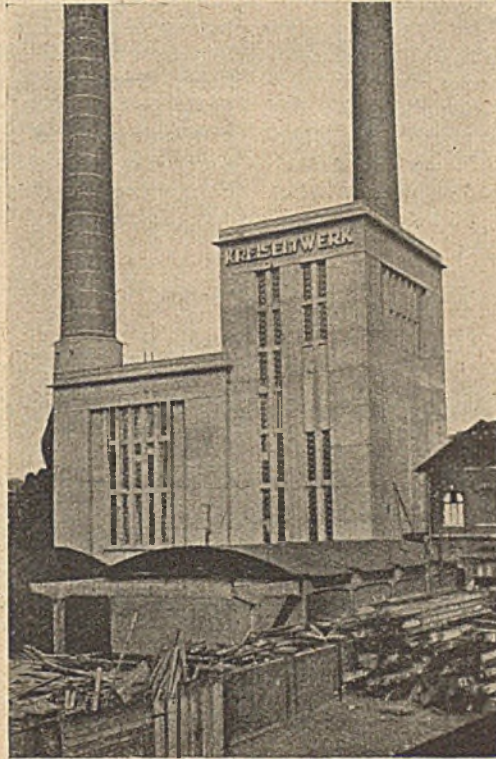


Abb. 12. Das fertige Bauwerk.

DER UM- UND ERWEITERUNGSBAU DER OBERPOSTDIREKTION IN DRESDEN.

Von Dr.-Ing. F. v. Allemand, Dresden.

Übersicht. Die bemerkenswertesten Arbeiten bei Ausführung der Gründung und der Aufstockung des Dienstgebäudes auf dem posteigenen Grundstück der Oberpostdirektion Dresden, welche zur Schaffung neuer Telegraphensäle und sonstiger Räumlichkeiten notwendig waren, werden erläutert und besprochen.

Als die Oberpostdirektion im Jahre 1925 den Entschluß faßte, zur Schaffung neuer Telegraphensäle in Dresden den Mittelbau und Südflügel des Direktionsgebäudes auf dem Postplatz durch Aufstockung umzubauen und durch einen Anbau zu erweitern, waren die wichtigsten technischen und wirtschaftlichen Richtlinien der Durchführung bereits längere Zeit vorher durch eingehende Untersuchungen des Baugrundes, statische Berechnungen der Tragwerke für verschiedene Lösungen und vergleichende Kostenermittlungen genau geklärt worden.

Nachstehend werden die hauptsächlichsten Gesichtspunkte, welche für die Herstellung der Gründung und des Aufbaues maßgebend waren und allgemeines Interesse haben dürften, näher besprochen.

I.

Der im Jahre 1872 errichtete Gebäudeblock, bestehend aus dem Hauptbau (Marienstraße—Postplatz—Am See) nebst dem im Hof befindlichen Mittelbau und Südflügel — letzterer diente vor dem Umbau als Stallgebäude —, liegt auf denkbar

ungünstigem Gelände, nämlich im Bereiche des alten, unter den heutigen Straßenzügen 6—7 m tief eingeschnittenen Wallgrabens, der sich in der Richtung der Marienstraße mitten durch das Grundstück hinzieht und mit einer etwa 2 m starken Festungsmauer eingefast war. Diesen schwierigen Gründungsverhältnissen hatte man schon damals Rechnung getragen, indem man das ganze Gebäude auf einzelne Pfeiler stellte, welche zum Teil tief in den gewachsenen Boden herabgeführt und durch mächtige Sandsteingewölbe verbunden waren. (Vgl. Abb. 1.) Einige Pfeiler waren auch unmittelbar auf die Festungsmauer und ein altes Gewölbe gesetzt worden. In sehr vielen Fällen war die Art der Gründung aus den vorhandenen Bauzeichnungen gar nicht ersichtlich, scheinbar waren die Angaben bei der Ausführung an Ort und Stelle je nach den Bodenverhältnissen gemacht worden. Da aber ein zuverlässiges Bild über die vorhandenen Bodenpressungen der Ausgangspunkt für die durch die Aufstockung bedingten Maßnahmen sein mußte, war es nötig, eine genaue Untersuchung aller Pfeiler für die tatsächlich auftretenden Belastungen durchzuführen.

Bei diesen Berechnungen zeigte sich, daß die vorhandenen Beanspruchungen des Baugrundes äußerst verschieden und mitunter sehr groß waren. Sie betragen im Mittelbau für festgelagerten Kies 2,7 bis 7,4 kg/cm², im Südflügel für aufgeschütteten Boden und Kies 2 bis 5,3 kg/cm². Nicht minder wichtig war die Feststellung der Beschaffenheit des Bau-

grundes. Zu diesem Zwecke wurden 14 Schürflöcher (9 im Mittelbau, 5 im Südflügel) auf größere Tiefe bis 10 m unter Hofgelände ausgeführt. Schürfloch XI auf Abb. 2 läßt die verschiedenen Bodenarten erkennen. Gewachsener, grober Kies in 8 bis 9 m Tiefe, etwa 3 m unterhalb des Grundwasserstandes, ist der tragfähige Baugrund, bis auf welchen auch die Mehrzahl der Pfeiler im Mittelbau und nordöstlichen Teil des Südflügels herab-

für den Südflügel 6,4 kg/cm². Die Bodenpressungen wuchsen um 15 bis 70%. Die besonderen Verhältnisse des vorliegenden Falles — der ausgezeichnete Baugrund in Form von festgelagertem, grobem, durch die Gebäudemassen verdichtetem Kies in bedeutender Tiefe, die infolge jahrzehntelanger Lagerung überraschend gute Beschaffenheit des aufgeschütteten Bodens und schließlich die Feststellung bereits vorhandener hoher Beanspruchung ohne nachteilige Wirkung — rechtfertigten die Zulassung von Bodenpressungen, welche das gewöhnliche Maß übersteigen und trotzdem volle Sicherheit gegen ungleichmäßige Setzungen des Gebäudes bieten. Die Bemessung der Beanspruchung des Baugrundes erfolgte nach der Gleichung $\sigma_t = \sigma_0 + \gamma_e t$,

wo σ_t die zulässige Belastung in der Tiefe t , σ_0 diejenige in frostfreier Tiefe und γ_e das Raumbgewicht der überlagernden Bodenmassen bedeuten. Die Beziehung ergibt sich durch Vereinfachung, der in vielen Taschenbüchern, z. B. in der Hütte (3. Bd.) enthaltenen Formel, wenn die Reibungskraft am Umfange des Fundamentes vernachlässigt und der Beiwert im 2. Gliede $c = 1$ gesetzt wird. Für σ_0 wurde im vorliegenden Falle eine Pressung von 5 kg/cm², für γ_e ein Durchschnittswert von 1,6 t/m³ eingesetzt, so daß die Gleichung die besondere Form:

$$\sigma_t = 5 + 0,16 t$$

annimmt. Die Beanspruchungen ergeben sich in kg/cm², wenn t in m eingeführt wird. Um sich auf anderem Wege von der Richtigkeit der aus den Ergebnissen der Bodenschürfungen abgeleiteten Schlußfolgerungen zu überzeugen, wurden in dem

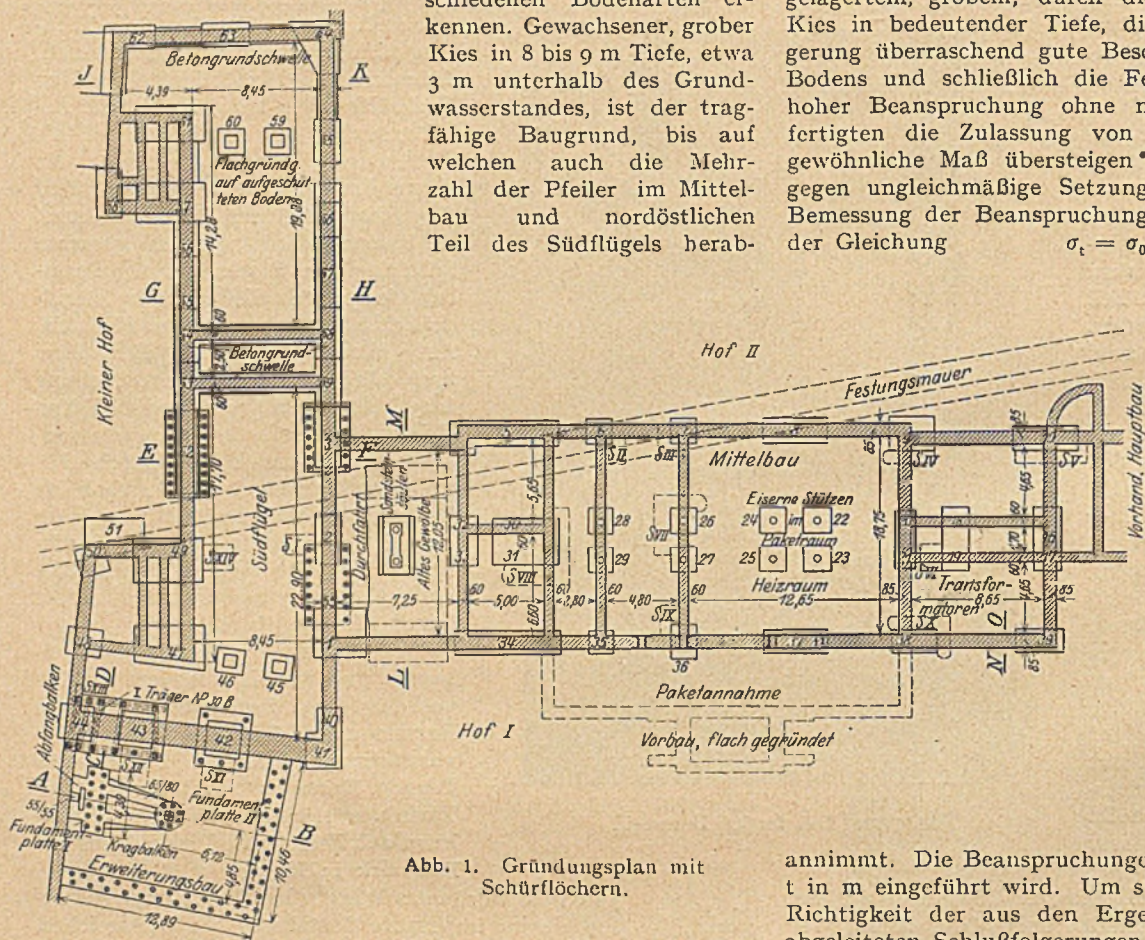


Abb. 1. Gründungsplan mit Schürflöchern.

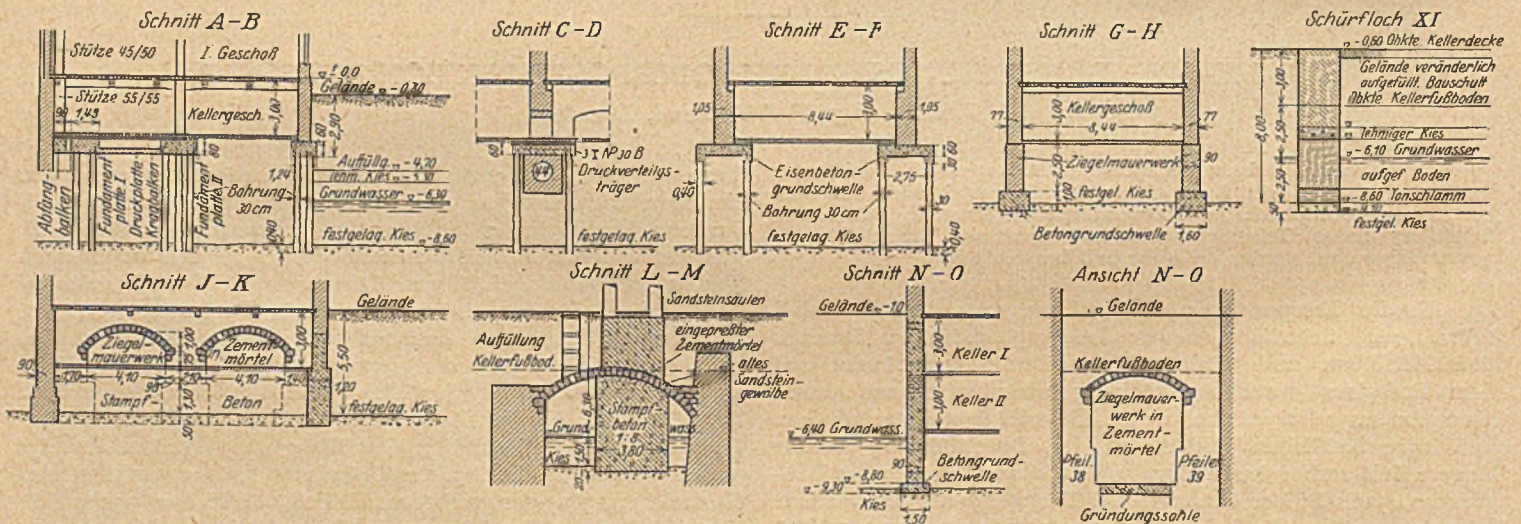


Abb. 2. Verschiedene Gründungsarten und Verstärkungen.

geführt war. Bedeutend flacher gegründet war der südwestliche Teil des Südflügels. Hier reichten die Grundflächen der Pfeiler nur bis in den aufgeschütteten Boden. Für die beabsichtigte 3- bis 4-geschossige Aufstockung ergaben die auf die vorhandenen Grundflächen bezogenen Bodenpressungen so hohe Werte, daß an eine Ausführung in dem geplanten Umfang kaum gedacht werden konnte, wenn man an der im Grundbau üblichen Grenze der Bodenbeanspruchung festgehalten hätte. Der Größtwert für den Mittelbau betrug z. B. 8,6 kg/cm²,

Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule Versuche ausgeführt, welche die Zusammendrückung des hier angetroffenen tragfähigen Baugrundes (Kies) gegenüber derjenigen feststellen sollten, welche sich für durchschnittlichen Sandboden ergibt. Insbesondere sollte der Nachweis geführt werden, daß der wichtige Wert $\sigma_0 = 5 \text{ kg/cm}^2$ mit voller Berechtigung gewählt wurde. Die Versuche, auf welche nicht näher eingegangen wird, haben gezeigt, daß die gemachten Voraussetzungen zutreffend waren.

Hierdurch wurde es möglich, die Gründung wesentlich wirtschaftlicher zu gestalten, indem nur für jene Pfeiler bzw. Pfeilergruppen eine Verstärkung notwendig wurde, bei welchen sich nach der Aufstockung Bodenpressungen errechneten, die auf Grund der Beobachtungen und Versuche nicht mehr zugelassen werden konnten. Es ergab sich demgemäß für den Südflügel eine fast vollständige Erneuerung der Gründung, während für den Mittelbau

bodens ebenfalls auf Betonbohrpfählen. Eigenartig war ferner die Gründung des Doppelpfeilers 4 der Durchfahrt (Abb. 2, Schnitt L—M), welcher auf einem alten Sandsteingewölbe stand, das in recht bedenklichem Zustande vorgefunden wurde. Es wurde hierbei so vorgegangen, daß ein Stampfbetonblock auf dem gewachsenen Kies errichtet und bis zur Gewölbe-laibung hochgetrieben wurde. Durch eingepreßten Zementmörtel wurde der Zwischenraum bis zum Gewölbe gut ausgefüllt, so daß eine unmittelbare Kraftübertragung in die neue Gründung stattfinden konnte. Um jede andersartige Abgabe der Pfeilerlast auszuschließen, wurde von einem seitlich angelegten Schacht aus ein Gewölbestein herausgebrochen. Die Ausfüllung der Bogenlaibung war so vollständig gelungen gewesen, daß eine Setzung des Pfeilers nach Aufheben des Gewölbeschubes nicht gemessen werden konnte. Bei allen Verfahren war die Ausführung in den äußerst beengten tiefen Baugruben sowohl mit Rücksicht auf die umfangreichen Abstützungen des alten Gebäudes, als auch infolge des in etwa 6 m Tiefe vorhandenen Grundwassers ungewöhnlich schwierig.

Der an den Südflügel angeschlossene Erweiterungsbau wurde durchweg auf

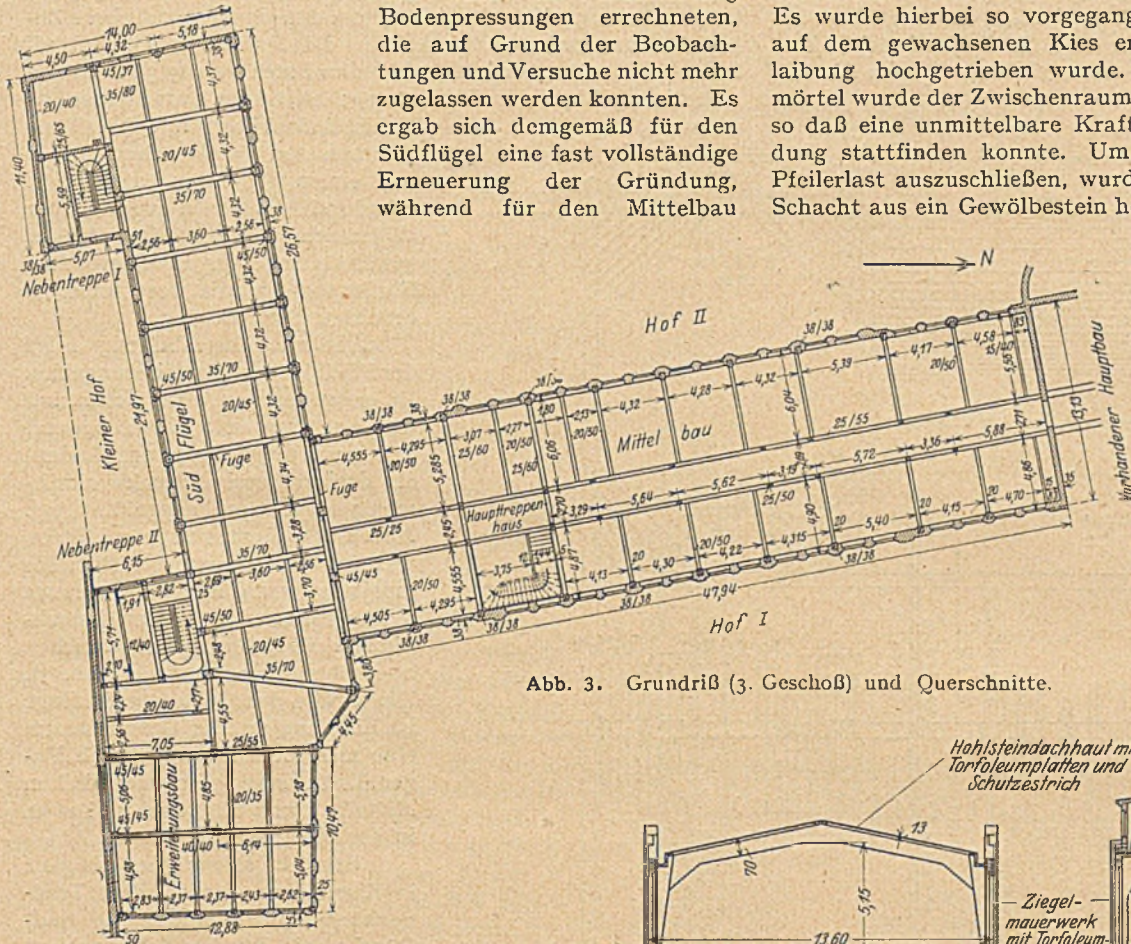


Abb. 3. Grundriß (3. Geschoß) und Querschnitt.

die Verstärkungsarbeiten auf wenige Pfeiler beschränkt werden konnten.

Die alte Gründung wurde nach verschiedenen Gesichtspunkten verstärkt, je nach der Höhe der endgültigen Bodenpressungen. Wo letztere gegenüber dem alten Zustande eine mäßige Steigerung erfuhren, wie z. B. im südwestlichen Teil des Südflügels, kam man mit Unterfahrung der vorhandenen Mauern durch Beton- oder Eisenbetongrundschielen unter gleichzeitiger Herabführung bis auf tragfähige Bodenschichten aus. (Vgl. Abb. 2, Schnitt G—H.) In vielen Fällen führte ferner die Ausfüllung der sich von Pfeiler zu Pfeiler spannenden alten Grundbogen durch Mauerwerk und Beton und die Auslösung des Gewölbeschubes durch Herausnehmen eines Steines zum Ziele. Dadurch wurde eine Streifengründung mit günstiger Verteilung geschaffen, z. B. zwischen den Pfeilern 62 bis 64. (Vgl. Abb. 2, Schnitt J—K.) Bei Pfeilern mit großen Einzellasten auf verhältnismäßig geringer Grundfläche mußte ein anderes Verfahren gewählt werden. Hier wurde das alte Pfeiler-mauerwerk durch starke Eisenbetontragwerke abgefangen bzw. umschnürt (siehe Pfeiler 42 und 43 und Schnitte C—D und E—F der Abb. 2) und die zusätzliche Last infolge der Aufstockung mittels rd. 6 m langer Betonbohrpfähle durch die aufgeschütteten oder wenig tragfähigen Bodenmassen bis zum festgelagerten Kies geleitet. Zwischen den Pfeilern 1 und 2 ruht die oben erwähnte Streifengründung bei aufgehobener Bogenkraft mit Rücksicht auf die besonders tiefe Lage des Kies-

Betonbohrpfählen gegründet, die je nach der Lage des tragfähigen Baugrundes eine Länge von 5,5 bis 6 m haben. Die Pfahlköpfe sind durch eine kräftige Eisenbetongrundschielle zusammengehalten, auf welcher das Umfassungsmauerwerk errichtet wurde. In diesem Gebäudeteil war außerdem für die Mittelstütze an der Giebelmauer des Nachbargrundstückes die Anordnung eines besonderen Kragbalkens erforderlich, da der notwendige Platz zu unmittelbarer Gründung fehlte. (Vgl. Schnitt A—B der Abb. 2.)

Abb. 3. Grundriß (3. Geschoß) und Querschnitt.

II.

Das Tragwerk für die Aufstockung und Erweiterung wird durch ein Eisenbetonfachwerk (Gerippe) gebildet. (Vgl. Abb. 3.) Hierdurch wurde erreicht, daß

1. das Eigengewicht des Aufbaues infolge des Fortfalles der starken Umfassungsmauern und Pfeiler erheblich eingeschränkt wird, was von wesentlichem günstigem Einfluß für die Gründung ist,

5,5 m Stützweite, deren Berechnung nach dem Verfahren von Dr.-Ing. H. Marcus¹ erfolgte. Zur Aufnahme der Biegungsspannungen der Platten, welche senkrecht zur Winkelhalbierenden und in deren Richtung zwischen äußerer Randlinie und Quertträgerstützung wirken, wurden besondere untere und obere Zugbewehrungen angeordnet. (Vgl. Abb. 4.) Die Dachbinder des Mittelbaues (vgl. Abb. 5) sind Zweigelenrahmen von 13,38 m Stützweite in 4,5 bis 4,9 m Entfernung; sie tragen unmittelbar die

Hohlsteindachhaut mit den Torfoleumplatten samt Schutzestrich und einem doppelten Pappbelag. Hierdurch wird ein verlässlicher Wärmeschutz des Dachgeschosses gewährleistet, was eine besondere Forderung für die dort untergebrachten Betriebe war.

Ähnliche Durchbildung zeigt der Südflügel und Erweiterungsbau. Im erstgenannten Gebäudeteil sind die Haupttragwerke (Unterzüge und Stützen in den Umfassungswänden) als dreigeschossige Stockwerkrahmen gerechnet und ausgeführt (vgl. Abb. 6). Bei Bemessung der Stützen wurden Querschnitte gewählt, die möglichst wenig in den Innenraum hervortreten, da aus betriebstechnischen Gründen solche Nischen unerwünscht waren (vgl. Abb. 7). Die Größe des Gebäudes bedingt im Einklang mit der Grundrißform eine mehrfache Teilung durch Tuggen. Diese sind angeordnet zwischen Mittelbau und Südflügel und etwa in der Mitte des Südflügels.

Erwähnt seien ferner die ganz in Eisenbeton hergestellten Treppenhäuser im Mittelbau und Südflügel sowie der im Kellergeschoß des Mittelbaues eingebaute Heizraum mit der danebenliegenden, zweigeschossigen Transformatorstation; letztere weist eine besonders verwickelte Gliederung wegen der außerordentlich beschränkten Platzverhältnisse auf.

Im Mittelbau mußten die im 1. Geschoß gelegenen gußeisernen Säulen von 25 cm äußeren Durchmesser infolge der Mehrbelastung durch die Aufstockung verstärkt werden, was durch eine 10 cm starke Ummantelung mit umschnürtem Be-

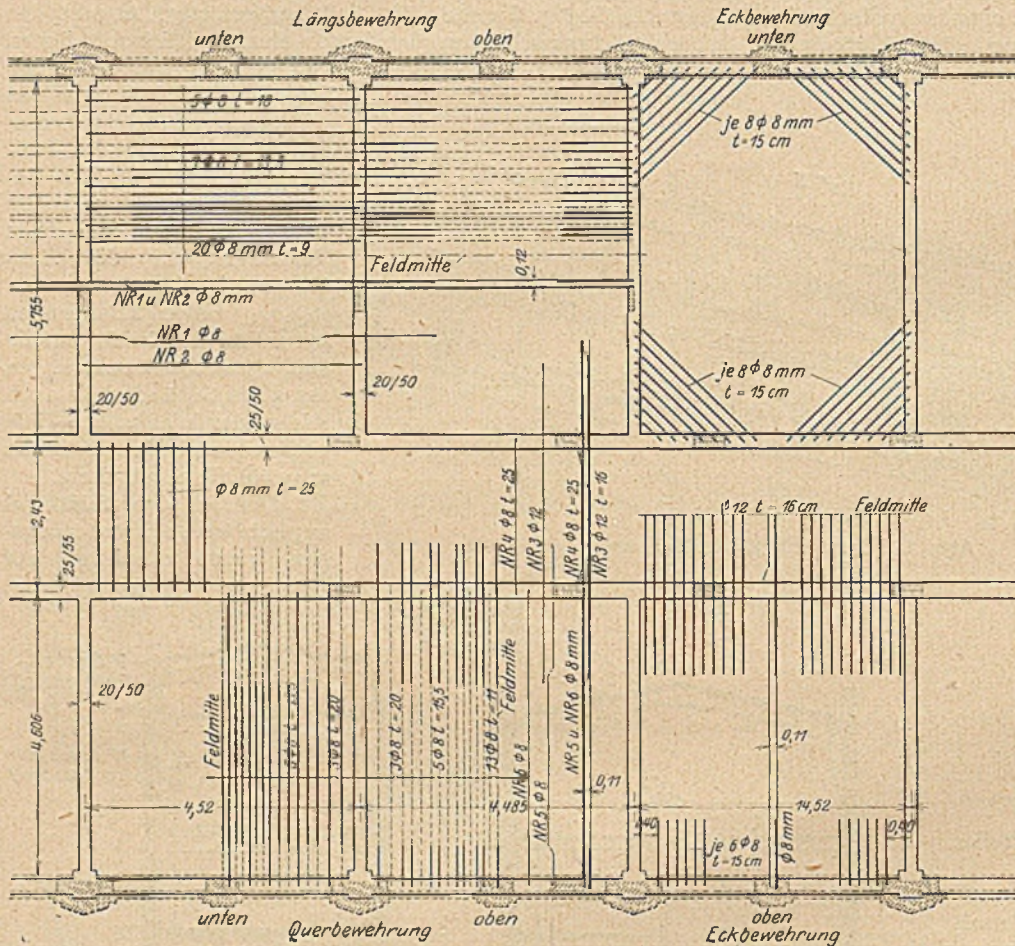


Abb. 4. Bewehrung der Deckenplatten im Mittelbau.

2. die Kräfteübertragung klar und eindeutig auf bestimmte Punkte erfolgt und
3. durch den biegezugfesten Zusammenhang der einzelnen Tragglieder des Eisenbetongerippes unvermeidliche, verschiedenartige Setzungen aufgenommen werden können.

Die äußeren Stützen des Eisenbetonfachwerkes ruhen auf einem kräftigen, gleichzeitig das Hauptgesims bildenden, stark bewehrten Betonbalken, welcher die Druckübertragung auf die vorhandenen Umfassungsmauern des ersten Geschosses bewirkt und dem auch in architektonischer Beziehung eine wichtige Bedeutung zukommt, nämlich die Scheidung der Aufstockung von dem alten Unterbau. Außerdem mußten an zahlreichen Stellen noch besondere Eisenbetonschwellen zur Lastverteilung über den eisernen Stützen und Zwischenmauern des ersten Geschosses angeordnet werden. Im Mittelbau besteht das Eisenbetongerippe aus äußeren und inneren Stützenreihen, welche durch Tragbalken in der Längs- und Querrichtung des Gebäudes verbunden sind. Zwischen diesen spannen sich kreuzweise bewehrte Platten von etwa 4 bis



Abb. 5. Dachbinder im Mittelbau.

¹ Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten, Berlin 1925.

ton erfolgt. Die eisernen Stützen in der Umfassungswand des Paketraumes sowie die Sandsteinsäulen der Durchfahrt, die im alten Gebäude sehr gering beansprucht waren, wurden durch den Aufbau erheblich, aber gerade noch zulässig belastet.

III.

Die geschilderten Arbeiten wurden mit Rücksicht auf die Betriebsverhältnisse der Oberpostdirektion in mehreren Abschnitten von Februar 1925 bis Juli 1927 ausgeführt. Zuerst wurde der Ausbau des Heizraumes im Keller- geschoß des Mittelbaues in Angriff genommen. Er liegt zwischen den Stützenreihen 9—38 und 7—36 und mußte wegen der darüber befindlichen Paketannahme in zwei Teilen durchgeführt werden. Sodann wurde die Verstärkung der Gründung im Südflügel (Stallgebäude) zusammen mit jener des Erweiterungsbaues begonnen. Schon während der Ausführung dieser Arbeiten erfolgte der Abbruch der oberen Geschoße des Mittelbaues und Südflügels. Durch ein Schutzdach sicherte man die ungehinderte Benutzung der Räume im 1. (Erd-) Geschoß. Sobald größere Strecken der freigelegten Mauern des alten Gebäudes zur Verfügung standen, wurden der Gesimsbalken und die Druckverteilungsschwellen hergestellt. Nunmehr konnte die Aufstockung ungehindert ausgeführt werden. Ihre drei Arbeitsabschnitte waren durch die Fugen gegeben, sie umfaßten den Mittelbau, den südwestlichen Teil und den nordöstlichen Teil des Südflügels für den Erweiterungsbau; sie wurden wechselweise hochgeführt, was durch Anordnung des Gießturmes neben Pfeiler 3 reibungslos erreicht wurde. Im Anschluß daran wurden das Haupttreppenhaus des Mittelbaues, der Heizkanal unter der Durchfahrt, die Fundamente für die Maschinenanlagen und die Transformatorstation hergestellt. Die gesamten Eisenbetonarbeiten der Aufstockung und des Erweiterungsbaues einschließlich dessen Gründung wurden in rund 160 Arbeitstagen

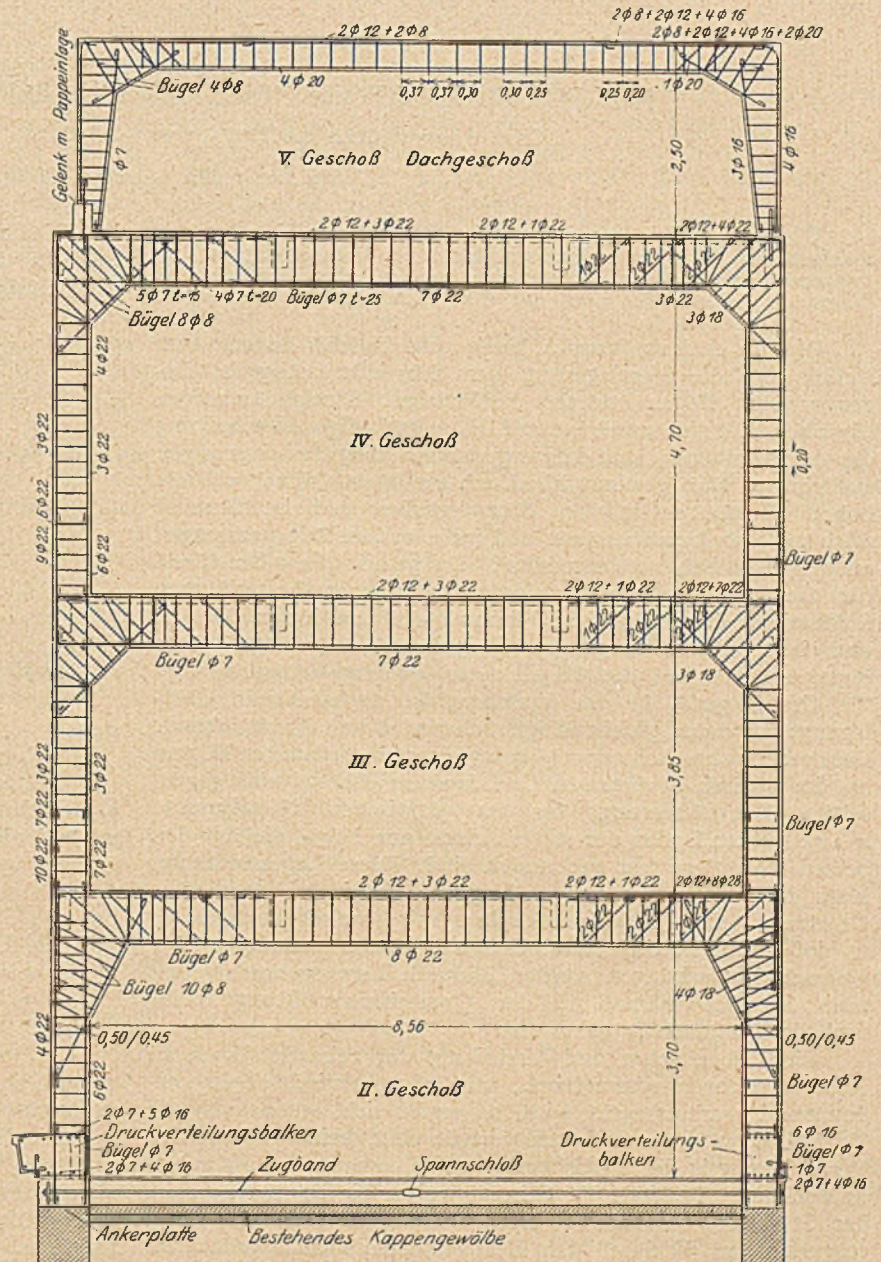


Abb. 6. Stockwerkrahmen im Südflügel.



Abb. 7. Großer Saal im Südflügel.

ausgeführt, was nur durch die Verwendung von hochwertigem Portlandzement mit den sich hieraus ergebenden kurzen Einschalungsfristen möglich war. Die Pfeileruntersuchungen und die Verstärkungsarbeiten der Gründung dauerten natürlich längere Zeit, da sich ja der Umfang der Arbeiten im voraus nicht übersehen ließ.

Die Aufstellung der Planung des Um- und Erweiterungsbaues lag in den Händen von Herrn Postbaurat Schrock, für die Bauleitung war Herr Regierungsbaumeister Nocker verantwortlich. Als Berater für statische und bauliche Fragen war Herr Prof. Dr.-Ing. Gehler von der Technischen Hochschule Dresden tätig. Die Entwurfsbearbeitung und Ausführung der Gründungs- und Eisenbetonarbeiten erfolgte durch die Firma Walter Rude, Dresden.

KEILFÖRMIGE BETONKÖRPER IN EINGESPANNTEN BETONBOGEN.

Zum Aufsatz über die Brücke von La Caille in Heft 45, Seite 831.

Von Dr. techn. Josef Kребitz, Graz.

Übersicht. Die Eigenschaft des Betons, sein Volumen mit zunehmendem Alter zu verkleinern, kann bei Verwendung in eingespannten Bogen dazu ausgenutzt werden, die Wirkung der dauernden Achsenverkürzung auf die Spannungen auszuschalten.

Die im Aufsatz von A. Paris angedeutete Theorie von Baticle für die Verringerung der Schwindwirkung in eingespannten Bogen durch keilförmige Fertigbetonkörper (Zwickel) läßt sich unschwer auf die vollständige Ausschaltung der durch ruhende Last hervorgerufenen Biegungsspannungen ausdehnen. Man gewinnt hierdurch ein neues Mittel, um die hohen Pressungen in den Kämpfertellen und im Scheitel solcher Bogen herabzusetzen und insbesondere Zugspannungen an diesen Stellen zu vermeiden¹. Da gerade diese Umstände für die Anwendung unbewehrter Betonbogen bei größeren Stützweiten hinderlich sind, kommt der erwähnten Theorie und ihrer Erweiterung eine Bedeutung für weitgespannte Massivbrücken zu, die deren kurze Wiedergabe rechtfertigt.

Grundlegend für das Verfahren ist nachstehende Überlegung: Die durch gleichmäßiges Schwinden und durch ruhende Last verursachte Achsenverkürzung eines eingespannten Bogens hat im statisch bestimmten Grundsystem (Abb. 1) eine gegenseitige Lagenänderung der im elastischen Mittelpunkte frei gedachten Enden der starren Arme zur Folge, die mit den beiden Kämpfern fest verbunden sind. Diese Lagenänderung kann durch über den ganzen Bogen nach einem bestimmten Gesetze verteilte Querschnittsdrehungen (γ) aufgehoben werden, so daß keine statisch unbestimmten Kräfte auftreten. Die Querschnittsdrehungen werden dadurch hervorgebracht, daß man das Schwindmaß in der Querschnittsrichtung linear veränderlich macht.

Sind Bogenachse und Verteilung der ruhenden Last zu einer Lotrechten symmetrisch, was, als praktisch allein vorkommend, vorausgesetzt wird, so ergibt sich, wenn auch die Verdrehungen γ symmetrisch verteilt sind, keine gegenseitige Verschiebung in der Y-Richtung und daher auch keine statisch unbestimmte Teilkraft V. Stimmt weiter die Bogenachse mit der Stützlinie für ruhende Last überein, so kann das Freitragermoment \mathfrak{M} durch den Horizontalschub eines gedachten Dreigelenkbogens: H_0 und durch die Ordinate der Bogenachse y ausgedrückt werden.

Man erhält:

$$(1) \quad \mathfrak{M} = (\eta + y) H_0.$$

Der dem H_0 entsprechende Anteil des Einspannmomentes $Z:Z_0$ ergibt sich mit:

$$(2) \quad Z_0 = \eta H_0.$$

Bezeichnet man die Ergänzungen auf die vollen Werte H und Z mit ΔH und ΔZ , so folgt für das Biegemoment an beliebiger Stelle:

$$(3) \quad M = -\Delta Z - y \Delta H,$$

und für die Normalkraft (positiv als Druck):

$$(4) \quad N = \frac{H_0}{\cos \varphi} + \Delta H \cos \varphi.$$

¹ Bekannte Mittel sind die Anordnung provisorischer Gelenke (vgl. Neumann, Beton u. Eisen 1922, Seite 189) und die Berichtigung der Bogenachse (vgl. Ritter, Bericht über den 1. Internationalen Kongreß für Brückenbau, und Kребitz, Beton und Eisen 1927, Seite 199 ff.).

Die Bestimmungsgleichungen für ΔH und ΔZ lauten, wenn x das lineare Schwindmaß der Bogenachse an irgendeiner Stelle und γ die Querschnittsdrehung bedeuten:

$$(5) \quad \Delta \varphi = \int \frac{M}{EJ} ds + \int \gamma ds = 0$$

und

$$(6) \quad \Delta x = \int \frac{My}{EJ} ds + \int \gamma y ds - \int \frac{N}{EF} dx - \int z dx = 0,$$

woraus

$$(7) \quad \Delta Z \int \frac{ds}{EJ} = \int \gamma ds$$

und

$$(8) \quad -\Delta H \left(\int \frac{y^2 ds}{EJ} + \int \frac{\cos \varphi dx}{EF} \right) = \int \frac{H_0 dx}{EF \cos \varphi} + \int z dx - \int \gamma y ds$$

fließen.

Werden die rechten Seiten der Gleichungen (7) und (8) Null, so verschwinden ΔZ und ΔH , und damit auch das Moment an beliebiger Stelle: M . Wählt man also γ so, daß es den Beziehungen:

$$(9) \quad \int \gamma ds = 0$$

und

$$(10) \quad \int \frac{H_0 dx}{EF \cos \varphi} + \int z dx - \int \gamma y ds = 0$$

genügt, so bleibt der Bogen unter der ruhenden Last und der Schwindwirkung biegunsfrei.

Die für γ zu wählende Funktion muß symmetrisch sein, um kein V hervorzurufen, und kann, da zwei Bestimmungsgleichungen zur Verfügung stehen, zwei Konstante aufweisen. Außerdem soll γ mit Rücksicht auf eine leichte Ausführung möglichst gleichmäßig über die ganze Bogenlänge verteilt sein. Allen diesen Anforderungen entspricht am besten der Ansatz²:

$$(I) \quad \gamma = m y^n + p,$$

m und p sind die Konstanten, deren Werte aus den Gleichungen (9) und (10) folgen, n eine frei wählbare ungerade Zahl, ungerade, um imaginäre Ausdrücke zu vermeiden.

Verwendet man (I) in (9) und (10), so erhält man:

$$(II) \quad m = \frac{\int \frac{H_0 dx}{EF \cos \varphi} + \int z dx}{\int y^{1+\frac{1}{n}} ds - \frac{1}{s} \int y ds \int y^{\frac{1}{n}} ds};$$

$$(III) \quad p = -\frac{m}{s} \int y^{\frac{1}{n}} ds.$$

Die vorkommenden Summen sind für einen gegebenen Bogen leicht zu ermitteln und entfällt daher die Notwendigkeit, durch vereinfachende Annahmen Näherungswerte zu ermitteln³.

² Andere mögliche Ansätze, wie $\gamma = a \cos \varphi + b$ oder $\gamma = c x^2 + d$ usw., ergeben eine sehr ungleichmäßige Verteilung von γ .

³ Baticle wählt $n = 1$. Da für eingespannten Bogen $\int y ds$ im allgemeinen negativ wird, müssen m und p gleich bezeichnet sein, was bei den von A. Paris angegebenen Näherungswerten nicht zutrifft.

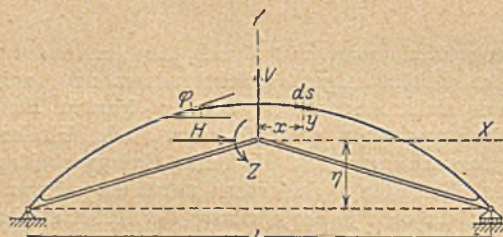


Abb. 1.

Nun handelt es sich noch um die Erzielung der nach (I) bestimmten Verdrehungen im Bauwerke. Hierzu wird der Umstand benutzt, daß das Schwindmaß des Betons mit zunehmendem Alter sich rasch verkleinert. Ist in einem Bogenstück von der Länge l alter Beton mit dem noch zu erwartenden Schwindmaße \varkappa_a derart über den Querschnitt verteilt, daß sich sein Anteil an der jeweils in der Achsenrichtung vorhandenen Betonmenge quer zur Achse linear verändert und am oberen Rande der Länge λ_o , am unteren der Länge λ_u entspricht (Abb. 2), so ist, wenn \varkappa_f das gesamte Schwindmaß des Frischbetons bedeutet, die ganze Schwindlänge am oberen Rande ausgedrückt durch:

$$\lambda_o \varkappa_a + (l - \lambda_o) \varkappa_f,$$

am unteren Rande durch:

$$\lambda_u \varkappa_a + (l - \lambda_u) \varkappa_f.$$

Für das lineare Schwindmaß in der um $a d$ vom unteren Rande abstehenden neutralen Achse (Bogenachse) folgt dann:

$$(11) \quad \varkappa = \varkappa_f \left\{ 1 - \left[a \lambda_o + (l - a) \lambda_u \right] \left(1 - \frac{\varkappa_a}{\varkappa_f} \right) \right\},$$

für die Verdrehung:

$$(12) \quad \gamma = \frac{\varkappa_f}{d} (\lambda_u - \lambda_o) \left(1 - \frac{\varkappa_a}{\varkappa_f} \right).$$

Nimmt man nun das Schwindmaß der neutralen Achse \varkappa von vorneherein entweder für den ganzen Bogen gleich groß oder nach einem geeigneten Gesetze veränderlich an, so können m und p nach (II) und (III) und im weiteren für jedes y nach (I) γ bestimmt werden. Aus (11) und (12) folgen dann die Werte für λ_o und λ_u , und zwar:

$$(IV) \quad \lambda_o = \frac{\varkappa_f - \varkappa - (1 - a) \gamma d}{\varkappa_f \left(1 - \frac{\varkappa_a}{\varkappa_f} \right)},$$

$$(V) \quad \lambda_u = \frac{\varkappa_f - \varkappa + a \gamma d}{\varkappa_f \left(1 - \frac{\varkappa_a}{\varkappa_f} \right)}.$$

Mögliche Werte von λ_o und λ_u müssen zwischen 0 und l liegen.

Um ein Bild von den ziffermäßigen Größen der Werte λ_o und λ_u zu gewinnen, seien nachstehend die mit den Abmessungen eines für eine Straßenbrücke II. Klasse ausgeführten Bogens von 73,8 m Stützweite und 15,52 m Pfeilhöhe ermittelten Ergebnisse angeführt. Da der Bogenquerschnitt durchwegs rechteckig ist, gilt $a = \frac{1}{2}$. Weiter wird angenommen:

$\varkappa_a = 0$ (der Altbeton sei schon vollständig geschwunden),
 $\varkappa_f = 0,00015$ (nach den deutschen Bestimmungen) und
 $\varkappa = 0,25 \varkappa_f$.

Man erhält nach (II) und (III):

für $n = 1$	$m = 0,000005185$	$p = 0,000008450$
„ $n = 3$	$= 0,00001718$	$= 0,000004120$
„ $n = 5$	$= 0,00002058$	$= 0,00000272$

Die sich für γ , λ_o und λ_u ergebenden Werte wurden, bezogen auf die Bogenlänge, vom Kämpfer ausgehend in Schaulinien eingetragen (Abb. 3). Aus deren Verlaufe erkennt man deutlich die ausgleichende Wirkung eines größeren n . Während mit $n = 1$ die notwendige Verdrehung γ im Kämpfer mit einem extremen Werte beginnt, absolut genommen gegen den

Viertelpunkt hin stetig abnimmt, um dann das Vorzeichen zu wechseln, liefern höhere n einen raschen Übergang von der negativen zur positiven Verdrehung, hierfür aber eine ziemlich gleichmäßige Verteilung sowohl im positiven als auch im negativen Bereiche und erleichtern so die wirkliche Anwendung. Eine solche ist in der folgenden Weise ohne Schwierigkeiten und ohne Mehrkosten möglich.

Man stellt die erforderliche Altbetonmenge, wie dies ohnehin zur Ausschaltung von Vorspannungen infolge der Formänderung des Lehrgerüsts notwendig ist, schon auf dem Lehrgerüste in Teilstücken her und schalt diese nach den Verhältnisswerten λ_o und λ_u , die sich für jede Stelle aus der Rechnung ergeben, ab. In Abweichung von der ohnedies üblichen Ausführung verbleiben dann keilförmige Fugen, die so lange offen zu halten sind, bis der Beton der Teilstücke ganz oder wenigstens soweit geschwunden ist, daß das restliche Schwindmaß (\varkappa_a) für alle gleich groß angenommen werden kann. Bei der für die Fugenfüllung erforderlichen Betonmenge können der Wasserzusatz so sorgfältig bemessen und so gleichmäßige Zuschläge verwendet werden, daß das Schwindmaß \varkappa_f für alle Fugen gleich groß wird.

Natürlicherweise muß die Fugenfüllung so rasch vorgenommen werden, daß der Fugenbeton die durch seine Last hervorgerufenen Formänderungen des Lehrgerüsts noch plastisch mitmachen kann.

Für das vorbehandelte Rechnungsbeispiel würde bei einer mittleren Länge der Altbetonstücke von 1,50 m die Fuge am Kämpfer, deren Begrenzungsflächen die stärkste Neigung aufweisen, mit $n = 5$ oben 17,7 cm und unten 55,8 cm Breite erhalten. Die Tangente des Winkels zwischen Fugenfläche und Querrichtung beträgt daher bei einer Bogenstärke von 1,365 m: $\frac{1}{7,36}$, ist also viel kleiner als jene des Reibungswinkels. Sollte sich im gegebenen Falle eine stärkere Neigung der Fugenflächen ergeben, so wäre zur Sicherung gegen ein Auspressen der Keilkörper durch Rillen im Beton Vorsorge zu treffen. Jedenfalls bietet der beschriebene Vorgang bei der Ausführung die Möglichkeit, die Beanspruchungen infolge des Schwindens und der durch die Eigenlast hervorgerufene Achsenverkürzung vollständig auszuschalten, wenn die Schwindkurve des verwendeten Betons vorher einwandfrei bestimmt ist und danach die Verteilung von Alt- und Frischbeton festgelegt wird.

Bei Ausführung des Bogens in Ringen ist eine Anwendung der Theorie nur denkbar, wenn man die in den unteren Ringen durch die Auflast der oberen hervorgerufenen Vorspannungen bzw. elastischen Verpressungen durch nachträgliches stärkeres Schwinden ausgleicht. Denkt man sich den Bogen im Augen-

⁴ Theoretisch sollte der Altbeton in differentiellen Lamellen auftreten. Da es sich jedoch nur um die summarische Wirkung der Verdrehungen γ handelt, unterliegt die Verwendung größerer Teilstücke keinem Anstande.

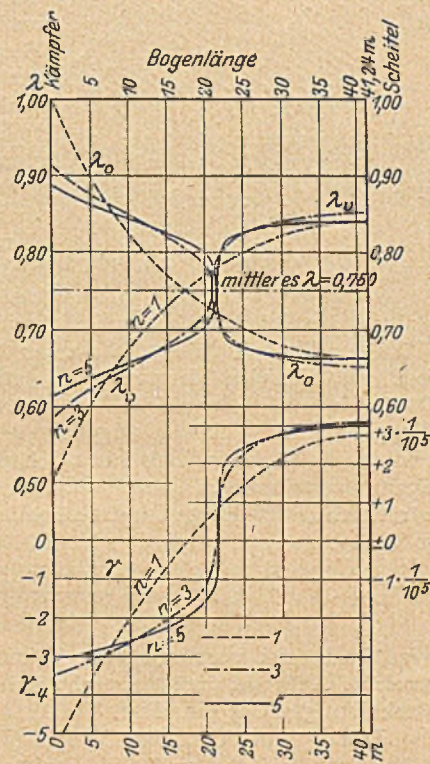


Abb. 3.

blicke der Fertigstellung des letzten Ringes in seiner Form, soweit Schwinden in Frage kommt, festgehalten, das unterstützende Lehrgerüst entfernt und die volle ruhende Last aufgebracht, so würde in einem beliebigen Querschnitte die Schaulinie der Spannungen das in Abb. 4 dargestellte Bild ergeben.

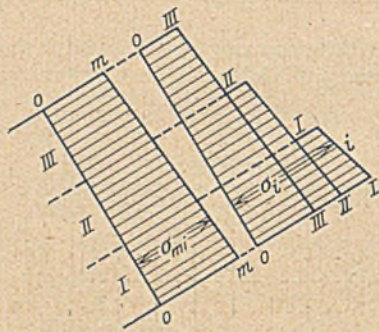


Abb. 4.

Zwischen II II und I I liegen die im ersten Ringe durch die Auflast des zweiten hervorgerufenen Beanspruchungen, zwischen III III und II II jene, die bei der Herstellung des dritten Ringes in dem als Einheit wirkenden fertigen Bogenteile (I. und II. Ring) entstehen, und schließlich zwischen o o und III III die Spannungswerte, welche durch die bei der Ausrüstung übernommene Eigenlast und durch den weiteren Aufbau der Fahrbahn im vollen Querschnitte geweckt werden. Wäre der Bogen im Augenblicke der Fertigstellung spannungsfrei, wie dies die Theorie voraussetzt, so ergäbe sich ohne Rücksicht auf Schwindeinflüsse unter der ruhenden Vollast das gleichfalls in Abb. 4 angedeutete, geradlinige Spannungsbild (σ_m). Durch willkürliches Schwinden können die beiden Spannungsbilder zur Übereinstimmung gebracht werden. Verkürzt sich die beliebige Faser i ohne äußere Einwirkung um α_i , so daß

$$(13) \quad \alpha_i = \frac{\sigma_i - \sigma_{im}}{E}$$

wird; so ist der vorausgesetzte Spannungszustand des Bogens erreicht. Außerdem müssen noch die der Theorie entsprechenden Verkürzungen der einzelnen Fasern eintreten.

Denkt man sich nach (IV) und (V) die Randwerte für den Altbetonanteil: λ_{om} und λ_{um} ermittelt, so kann bei der an-

genommenen gradlinigen Verteilung über den Querschnitt für die beliebige Faser: λ_{im} bestimmt werden. Die diesem Werte entsprechende Verkürzung beträgt:

$$(14) \quad \alpha_{i2} = \lambda_{im} \alpha_a + (1 - \lambda_{im}) \alpha_r$$

Sind die Maße des in der Faser i nach Fertigstellung des Bogens noch zu erwartenden Schwindens α_{ai} und α_{ri} , so muß der tatsächlich verwendete Altbetonanteil λ_i zu einer gesamten Verkürzung $\alpha_i + \alpha_{i2}$ führen, also:

$$(15) \quad \lambda_i \alpha_{ai} + (1 - \lambda_i) \alpha_{ri} = \alpha_i + \alpha_{i2}$$

Daraus folgt:

$$(16) \quad \lambda_i = \lambda_{im} \frac{\alpha_r - \alpha_a}{\alpha_{ri} - \alpha_{ai}} - (\alpha_r - \alpha_{ri}) - \frac{\sigma_i - \sigma_{im}}{E (\alpha_{ri} - \alpha_{ai})}$$

Nach (16) können für jede Stelle des Bogens die Altbetonanteile an den Grenzen der einzelnen Ringe ermittelt und so die richtige Verteilung von Alt- und Frischbeton festgelegt werden. Man kann sich vorstellen, daß durch geeignete Maßnahmen, insbesondere durch ständiges Naßhalten des Frischbetons der unteren Ringe α_{ri} so hoch gehalten wird, daß sich noch überall mögliche λ_i ergeben. Um Reibungskräfte an den Berührungsflächen der Ringe zu vermeiden, müssen die Abmessungen der Altbetonstücke in der Richtung der Bogenachse klein gewählt werden. Es ist daher der für Herstellung des Bogens in einem Zuge beschriebene Vorgang auch beim untersten Ringe nicht zweckmäßig. In den oberen Ringen können nur vorher hergestellte Fertigbetonstücke verwendet werden, wenn der ganze Beton eingebracht sein soll, bevor der unterste Frischbeton die Schwindfähigkeit verloren hat. Jedenfalls bietet die richtige Schätzung seines Schwindmaßes Schwierigkeiten und bleibt die Bestimmung der Spannungen σ_i und σ_{im} infolge der statischen Unklarheit eine fragliche. Bei Ausführung eines Betonbogens in Ringen wird daher nur eine angenäherte Übereinstimmung von Rechnung und Wirklichkeit zu erzielen sein.

DIE BRÜCKE ÜBER DEN ELORNFLUSS BEI BREST.

Mitgeteilt von Dr.-Ing. A. Mehmel, Hannover.

Um einen geeigneten Entwurf für die Überbrückung des Elornflusses bei Brest, der daselbst eine Breite von etwa 700 m hat, zu erhalten, schrieb die zuständige Baubehörde im Jahre 1923 einen Wettbewerb aus. Es gingen 8 Entwürfe ein, von

denen drei eiserne Bauwerke und fünf Bauwerke aus Eisenbeton vorsahen. Die Kosten lagen für die eisernen Bauwerke zwischen 11,4 und 13,8, für die Eisenbetonbauwerke zwischen 7,3 und 16,2 Millionen Papierfranken.

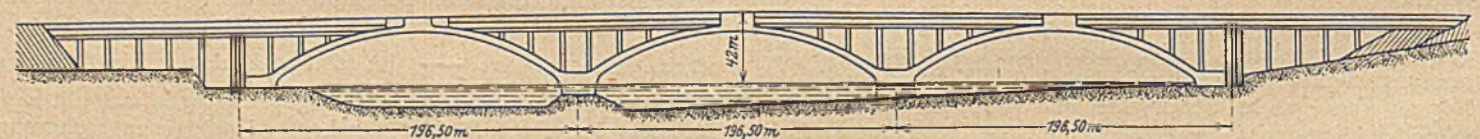


Abb. 1. Ansicht.

denen drei eiserne Bauwerke und fünf Bauwerke aus Eisenbeton vorsahen. Die Kosten lagen für die eisernen Bauwerke zwischen 11,4 und 13,8, für die Eisenbetonbauwerke zwischen 7,3 und 16,2 Millionen Papierfranken.

Die Brücke sollte eine Straße und eine ein- gleisige Bahn über den Elornfluß überführen. Der von der Prüfungskommission angenommene Entwurf des Ingenieurs Freyssinet sieht 2 Bogenrippen mit kastenförmigem Querschnitt vor (vgl. Abb. 1); die Fahrbahn ist zweistöckig und weist ebenfalls einen Kastenquerschnitt auf (vgl. Abb. 2 und 3), dessen Seitenwände fachwerkartig aufgelöst sind. Diese Konstruktion verleiht der Fahrbahn eine große Steifigkeit, so daß der Kon-

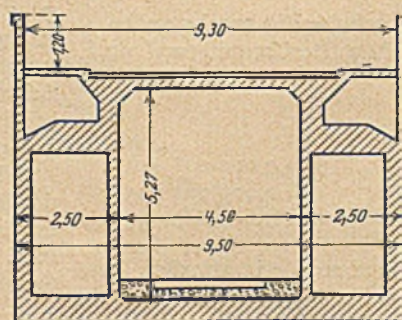


Abb. 2. Querschnitt durch Bogenscheitel.

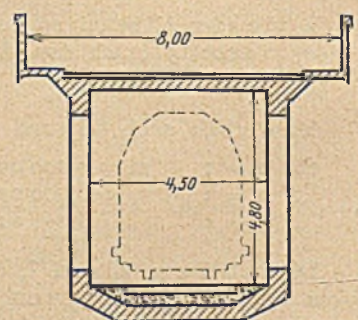


Abb. 3. Querschnitt durch die Fahrbahnkonstruktion über den Kämpfern.

Die Fundamente sind aus Tonerdezementbeton hergestellt, während zu der oberen tragenden Konstruktion normaler Zementbeton verwendet wird. Die Mischung für den normalen Zementbeton ist ziemlich fett und beträgt 425 kg auf 1 m³ Beton. Nach den französischen Vorschriften ist die zulässige Betondruckbeanspruchung σ zul. von der Beton-

Freyssinet behauptete auf der Wiener Tagung, daß sich mit der gleichen Konstruktion unter Ausnutzung der zulässigen Spannungen (diese liegen nach den oben angegebenen Festigkeitswerten zwischen 140—170 kg/cm²), Spannweiten von 370—400 m erzielen ließen.

Die Einrüstung geschieht durch einen eisernen Lehrbogen,



Abb. 4. Bauzustand Ende des Jahres 1928.

druckfestigkeit σ_{bd} nach 90 Tagen in der Weise abhängig, daß σ zul. = $\frac{28}{100} \sigma_{bd}$ sein darf. Da nach den Mitteilungen von Freyssinet auf der Wiener internationalen Tagung für Brückenbau und Hochbau im Jahre 1928 die Betonfestigkeit nach 90 Tagen zwischen 500—600 kg betrug, so liegt die der Berechnung zugrunde gelegte Beanspruchung von 75 kg/cm² weit unterhalb der nach den französischen Bestimmungen zulässigen Spannungswerte.

der als Zweigelenkbogen mit Zugband ausgebildet und auf zwei Pontons schwimmend an Ort und Stelle gebracht wird. Die drei Bögen werden nacheinander mittels des gleichen Lehrgerüsts hergestellt. Zur Zeit sind zwei Bögen fertig, und der dritte wird in Angriff genommen.

Weitere Einzelheiten für die Konstruktion sind von der ausführenden Gesellschaft, L' Entreprise Limonsin et Cie, nicht zu erhalten, da die genannte Gesellschaft vor Beendigung des Baues grundsätzlich weiteren Veröffentlichungen ablehnend gegenübersteht.

DER DURCHLAUFENDE BALKEN UNTER VIERSEITIG GELAGERTEN PLATTEN.

Von Bauingenieur Klagas, Darmstadt.

Übersicht: Neben der Aufstellung allgemeiner Formeln werden bei gleichen Feldweiten für die Stützmente Tabellen gegeben. Die Feldmomente werden dann graphisch ermittelt, wofür ein einfaches Verfahren, durch Tabellen unterstützt, gezeigt wird.

Wie in der Arbeit „Auswertung der Marcus'schen Formeln für vierseitig gelagerte Platten“ im „Bauingenieur“ 1927, Nr. 12 und 14, die frühere Arbeit des Herrn Dipl.-Ing. Luetkens im „Bauingenieur“ 1925, Nr. 21, durch eine völlige Neuberechnung und Erweiterung des Intervalls von 0,05 auf 0,01 verbessert wurde, so soll es hier auch mit der Arbeit des Herrn Dipl.-Ing. Kind „Die Berechnung der durch kreuzweise bewehrte Platten belasteten Balken“ im „Bauingenieur“ 1927, Nr. 51, geschehen. Diese letztere Arbeit, so gut und schön sie auch sein mag, kann aus zwei Gründen nicht befriedigen. Erstens ist das Intervall von 0,05 zu groß. Zu groß, trotz der angegebenen Differenzen, da eine Interpolation auf 0,001 1 nicht mehr im Kopfe erfolgen kann. Es sollten solche Tabellen nie ein anderes Intervall als 0,01 1 haben, dann kann man bei Beschränkung der Dezimalstellen der Tabellenwerte auf 4 oder 5 Stellen (so daß die Differenzen möglichst unter 100 Einheiten der letzten Stelle bleiben) die Interpolation auf 0,001 1 leicht im Kopfe vornehmen, wenn man nicht gar, wie es viele tun, auf diese Interpolation überhaupt verzichtet. Zweitens ist aber diese Arbeit durch Einführung der Belastung der anschließenden Platten (kg bzw. t/m²) für die Balken unpraktisch.

Dem scheinbaren Vorteil der schon gegebenen einfachen Plattenbelastung gegenüber der erst durch eine Multiplikation

zu bildenden Belastung des Balkens in kg bzw. t/lfdm steht der bedeutend größere Nachteil der 3. und 4. Potenzen der Feldweiten, die sich auf dem gewöhnlichen Rechenschieber nur unbequem bilden lassen, gegenüber. Es liegt kein Grund vor, von der bewährten Belastungsart bei Balken (kg/m, t/m) abzuweichen. Für den hier zu behandelnden Fall werden dabei die Formeln der dimensionslosen Ausdrücke meist noch etwas einfacher.

Nachstehend werden nun diese Balken in gewohnter Weise behandelt, die bei den Auflagerkräften zu 1. Potenzen, bei den M_0 -Momenten zu 2. Potenzen und nur bei den Momentenstützkräften (Auflagerkräfte des mit der Momentenfläche belasteten Balkens auf 2 Stützen) zu 3. Potenzen der Feldweiten führt. Diese 3. Potenzen kann man aber sofort vermeiden, wenn man statt mit den Momentenstützkräften mit den Kreuzlinienabschnitten (Belastungsglieder, siehe „Kleinogel, Mehrstielige Rahmen“, 2. Auflage 1927) rechnet. Dann hat man auch bei durchlaufenden Balken immer nur mit 2. Potenzen zu rechnen. Vor allem aber, und das ist die Hauptsache, braucht man bei Anwendung der Tabellen, also bei gleichen Feldweiten, immer nur mit 2. Potenzen der Feldweiten zu rechnen.

1. Bezeichnungen und Bestimmung der M_0 -Momente und der Belastungsglieder.

In Abb. 1 sei ein beliebiges Feld eines durchlaufenden Balkens unter kreuzweise bewehrten Platten von beliebiger Ausdehnung dargestellt. Die dieses Balkenfeld belastenden

Plattenfelder haben die Breite l_{y_1} und l_{y_2} , die Feldweite des Balkens ist l_x . Dann ist, abgesehen vom Eigengewicht des Balkens, die Belastung des Balkenfeldes wie in Abb. 2 angegeben. (Man beachte, daß es sich um zwei selbständige Abbildungen handelt, deren Bezeichnungen verschieden sind. Die Bezeichnungen der Abb. 2 wurden deshalb so gewählt, um die hier gebrachten Resultate auch ohne jede Umstellung für andere Balken gebrauchen zu können.)

Abb. 1.

Das Eigengewicht des Balkens kann man mit sehr großer Annäherung auch als trapezförmige Belastung ansehen. Der größeren Genauigkeit wegen wird man es aber stets zu der Belastung g_1 der Abb. 1 hinzuzählen, nicht zu g_2 . Hierbei ist das Eigengewicht und das Moment etwas zu klein. Will man das Eigengewicht noch genauer berücksichtigen, so erhält man (dabei das Eigengewicht genau, das Moment etwas zu groß):

$$g_B = \frac{1}{1-a_1} g_B;$$

In Abb. 2 bedeutet nun:

$$a_1 = \frac{l_{y_1}}{2}; \quad a_2 = \frac{l_{y_2}}{2};$$

$$p_1 = g_1' a_1 + g_B; \quad \text{bzw.} \quad p_1 = p_1' a_1;$$

$$p_2 = g_2' a_2; \quad \text{bzw.} \quad p_2 = p_2' a_2.$$

(Hierin bedeuten g_1', p_1', g_2', p_2' die Belastungen der Platten, Abb. 1, und g_B das Eigengewicht des Balkens selbst.) Diese

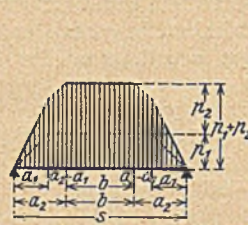


Abb. 2.

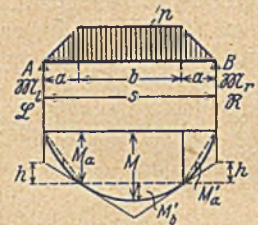


Abb. 3.

Multiplikationen muß man eben hier, wie bei jedem anderen Balken auch, vornehmen, um die Belastung des Balkens pro lfd. Meter zu erhalten.

In Abb. 3 ist nun für die Belastung des Balkens durch ein Plattenfeld die Belastungsfläche mit der zugehörigen Momentenfläche dargestellt.

Es bedeuten:

- A, B = Auflagerkräfte.
- M_a = Moment in den Punkten a von den Auflagern.
- M_a', M_b' = Maximalmoment der Belastung p auf die Teillängen a und b.
- M = Maximalmoment des Balkens A—B.
- $\mathfrak{M}, \mathfrak{M}_r$ = Statisches Moment der Lastresultierenden, bezogen auf A und B.

Tabelle I.

a	M_a	M'_a	M'_b	h	M	\mathfrak{Q}
0,00	0,0000	0,0000	0,1250	0,0000	0,1250	0,2500
0,01	49	0	1201	49	1250	2500
0,02	97	0	1152	96	1249	2498
0,03	144	0	1105	141	1249	2496
0,04	189	1	1058	184	1247	2492
0,05	0,0233	0,0002	0,1013	0,0225	0,1246	0,2488
0,06	276	2	968	264	1244	2483
0,07	317	3	925	301	1242	2476
0,08	357	4	882	336	1239	2469
0,09	396	5	841	369	1237	2461
0,10	0,0433	0,0006	0,0800	0,0400	0,1233	0,2453
0,11	469	8	761	429	1230	2443
0,12	504	9	722	456	1226	2432
0,13	537	11	685	481	1222	2421
0,14	569	13	648	504	1217	2409
0,15	0,0600	0,0014	0,0613	0,0525	0,1213	0,2396
0,16	629	16	578	544	1207	2382
0,17	657	19	545	561	1202	2368
0,18	684	21	512	576	1196	2353
0,19	709	23	481	589	1190	2337
0,20	0,0733	0,0026	0,0450	0,0600	0,1183	0,2320
0,21	756	28	421	609	1177	2303
0,22	777	31	392	616	1169	2285
0,23	797	34	365	621	1162	2266
0,24	816	37	338	624	1154	2247
0,25	0,0833	0,0040	0,0313	0,0625	0,1146	0,2227
a	M_a	M'_a	M'_b	h	M	\mathfrak{Q}

a	M_a	M'_a	M'_b	h	M	\mathfrak{Q}
0,25	0,0833	0,0040	0,0313	0,0625	0,1146	0,2227
0,26	849	43	288	624	1137	2206
0,27	864	47	265	621	1129	2185
0,28	877	50	242	616	1119	2163
0,29	889	54	221	609	1110	2140
0,30	0,0900	0,0058	0,0200	0,0600	0,1100	0,2118
0,31	909	62	181	589	1090	2094
0,32	917	66	162	576	1079	2070
0,33	924	70	145	561	1069	2045
0,34	929	74	128	544	1057	2020
0,35	0,0933	0,0079	0,0113	0,0525	0,1046	0,1995
0,36	936	83	98	504	1034	1969
0,37	937	88	85	481	1022	1942
0,38	937	93	72	456	1009	1915
0,39	936	98	61	429	997	1888
0,40	0,0933	0,0103	0,00500	0,0400	0,0983	0,1860
0,41	929	108	495	369	970	1832
0,42	924	113	320	336	956	1803
0,43	917	119	245	301	942	1774
0,44	909	124	180	264	927	1745
0,45	0,0900	0,0130	0,00125	0,0225	0,0913	0,1715
0,46	889	136	80	184	897	1685
0,47	877	142	45	141	882	1655
0,48	864	148	20	96	866	1624
0,49	849	154	5	49	850	1594
0,50	0,0833	0,0160	0,00000	0,0000	0,0833	0,1563
a	M_a	M'_a	M'_b	h	M	\mathfrak{Q}

Tabelle 2.
Werte M_{α_1}

Tabelle 5.
Werte Q_{α_1}

α_1	α_2										α_1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34		0,35	0,36	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,44	0,45	0,46	0,47	0,48	0,49	0,50																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
0,25	0,2493	0,2484	0,2474	0,2463	0,2451	0,2439	0,2424	0,2403	0,2381	0,2357	0,2333	0,2306	0,2278	0,2249	0,2219	0,2188	0,2156	0,2124	0,2090	0,2056	0,2021	0,1985	0,1949	0,1912	0,1875	0,1837	0,1799	0,1761	0,1723	0,1685	0,1647	0,1609	0,1571	0,1533	0,1495	0,1457	0,1419	0,1381	0,1343	0,1305	0,1267	0,1229	0,1191	0,1153	0,1115	0,1077	0,1039	0,1001	0,963	0,925	0,887	0,849	0,811	0,773	0,735	0,697	0,659	0,621	0,583	0,545	0,507	0,469	0,431	0,393	0,355	0,317	0,279	0,241	0,203	0,165	0,127	0,089	0,051	0,013																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
0,26	2398	2393	2385	2374	2360	2344	2326	2306	2285	2261	2237	2211	2184	2155	2126	2095	2064	2032	1999	1965	1931	1896	1860	1824	1787	1750	1713	1676	1639	1602	1565	1528	1491	1454	1417	1380	1343	1306	1269	1232	1195	1158	1121	1084	1047	1010	973	936	899	862	825	788	751	714	677	640	603	566	529	492	455	418	381	344	307	270	233	196	159	122	85	48	11	-26	-63	-100	-137	-174	-211	-248	-285	-322	-359	-396	-433	-470	-507	-544	-581	-618	-655	-692	-729	-766	-803	-840	-877	-914	-951	-988	-1025	-1062	-1099	-1136	-1173	-1210	-1247	-1284	-1321	-1358	-1395	-1432	-1469	-1506	-1543	-1580	-1617	-1654	-1691	-1728	-1765	-1802	-1839	-1876	-1913	-1950	-1987	-2024	-2061	-2098	-2135	-2172	-2209	-2246	-2283	-2320	-2357	-2394	-2431	-2468	-2505	-2542	-2579	-2616	-2653	-2690	-2727	-2764	-2801	-2838	-2875	-2912	-2949	-2986	-3023	-3060	-3097	-3134	-3171	-3208	-3245	-3282	-3319	-3356	-3393	-3430	-3467	-3504	-3541	-3578	-3615	-3652	-3689	-3726	-3763	-3800	-3837	-3874	-3911	-3948	-3985	-4022	-4059	-4096	-4133	-4170	-4207	-4244	-4281	-4318	-4355	-4392	-4429	-4466	-4503	-4540	-4577	-4614	-4651	-4688	-4725	-4762	-4799	-4836	-4873	-4910	-4947	-4984	-5021	-5058	-5095	-5132	-5169	-5206	-5243	-5280	-5317	-5354	-5391	-5428	-5465	-5502	-5539	-5576	-5613	-5650	-5687	-5724	-5761	-5798	-5835	-5872	-5909	-5946	-5983	-6020	-6057	-6094	-6131	-6168	-6205	-6242	-6279	-6316	-6353	-6390	-6427	-6464	-6501	-6538	-6575	-6612	-6649	-6686	-6723	-6760	-6797	-6834	-6871	-6908	-6945	-6982	-7019	-7056	-7093	-7130	-7167	-7204	-7241	-7278	-7315	-7352	-7389	-7426	-7463	-7500	-7537	-7574	-7611	-7648	-7685	-7722	-7759	-7796	-7833	-7870	-7907	-7944	-7981	-8018	-8055	-8092	-8129	-8166	-8203	-8240	-8277	-8314	-8351	-8388	-8425	-8462	-8499	-8536	-8573	-8610	-8647	-8684	-8721	-8758	-8795	-8832	-8869	-8906	-8943	-8980	-9017	-9054	-9091	-9128	-9165	-9202	-9239	-9276	-9313	-9350	-9387	-9424	-9461	-9498	-9535	-9572	-9609	-9646	-9683	-9720	-9757	-9794	-9831	-9868	-9905	-9942	-9979	-10016	-10053	-10090	-10127	-10164	-10201	-10238	-10275	-10312	-10349	-10386	-10423	-10460	-10497	-10534	-10571	-10608	-10645	-10682	-10719	-10756	-10793	-10830	-10867	-10904	-10941	-10978	-11015	-11052	-11089	-11126	-11163	-11200	-11237	-11274	-11311	-11348	-11385	-11422	-11459	-11496	-11533	-11570	-11607	-11644	-11681	-11718	-11755	-11792	-11829	-11866	-11903	-11940	-11977	-12014	-12051	-12088	-12125	-12162	-12199	-12236	-12273	-12310	-12347	-12384	-12421	-12458	-12495	-12532	-12569	-12606	-12643	-12680	-12717	-12754	-12791	-12828	-12865	-12902	-12939	-12976	-13013	-13050	-13087	-13124	-13161	-13198	-13235	-13272	-13309	-13346	-13383	-13420	-13457	-13494	-13531	-13568	-13605	-13642	-13679	-13716	-13753	-13790	-13827	-13864	-13901	-13938	-13975	-14012	-14049	-14086	-14123	-14160	-14197	-14234	-14271	-14308	-14345	-14382	-14419	-14456	-14493	-14530	-14567	-14604	-14641	-14678	-14715	-14752	-14789	-14826	-14863	-14900	-14937	-14974	-15011	-15048	-15085	-15122	-15159	-15196	-15233	-15270	-15307	-15344	-15381	-15418	-15455	-15492	-15529	-15566	-15603	-15640	-15677	-15714	-15751	-15788	-15825	-15862	-15899	-15936	-15973	-16010	-16047	-16084	-16121	-16158	-16195	-16232	-16269	-16306	-16343	-16380	-16417	-16454	-16491	-16528	-16565	-16602	-16639	-16676	-16713	-16750	-16787	-16824	-16861	-16898	-16935	-16972	-17009	-17046	-17083	-17120	-17157	-17194	-17231	-17268	-17305	-17342	-17379	-17416	-17453	-17490	-17527	-17564	-17601	-17638	-17675	-17712	-17749	-17786	-17823	-17860	-17897	-17934	-17971	-18008	-18045	-18082	-18119	-18156	-18193	-18230	-18267	-18304	-18341	-18378	-18415	-18452	-18489	-18526	-18563	-18600	-18637	-18674	-18711	-18748	-18785	-18822	-18859	-18896	-18933	-18970	-19007	-19044	-19081	-19118	-19155	-19192	-19229	-19266	-19303	-19340	-19377	-19414	-19451	-19488	-19525	-19562	-19599	-19636	-19673	-19710	-19747	-19784	-19821	-19858	-19895	-19932	-19969	-20006	-20043	-20080	-20117	-20154	-20191	-20228	-20265	-20302	-20339	-20376	-20413	-20450	-20487	-20524	-20561	-20598	-20635	-20672	-20709	-20746	-20783	-20820	-20857	-20894	-20931	-20968	-21005	-21042	-21079	-21116	-21153	-21190	-21227	-21264	-21301	-21338	-21375	-21412	-21449	-21486	-21523	-21560	-21597	-21634	-21671	-21708	-21745	-21782	-21819	-21856	-21893	-21930	-21967	-22004	-22041	-22078	-22115	-22152	-22189	-22226	-22263	-22300	-22337	-22374	-22411	-22448	-22485	-22522	-22559	-22596	-22633	-22670	-22707	-22744	-22781	-22818	-22855	-22892	-22929	-22966	-23003	-23040	-23077	-23114	-23151	-23188	-23225	-23262	-23299	-23336	-23373	-23410	-23447	-23484	-23521	-23558	-23595	-23632	-23669	-23706	-23743	-23780	-23817	-23854	-23891	-23928	-23965	-24002	-24039	-24076	-24113	-24150	-24187	-24224	-24261	-24298	-24335	-24372	-24409	-24446	-24483	-24520	-24557	-24594	-24631	-24668	-24705	-24742	-24779	-24816	-24853	-24890	-24927	-24964	-25001	-25038	-25075	-25112	-25149	-25186	-25223	-25260	-25297	-25334	-25371	-25408	-25445	-25482	-25519	-25556	-25593	-25630	-25667	-25704	-25741	-25778	-25815	-25852	-25889	-25926	-25963	-26000	-26037	-26074	-26111	-26148	-26185	-26222	-26259	-26296	-26333	-26370	-26407	-26444	-26481	-26518	-26555	-26592	-26629	-26666	-26703	-26740	-26777	-26814	-26851	-26888	-26925	-26962	-26999	-27036	-27073	-27110	-27147	-27184	-27221	-27258	-27295	-27332	-27369	-27406	-27443	-27480	-27517	-27554	-27591	-27628	-27665	-27702	-27739	-27776	-27813	-27850	-27887	-27924	-27961	-27998	-28035	-28072	-28109	-28146	-28183	-28220	-28257	-28294	-28331	-28368	-28405	-28442	-28479	-28516	-28553	-28590	-28627	-28664	-28701	-28738	-28775	-28812	-28849	-28886	-28923	-28960	-28997	-29034	-29071	-29108	-29145	-29182	-29219	-29256	-29293	-29330	-29367	-29404	-29441	-29478	-29515	-29552	-29589	-29626	-29663	-29700	-29737	-29774	-29811	-29848	-29885	-29922	-29959	-29996	-30033	-30070	-30107	-30144	-30181	-30218	-30255	-30292	-30329	-30366	-30403	-30440	-30477	-30514	-30551	-30588	-30625	-30662	-30699	-30736	-30773	-30810	-30847	-30884	-30921	-30958	-30995	-31032	-31069	-31106	-31143	-31180	-31217	-31254	-31291	-31328	-31365	-31402	-31439	-31476	-31513	-31550	-31587	-31624	-31661	-31698	-31735	-31772	-31809	-31846	-31883	-31920	-31957	-31994	-32031	-32068	-32105	-32142	-32179	-32216	-32253	-32290	-32327	-32364	-32401	-32438	-32475	-32512	-32549	-32586	-32623	-32660	-32697	-32734	-32771	-32808	-32845	-32882	-32919	-32956	-32993	-33030	-33067	-33104	-33141	-33178	-33215	-33252	-33289	-33326	-33363	-33400	-33437	-33474	-33511	-33548	-33585	-33622	-33659	-33696	-33733	-33770	-33807	-33844	-33881	-33918	-33955	-33992	-34029	-34066	-34103	-34140	-34177	-34214	-34251	-34288	-34325	-34362	-34399	-34436	-34473	-34510	-34547	-34584	-34621	-34658	-34695	-34732	-34769	-34806	-34843	-34880	-34917	-34954	-34991	-35028	-35065	-35102	-35139	-35176	-35213	-35250	-35287	-35324	-35361	-35398	-35435	-35472	-35509	-35546	-35583	-35620	-35657	-35694	-35731	-35768	-35805	-35842	-35879	-35916	-35953	-35990	-36027	-36064	-36101	-36138	-36175	-36212	-36249	-36286	-36323	-36360	-36397	-36434	-36471	-36508	-36545	-36582	-36619	-36656	-36693	-36730	-36767	-36804	-36841	-36878	-36915	-36952	-36989	-37026	-37063	-37100	-37137	-37174	-37211	-37248	-37285	-37322	-37359	-37396	-37433	-37470	-37507	-37544	-37581	-37618	-37655	-37692	-37729	-37766	-37803	-37840	-37877	-37914	-37951	-37988	-38025	-38062	-38099	-38136	-38173	-38210	-38247	-38284	-38321	-38358	-38395	-38432	-38469	-38506	-38543	-38580	-38617	-38654	-38691	-38728	-38765	-38802	-38839	-38876	-38913	-38950	-38987	-39024	-39061	-39098	-39135	-39172	-39209	-39246	-39283	-39320	-39357	-39394	-39431	-39468

Tabelle 3.

Felderanzahl		2	3	4	5	6	7	8	9	Felderanz. a
a	M									
	II	0,500 000	0,400 000	0,428 571	0,421 054	0,423 078	0,422 532	0,422 680	0,422 640	
	III		0,400 000	0,285 714	0,315 790	0,307 694	0,309 860	0,309 290	0,309 434	
	IV			0,428 571	0,315 790	0,346 156	0,338 028	0,340 208	0,339 626	
	V				0,421 054	0,307 694	0,338 028	0,329 896	0,332 076	
0,25	II IV	— 0,1114	— 0,0891	— 0,0954 — 0,0636	— 0,0938 — 0,0703	— 0,0942 — 0,0771	— 0,0941 — 0,0753	— 0,0941 — 0,0758	— 0,0941 — 0,0756	0,25
0,26	II IV	1103	882	945 630	929 697	933 764	932 746	932 750	932 749	0,26
0,27	II IV	1093	874	936 624	920 690	924 756	923 739	924 743	923 742	0,27
0,28	II IV	1082	865	927 618	911 683	915 749	914 731	914 736	914 735	0,28
0,29	II IV	1070	856	917 611	901 676	905 741	904 723	905 728	904 727	0,29
0,30	II IV	— 0,1059	— 0,0847	— 0,0908 — 0,0605	— 0,0892 — 0,0669	— 0,0896 — 0,0733	— 0,0895 — 0,0716	— 0,0895 — 0,0721	— 0,0895 — 0,0719	0,30
0,31	II IV	1047	838	897 598	882 661	886 725	885 708	885 712	885 711	0,31
0,32	II IV	1035	828	887 591	872 654	876 717	875 700	875 704	875 703	0,32
0,33	II IV	1023	818	876 584	861 646	865 708	864 691	864 696	864 695	0,33
0,34	II IV	1010	808	866 577	851 638	855 699	854 683	854 687	854 686	0,34
0,35	II IV	— 0,0998	— 0,0798	— 0,0855 — 0,0570	— 0,0840 — 0,0630	— 0,0844 — 0,0691	— 0,0843 — 0,0674	— 0,0843 — 0,0679	— 0,0843 — 0,0678	0,35
0,36	II IV	985	788	844 563	829 622	833 682	832 666	832 670	832 669	0,36
0,37	II IV	971	777	832 555	818 613	822 672	821 656	821 661	821 660	0,37
0,38	II IV	958	766	821 547	806 605	810 663	809 647	809 651	809 650	0,38
0,39	II IV	944	755	809 539	795 596	799 654	798 638	798 642	798 641	0,39
0,40	II IV	— 0,0930	— 0,0744	— 0,0797 — 0,0531	— 0,0783 — 0,0587	— 0,0787 — 0,0644	— 0,0786 — 0,0629	— 0,0786 — 0,0633	— 0,0786 — 0,0632	0,40
0,41	II IV	916	733	785 523	771 579	775 634	774 619	774 623	774 622	0,41
0,42	II IV	902	721	773 515	759 569	763 624	762 609	762 613	762 612	0,42
0,43	II IV	887	710	760 507	747 560	751 614	750 600	750 604	750 602	0,43
0,44	II IV	873	698	748 499	735 551	738 604	737 590	738 594	738 593	0,44
0,45	II IV	— 0,0858	— 0,0686	— 0,0735 — 0,0490	— 0,0722 — 0,0542	— 0,0726 — 0,0594	— 0,0725 — 0,0580	— 0,0725 — 0,0583	— 0,0725 — 0,0582	0,45
0,46	II IV	843	674	722 481	709 532	713 583	712 570	712 573	712 572	0,46
0,47	II IV	828	662	709 473	697 523	700 573	699 559	700 563	699 562	0,47
0,48	II IV	812	650	696 464	684 513	687 562	686 549	686 552	686 552	0,48
0,49	II IV	797	638	683 455	671 503	674 552	674 539	674 542	674 541	0,49
0,50	II IV	— 0,0782	— 0,0625	— 0,0670 — 0,0447	— 0,0658 — 0,0494	— 0,0661 — 0,0541	— 0,0660 — 0,0528	— 0,0661 — 0,0532	— 0,0661 — 0,0531	0,50
Felderanzahl		2	3	4	5	6	7	8	9	Felderanz. a

Tabelle 4.

Felderanzahl		2	3	4	5	6	7	8	9	Felderanzahl a
a	M									
	II III IV V	0,500 000	0,466 667 0,466 667	0,482 143 0,428 571 0,482 143	0,478 470 0,444 976 0,444 976 0,478 470	0,479 488 0,441 027 0,461 540 0,441 027	0,479 215 0,442 117 0,457 575 0,457 575	0,479 289 0,441 827 0,458 672 0,453 608	0,479 269 0,441 804 0,458 381 0,454 705	
0,25	II IV	- 0,1114	- 0,1039	- 0,1074 - 0,0954	- 0,1066 - 0,0991	- 0,1068 - 0,1028	- 0,1067 - 0,1019	- 0,1067 - 0,1021	- 0,1067 - 0,1021	0,25
0,26	II IV	1103	1029	1064 945	1056 982	1058 1018	1057 1009	1057 1012	1057 1011	0,26
0,27	II IV	1093	1020	1053 936	1045 972	1048 1008	1047 1000	1047 1002	1047 1002	0,27
0,28	II IV	1082	1009	1043 927	1035 962	1037 998	1037 990	1037 992	1037 991	0,28
0,29	II IV	1070	999	1032 917	1024 952	1026 988	1026 979	1026 982	1026 981	0,29
0,30	II IV	- 0,1059	- 0,0989	- 0,1021 - 0,0908	- 0,1013 - 0,0942	- 0,1016 - 0,0978	- 0,1015 - 0,0969	- 0,1015 - 0,0971	- 0,1015 - 0,0971	0,30
0,31	II IV	1047	977	1010 897	1002 932	1004 966	1003 958	1004 960	1004 960	0,31
0,32	II IV	1035	966	998 887	990 921	993 955	992 947	992 949	992 949	0,32
0,33	II IV	1023	954	986 876	978 910	981 944	980 936	980 938	980 937	0,33
0,34	II IV	1010	943	974 866	967 899	969 932	968 924	968 927	968 926	0,34
0,35	II IV	- 0,0998	- 0,0931	- 0,0962 - 0,0855	- 0,0955 - 0,0888	- 0,0957 - 0,0921	- 0,0956 - 0,0913	- 0,0956 - 0,0915	- 0,0956 - 0,0914	0,35
0,36	II IV	985	919	949 844	942 876	944 909	944 901	944 903	944 903	0,36
0,37	II IV	971	906	936 832	929 864	931 896	931 889	931 891	931 890	0,37
0,38	II IV	958	894	923 821	916 852	918 884	918 876	918 878	918 878	0,38
0,39	II IV	944	881	910 809	903 840	905 871	905 864	905 866	905 865	0,39
0,40	II IV	- 0,0930	- 0,0868	- 0,0897 - 0,0797	- 0,0890 - 0,0828	- 0,0892 - 0,0858	- 0,0891 - 0,0851	- 0,0891 - 0,0853	- 0,0891 - 0,0853	0,40
0,41	II IV	916	855	883 785	877 815	878 846	878 838	878 840	878 840	0,41
0,42	II IV	902	841	869 773	863 802	865 832	864 825	864 827	864 826	0,42
0,43	II IV	887	828	855 760	849 789	851 819	850 812	850 814	850 813	0,43
0,44	II IV	873	814	841 748	835 776	837 805	836 798	836 800	836 800	0,44
0,45	II IV	- 0,0858	- 0,0800	- 0,0827 - 0,0735	- 0,0821 - 0,0763	- 0,0822 - 0,0792	- 0,0822 - 0,0785	- 0,0822 - 0,0787	- 0,0822 - 0,0786	0,45
0,46	II IV	843	786	812 722	806 750	808 778	807 771	808 773	808 772	0,46
0,47	II IV	828	772	798 709	792 736	794 764	793 757	793 759	793 759	0,47
0,48	II IV	812	758	783 696	777 723	779 750	778 743	778 745	778 744	0,48
0,49	II IV	797	744	769 683	763 709	764 736	764 729	764 731	764 731	0,49
0,50	II IV	- 0,0782	- 0,0729	- 0,0754 - 0,0670	- 0,0748 - 0,0695	- 0,0749 - 0,0721	- 0,0749 - 0,0715	- 0,0749 - 0,0717	- 0,0749 - 0,0716	0,50
a	M	2	3	4	5	6	7	8	9	Felderanzahl a
Felderanzahl										

$\mathfrak{L}, \mathfrak{R}$ = Belastungsglieder = Kreuzlinienabschnitte. Es ist $\mathfrak{L} = K_x$ und $\mathfrak{R} = K_y$. Diese Belastungsglieder sind die durch die Stablänge dividierten 6fachen Auflagerdrucke des mit der Momentenfläche belasteten Balkens A—B.

Außerdem noch:

$$\begin{aligned} Q &= \text{Lastresultierende.} \\ \mathfrak{G} &= \mathfrak{L} + \mathfrak{R}; \\ \mathfrak{D} &= \mathfrak{L} - \mathfrak{R}. \end{aligned}$$

Setzt man nun $a = \frac{a}{s}$; $\beta = \frac{b}{s}$; (Man beachte, daß a einfach $\frac{l_y}{l_x}$, bzw. bei $\frac{l_y}{l_x} \geq 1,0$ gleich $\frac{1}{2}$ ist!), so wird:

$$Q = (1 - a) p s; \quad A = B = \frac{1 - a}{2} p s;$$

$$M_a = \frac{3a - 4a^2}{6} p s^2;$$

$$M_a' = \frac{\sqrt{3}}{27} a^2 p s^2 = 0,06415 a^2 p s^2;$$

$$M_b' = \frac{\beta^2}{8} p s^2;$$

$$M = \frac{3 - 4a^2}{24} p s^2;$$

$$\mathfrak{M}_1 = \mathfrak{M}_2 = \frac{1 - a}{2} p s^2;$$

$$\mathfrak{L} = \mathfrak{R} = \frac{1 - 2a^2 + a^3}{4} p s^2;$$

$$\mathfrak{G} = \frac{1 - 2a^2 + a^3}{2} p s^2; \quad \mathfrak{D} = 0.$$

In der Tabelle 1 sind für $a = 0,01 \div 0,50$ die Werte M_a, M_a', M_b', h, M und \mathfrak{L} in Einheiten von $p s^2$ gegeben.



Abb. 4.

Um nun für die Belastung des Balkens durch zwei verschiedene Plattenfelder (also mit verschiedenem l_y) die Momentenfläche bequem darstellen zu können, muß noch für jedes $a_1 < a_2$ das M_{a_1} in Abb. 4 bestimmt werden. Zweckmäßig wird dieses M_{a_1} in Einheiten von $p s^2$ ausgedrückt. Auch ist immer, entsprechend der Anwendung auf die vierseitig gelagerten Platten, $a_1 < s/4$. Drückt man M_{a_1} durch M_{a_2} aus, so erhält man

$$M_{a_1} = \left\{ \frac{a_1}{a_2} + \left[\frac{a_1}{a_2} - \left(\frac{a_1}{a_2} \right)^3 \right] \frac{a_2^2}{3a_2 - 4a_2^2} \right\} M_{a_2}$$

Hiernach wurden für a_1 und a_2 je gleich $0,25 \div 0,50$ die Werte M_{a_1} in Einheiten von $p s^2$ gerechnet und in Tabelle 2 zusammengestellt.

Es werde jetzt kurz das einfache Auftragen der Momentenflächen gezeigt. Am einfachsten und genauesten erhält man die Momentenlinie wohl durch Tangentenumhüllung. Dies ist bei der „Rechtecksparebel“ ja auch genügend bekannt, die sich mit beliebiger Genauigkeit durch Tangenten umhüllen läßt. Anders bei der „Dreiecksparebel“, deren Tangentenkonstruktion nicht so einfach und bequem ist. Für die praktisch erforderliche Genauigkeit genügen indessen schon wenige Tangenten. Und da ist auch diese „Dreiecksparebel“ ziemlich einfach zu zeichnen. Bei der hier in Betracht kommenden verhältnismäßig kleinen Länge der „Dreiecksparebel“, es handelt sich immer nur um $0,25 \div 0,50$ der Feldweite, genügen wohl immer 4 Tangenten mit 4 genauen Kurvenpunkten (2 Endpunkten, 2 Zwischenpunkten). In Abb. 5 ist diese „Dreiecksparebel“ mit

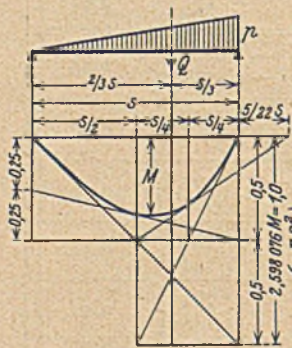


Abb. 5.

den 4 Tangenten dargestellt. Aus der Abb. 5 ist wohl alles Nötige ohne weitere Erklärung zu entnehmen. Es soll nur noch darauf hingewiesen werden, daß man praktisch statt $s/22$ s immer ruhig $1/4$ s nehmen kann, wobei die Ordinate in $3/4$ s um $0,00520$ zu groß wird.

In Abb. 6 ist die Konstruktion für einen beliebigen Durchhang des Endpunktes der „Dreiecksparebel“ gezeigt. In

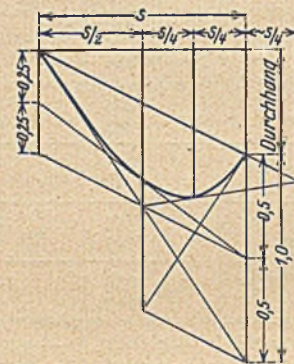


Abb. 6.

Abb. 7 ist dann die Anwendung auf den Belastungsfall der Abb. 3 dargestellt. Hierbei ist $a = 0,25$ der untere Grenzwert von a . In Abb. 8 ist die Momentenfläche des Belastungsfalles der Abb. 3

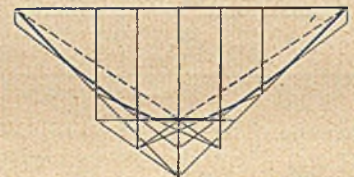


Abb. 8.

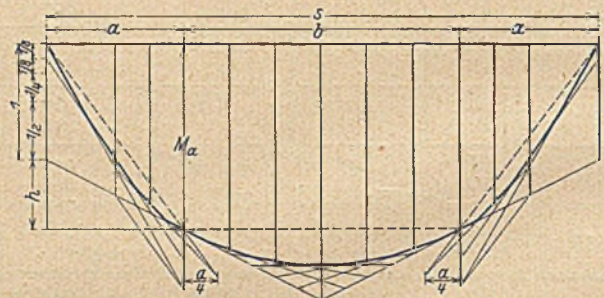


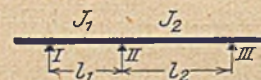
Abb. 7.

bei $a = 0,50$ dem oberen Grenzwert von a gezeichnet. Aus den Abb. 7 und 8 ersieht man, wie einfach und doch möglichst genau diese Darstellung der Momentenflächen ist.

II. Der durchlaufende Balken.

Da für den Balken auf 2 Stützen die Momentenwerte ohne weiteres aus den Tabellen 1 und 2 entnommen werden können, werde gleich zu dem über mehrere Felder durchlaufenden Balken übergegangen. Es werden jeweils nur die Stützmente gegeben. Die Feldmomente bestimmt man dann graphisch. (Siehe das Zahlenbeispiel am Schluß.)

a) 2 Felder.



$$k_1 = \frac{J_0 l_1}{J_1 l_0}; \quad k_2 = \frac{J_0 l_2}{J_2 l_0};$$

$$Z = -k_1 M_I - k_1 \mathfrak{R}_I - k_2 \mathfrak{L}_2 - k_2 M_{III};$$

(1)

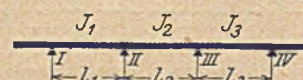
$$M_{II} = \frac{Z}{2(k_1 + k_2)};$$

bei $k_1 = k_2$ und $Z = -M_I - \mathfrak{R}_I - \mathfrak{L}_2 - M_{III}$ ist:

(2)

$$M_{II} = \frac{Z}{4};$$

b) 3 Felder.



$$k_1 = \frac{J_0 l_1}{J_1 l_0}; \quad k_2 = \frac{J_0 l_2}{J_2 l_0}; \quad k_3 = \frac{J_0 l_3}{J_3 l_0};$$

$$Z_1 = -k_1 M_I - k_1 \mathfrak{R}_I - k_2 \mathfrak{L}_2;$$

$$Z_2 = -k_2 \mathfrak{R}_2 - k_3 \mathfrak{L}_3 - k_3 M_{IV};$$

Tabelle 6.

Felder- anzahl	2		3		4			5			6			9			Felder- anzahl												
	Auflager a		I ₁	II ₁	I ₁	II ₁	I ₁	II ₂	III ₂	I ₁	II ₁	II ₂	III ₂	I ₁	II ₁	II ₂		IV ₃	I ₁	II ₁	II ₂	IV ₃	Auflager a						
0,25	0,2636	0,4864	0,2859	0,4641	0,2796	0,4704	0,4068	0,3432	0,2812	0,4688	0,3984	0,3516	0,2808	0,4692	0,4007	0,3836	0,2809	0,4691	0,4002	0,3817	0,25								
0,26	2597	4803	2818	4582	2755	4645	4015	3385	2771	4629	3932	3468	2767	4633	3955	3785	2768	4632	3950	3767	0,26								
0,27	2557	4743	2776	4524	2714	4586	3962	3338	2730	4570	3880	3420	2726	4574	3902	3734	2727	4573	3897	3716	0,27								
0,28	2518	4682	2735	4465	2673	4527	3909	3291	2689	4511	3828	3372	2685	4515	3850	3683	2686	4514	3845	3665	0,28								
0,29	2480	4620	2694	4406	2633	4467	3856	3244	2649	4451	3775	3325	2645	4455	3797	3632	2646	4454	3792	3615	0,29								
0,30	0,2441	0,4559	0,2653	0,4347	0,2592	0,4408	0,3803	0,3197	0,2608	0,4392	0,3723	0,3277	0,2604	0,4396	0,3744	0,3581	0,2605	0,4395	0,3740	0,3564	0,30								
0,31	2403	4497	2612	4288	2553	4347	3749	3151	2568	4332	3670	3230	2564	4336	3692	3531	2565	4335	3687	3513	0,31								
0,32	2365	4435	2572	4228	2513	4287	3696	3104	2528	4272	3618	3182	2524	4276	3639	3480	2525	4275	3634	3462	0,32								
0,33	2327	4373	2532	4168	2474	4226	3642	3058	2489	4211	3565	3135	2485	4215	3586	3429	2486	4214	3582	3412	0,33								
0,34	2290	4310	2492	4108	2434	4166	3589	3011	2449	4151	3513	3087	2445	4155	3533	3378	2446	4154	3529	3361	0,34								
0,35	0,2252	0,4248	0,2452	0,4048	0,2395	0,4105	0,3535	0,2965	0,2410	0,4090	0,3460	0,3040	0,2406	0,4094	0,3480	0,3327	0,2407	0,4093	0,3476	0,3310	0,35								
0,36	2215	4185	2412	3988	2356	4044	3481	2919	2371	4029	3407	2993	2367	4033	3427	3276	2368	4032	3422	3259	0,36								
0,37	2179	4121	2373	3927	2318	3982	3427	2873	2332	3968	3354	2946	2328	3972	3374	3225	2329	3971	3370	3209	0,37								
0,38	2142	4058	2334	3866	2279	3921	3374	2826	2294	3906	3302	2898	2290	3910	3321	3174	2291	3909	3317	3158	0,38								
0,39	2106	3994	2295	3805	2241	3859	3320	2780	2255	3845	3249	2851	2251	3849	3268	3123	2252	3848	3264	3107	0,39								
0,40	0,2070	0,3930	0,2256	0,3744	0,2203	0,3797	0,3266	0,2734	0,2217	0,3783	0,3196	0,2804	0,2213	0,3787	0,3215	0,3072	0,2214	0,3786	0,3211	0,3056	0,40								
0,41	2034	3866	2217	3683	2165	3735	3212	2688	2179	3721	3143	2757	2175	3725	3161	3020	2176	3724	3157	3005	0,41								
0,42	1998	3802	2179	3621	2127	3673	3158	2642	2141	3659	3090	2710	2137	3663	3108	2969	2138	3662	3104	2954	0,42								
0,43	1963	3737	2140	3560	2090	3610	3103	2597	2103	3597	3037	2663	2099	3601	3055	2918	2100	3600	3051	2904	0,43								
0,44	1927	3673	2102	3498	2052	3548	3049	2551	2065	3535	2984	2616	2062	3538	3001	2867	2062	3538	2998	2853	0,44								
0,45	0,1892	0,3608	0,2064	0,3436	0,2015	0,3485	0,2995	0,2505	0,2028	0,3472	0,2931	0,2569	0,2024	0,3476	0,2948	0,2816	0,2025	0,3475	0,2944	0,2802	0,45								
0,46	1857	3543	2026	3374	1978	3422	2941	2459	1991	3409	2877	2523	1987	3413	2894	2765	1988	3412	2891	2751	0,46								
0,47	1822	3478	1988	3312	1941	3359	2886	2414	1953	3347	2824	2476	1950	3350	2841	2714	1951	3349	2837	2700	0,47								
0,48	1788	3412	1950	3250	1904	3296	2832	2368	1916	3284	2771	2429	1913	3287	2787	2662	1914	3286	2784	2649	0,48								
0,49	1753	3347	1912	3188	1867	3233	2778	2322	1879	3221	2718	2382	1876	3224	2734	2611	1876	3224	2730	2598	0,49								
0,50	0,1718	0,3282	0,1875	0,3125	0,1830	0,3170	0,2723	0,2277	0,1842	0,3158	0,2665	0,2335	0,1839	0,3161	0,2680	0,2560	0,1839	0,3161	0,2677	0,2547	0,50								
a	Auflager		I ₁		II ₁		I ₁			II ₂			III ₂			I ₁			II ₁			II ₂			IV ₃			Auflager	
Felder- anzahl	2		3		4			5			6			9			Felder- anzahl												

$$(3) \quad M_{II} = \frac{2(k_2 + k_3)Z_1 - k_2 Z_2}{4(k_1 + k_2)(k_2 + k_3) - k_2^2};$$

$$(4) \quad M_{III} = \frac{2(k_1 + k_2)Z_2 - k_2 Z_1}{4(k_1 + k_2)(k_2 + k_3) - k_2^2};$$

bei $k_1 = k_3$ und $Z_1 = -k_1 M_1 - k_1 \mathcal{R}_1 - k_2 \mathcal{Q}_2$;
 $Z_2 = -k_2 \mathcal{R}_2 - k_1 \mathcal{Q}_3 - k_1 M_{IV}$ ist:

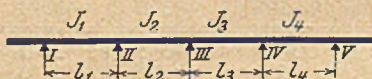
$$(5) \quad M_{II} = \frac{2(k_1 + k_2)Z_1 - k_2 Z_2}{4(k_1 + k_2)^2 - k_2^2};$$

$$(6) \quad M_{III} = \frac{2(k_1 + k_2)Z_2 - k_2 Z_1}{4(k_1 + k_2)^2 - k_2^2};$$

bei $k_1 = k_2 = k_3$ und $Z_1 = -M_1 - \mathcal{R}_1 - \mathcal{Q}_2$; $Z_2 = -\mathcal{R}_2 - \mathcal{Q}_3 - M_{IV}$ ist:

$$(7) \quad M_{II} = \frac{4Z_1 - Z_2}{15}; \quad (8) \quad M_{III} = \frac{4Z_2 - Z_1}{15};$$

c) 4 Felder.



$$k_1 = \frac{J_0 l_1}{J_1 l_0}; \quad k_2 = \frac{J_0 l_2}{J_2 l_0}; \quad k_3 = \frac{J_0 l_3}{J_3 l_0}; \quad k_4 = \frac{J_0 l_4}{J_4 l_0};$$

$$Z_1 = -k_1 M_1 - k_1 \mathcal{R}_1 - k_2 \mathcal{Q}_2;$$

$$Z_2 = -k_2 \mathcal{R}_2 - k_3 \mathcal{Q}_3;$$

$$Z_3 = -k_3 \mathcal{R}_3 - k_4 \mathcal{Q}_4 - k_4 M_V;$$

$$(9) \quad M_{II} = \frac{[4(k_2 + k_3)(k_3 + k_4)k_2^2]Z_1 - 2k_2(k_3 + k_4)Z_2 + k_2 k_3 Z_3}{8(k_1 + k_2)(k_2 + k_3)(k_3 + k_4) - 2(k_1 + k_2)k_3^2 - 2k_2^2(k_3 + k_4)};$$

$$(10) \quad M_{III} = \frac{-2k_2(k_3 + k_4)Z_1 + 4(k_1 + k_2)(k_3 + k_4)Z_2 - 2(k_1 + k_2)k_3 Z_3}{\text{Nenner wie bei (9)}};$$

$$(11) \quad M_{IV} = \frac{k_2 k_3 Z_1 - 2(k_1 + k_2)k_3 Z_2 + [4(k_1 + k_2)(k_2 + k_3) - k_2^2]Z_3}{\text{Nenner wie bei (9)}};$$

bei $k_1 = k_4$ und $k_2 = k_3$ mit $Z_1 = -k_1 M_1 - k_1 \mathcal{R}_1 - k_2 \mathcal{Q}_2$;

$$Z_2 = -k_2 (\mathcal{R}_2 + \mathcal{Q}_3);$$

$$Z_3 = -k_2 \mathcal{R}_3 - k_1 \mathcal{Q}_4 - k_1 M_V;$$

$$(12) \quad M_{II} = \frac{(k_1 + k_2)k_2(8Z_1 - 2Z_2) + k_2^2(Z_3 - Z_1)}{16(k_1 + k_2)^2 k_2 - 4(k_1 + k_2)k_2^2};$$

$$(13) \quad M_{III} = \frac{-2(k_1 + k_2)k_2(Z_1 + Z_3) + 4(k_1 + k_2)^2 Z_2}{\text{Nenner wie bei (12)}};$$

$$(14) \quad M_{IV} = \frac{(k_1 + k_2)k_2(8Z_3 - 2Z_2) + k_2^2(Z_1 - Z_3)}{\text{Nenner wie bei (12)}};$$

bei $k_1 = k_2$ und $k_3 = k_4$ mit $Z_1 = -k_1 M_1 - k_1 (\mathcal{R}_1 + \mathcal{Q}_2)$;

$$Z_2 = -k_1 \mathcal{R}_2 - k_3 \mathcal{Q}_3;$$

$$Z_3 = -k_3 (\mathcal{R}_3 + \mathcal{Q}_4) - k_3 M_V;$$

$$(15) \quad M_{II} = \frac{[8(k_1 + k_3)k_3 - k_3^2]Z_1 + k_1 k_3 (Z_3 - 4Z_2)}{28(k_1^2 k_3 + k_1 k_3^2)};$$

$$(16) \quad M_{III} = \frac{-4k_1 k_3 (Z_1 + Z_3) + 16k_1 k_3 Z_2}{28(k_1^2 k_3 + k_1 k_3^2)};$$

$$(17) \quad M_{IV} = \frac{k_1 k_3 (Z_1 - 4Z_2) + [8k_1(k_1 + k_3) - k_1^2]Z_3}{28(k_1^2 k_3 + k_1 k_3^2)};$$

bei $k_1 = k_2 = k_3 = k_4$ und $Z_1 = -M_1 - \mathcal{R}_1 - \mathcal{Q}_2$; $Z_2 = -\mathcal{R}_2 - \mathcal{Q}_3$;
 $Z_3 = -\mathcal{R}_3 - \mathcal{Q}_4 - M_V$ ist:

$$(18) \quad M_{II} = \frac{15Z_1 - 4Z_2 + Z_3}{56};$$

$$(19) \quad M_{III} = \frac{-4Z_1 + 16Z_2 - 4Z_3}{56};$$

$$(20) \quad M_{IV} = \frac{Z_1 - 4Z_2 + 15Z_3}{56};$$

Für mehr als 4 Felder werde hier von der Aufstellung allgemeiner Formeln abgesehen. Dagegen werden für den am häufigsten vorkommenden Fall gleicher Feldweiten mit in allen Feldern gleicher Belastung die Tabellen 3 und 4 gegeben. Hieraus kann man die Stützmente für 2 bis 9 Felder mühelos entnehmen.

In Tabelle 3 sind die Stützmente bei Vollbelastung aller Felder gegeben. Für die Bestimmung der maximalen Feldmomentebraucht man aber die Stützmente bei Belastung jedes zweiten Feldes, beginnend mit dem ersten oder zweiten Felde. Diese Stützmente erhält man durch Halbieren der Werte der Tabelle 3.

In der Tabelle 4 sind die größten Stützmente unter entsprechender Teilbelastung des Balkens gegeben. Zu dieser Tabelle 4 wurde die Tabelle des Verfassers in „Beton und Eisen“ 1927, Nr. 11, benutzt. Auf diese Tabelle sei besonders bei gleichen k-Werten und verschiedener Belastung in den einzelnen Feldern hingewiesen. Für den dortigen N-Wert ist dabei einfach der \mathcal{Q} - bzw. \mathcal{R} -Wert von hier zu nehmen.

Zu den Tabellen 3 und 4 ist noch zu bemerken, daß zu oberst in jeder Tabelle die Werte aller Momente für $\mathcal{Q} = 1,0$ gegeben sind, während darunter für die den Werten $\alpha = 0,25 \div 0,50$ entsprechenden \mathcal{Q} -Werte nur die zur Dimensionierung benötigten Momente angegeben sind. Dabei ist zu beachten, daß das zweite Moment erst ab 6 Feldern M_{IV} ist. Bei 4 und 5 Feldern ist dies natürlich das M_{III} . Auch ist bei allen Fällen freie Endauflagerung angenommen.

III. Bestimmung der Querkräfte

Die Querkraft einer dreieckförmigen Belastung zeigt Abb. 9. Die Querkraft ist bekanntlich

$$Q_x = \frac{ps}{6} - \frac{px}{s} \cdot \frac{x}{2} = \left(\frac{1}{6} - \frac{x^2}{2s} \right) ps.$$

Diese Querkraftfläche ist also zeichnerisch sehr einfach herzustellen.

Für die Belastung nach Abb. 3 ist die Querkraft im Endpunkte von a: $Q_a = (\frac{1}{2} - \alpha) ps$, so daß auch hier das Auf-

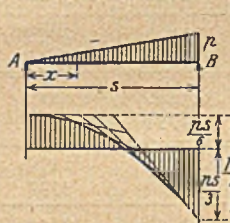


Abb. 9.

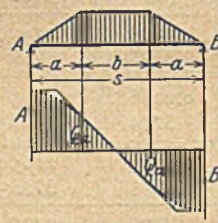


Abb. 10.

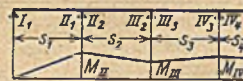


Abb. 11.

tragen der Querkraftfläche denkbar einfach ist. In Abb. 10 ist diese Querkraftfläche dargestellt.

Um die Querkraftfläche für eine Belastung nach Abb. 2 bequem aufzeichnen zu können, muß man entsprechend M_a , in Abb. 4 auch Q_a , kennen.

$$Q_{a_1} = \frac{1 - a_2 - \frac{a_1^2}{2}}{2} ps.$$

In Tabelle 5 sind für a_1 und a_2 je gleich $0,25 \div 0,50$ die Werte Q_{a_1} gegeben. Das Auftragen der Querkraftfläche selbst siehe im Zahlenbeispiel am Schluß.

Allgemein ist für den durchlaufenden Balken bekanntlich (siehe Abb. 11)

$$I_1 = A_1 + \frac{M_{II}}{s_1}; \quad II_1 = B_1 - \frac{M_{II}}{s_1};$$

$$II_2 = A_2 + \frac{M_{III} - M_{II}}{s_2}; \quad III_2 = B_2 + \frac{M_{III} - M_{III}}{s_2};$$

$$III_3 = A_3 + \frac{M_{IV} - M_{III}}{s_3}; \quad IV_3 = B_3 + \frac{M_{III} - M_{IV}}{s_3};$$

usw. usw.

(Hierbei sind die Momente mit ihren algebraischen Werten einzusetzen!)

In Tabelle 6 sind für Vollbelastung aller Felder die entsprechenden Auflagerdrucke in Einheiten von p angegeben.

IV. Zahlenbeispiel.

Um die einfache Anwendbarkeit der Tabellen und die Einfachheit des Verfahrens an sich zu zeigen, werde zum Schluß ein Zahlenbeispiel ausführlich durchgerechnet. Abb. 12 zeigt den Grundriß eines Gebäudes mit vierseitig gelagerten Plattendecken. Es sollen die Balken (1) bis (4) berechnet werden. Das Eigengewicht der Balken sei

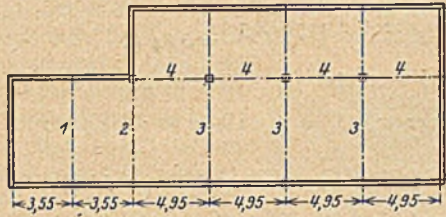


Abb. 12.

0,7 t/m. Von den Platten werde übertragen $g = 0,465$ t/m² und $p = 0,5$ t/m².

1. Balken (1).

Belastungsbild Abb. 3. Von den Platten her ist bekannt

$$\frac{ly_1}{lx} = \frac{ly_2}{lx} = \frac{3,55}{6,55} = 0,542$$

Also ist $a = 0,271$. Die Belastung p des Balkens ist

$$p = 3,55(0,465 + 0,5) + \frac{0,7}{0,729} = 4,389 \text{ t/m.}$$

Mit Benutzung der Tabelle 1 erhält man

$$M = 0,1128 \cdot 4,389 \cdot 6,55^2 = 21,24 \text{ mt.}$$

$$M_a = 0,0865 \cdot 188,30 = 16,29 \text{ mt.}$$

Die Auflagerdrucke sind

$$A = B = \frac{0,729 \cdot 4,389 \cdot 6,55}{2} = 10,48 \text{ t.}$$

$$Q_a = (0,5 - 0,271) \cdot 4,389 \cdot 6,55 = 6,58 \text{ t.}$$

Von einem Auftragen der M - und Q -Flächen wird abgesehen, da dies bei den Balken (2) bis (4) gezeigt werden wird.

2. Balken (2).

Von den Platten her hat man

$$\frac{ly_1}{lx} = 0,542; \quad \frac{ly_2}{lx} = \frac{4,95}{6,55} = 0,756$$

Also ist $a_1 = 0,271$; $a_2 = 0,378$.

Es ist

$$p_1 = \frac{3,55 \cdot 0,965}{2} + \frac{0,7}{0,729} = 2,675 \text{ t/m}$$

$$\text{und } p_2 = \frac{4,95 \cdot 0,965}{2} = 2,388 \text{ t/m.}$$

In Abb. 13, 1) sind diese Belastungen dargestellt.

Nach Tabelle 1 erhält man für p_1 :

$$M = 0,1128 \cdot 2,675 \cdot 6,55^2 = 12,94 \text{ mt.}$$

$$M_{a_1} = 0,0865 \cdot 114,76 = 9,93 \text{ mt.}$$

$$h = 0,06205 \cdot 114,76 = 7,12 \text{ mt.}$$

und für p_2 :

$$M = 0,1012 \cdot 2,388 \cdot 6,55^2 = 10,37 \text{ mt.}$$

$$M_{a_2} = 0,0937 \cdot 102,45 = 9,60 \text{ mt.}$$

$$h = 0,0461 \cdot 102,45 = 4,72 \text{ mt.}$$

In Abb. 13, 2) sind diese Momentenflächen dargestellt. Bei einem durchlaufenden Balken könnte man aber diese Momentenfläche nicht gut gebrauchen, sondern müßte sie von einer Geraden aus nach nur einer Seite hin abgetragen haben. Bequemer, wenn auch etwas ungenau, ist aber folgende Darstellung, Abb. 13, 3). Man bestimmt nach Tabelle 2 noch das M_{a_1} für p_2 . Es ist mit $a_2 = 0,378$ und $a_1 = 0,271$:

$$M_{a_1} = 0,0755 \cdot 102,45 = 7,73 \text{ mt.}$$

Ferner ist M'_{a_1} für $p_1 + p_2$ nach Tabelle 1:

$$M'_{a_1} = 0,00473 \left(114,76 + \frac{271}{378} \cdot 102,45 \right) = 0,89 \text{ mt.}$$

Zum Auftragen braucht man noch den Tangentenabstand (siehe Abb. 5) $2,598 \cdot 0,89 = 2,31$ mt. Man trägt nun $M_{a_1} = 9,93 + 7,73 = 17,66$ mt und $M = 12,94 + 10,37 = 23,31$ mt auf und zieht die Tangenten der „Dreiecksparebel“. Für das mittlere Stück zwischen a_1 zeichnet man einfach eine „Rechtecksparebel“, die in den Punkten a_2 eine etwas größere Ordinate als die genaue Momentenlinie hat; es ist dies die vorerwähnte Ungenauigkeit (hier 0,021 mt!). Man kann sich

* Siehe die Bemerkung auf Seite 160.

natürlich auch leicht das genaue Moment im Punkte a_2 , infolge p_1 bilden und mit dem M_{a_2} infolge p_2 zusammen auftragen; doch lohnt dies nicht die Mühe. Überhaupt wird man praktisch diese ganze Geschichte gar nicht machen, sondern einfach mit einer Belastung nach

Abb. 3 mit $p = p_1 + p_2$ und $a = \frac{a_1 + a_2}{2}$ rechnen. Das würde

hier z. B. ergeben: $p = 5,063$ t/m; $a = \sim 2,125$ m; $a = \sim 0,324$; $M = 0,1075 \cdot 5,063 \cdot 6,55^2 = 23,35$ mt (genaues $M = 23,31$ mt); $M_a = 0,0920 \cdot 217,21 = 19,98$ mt. Rechnet man sich zum Vergleich jetzt nach Tabelle 2 für $a_2 = 0,324$ und $a_1 = 0,271$ das gedachte M_{a_1} aus, so erhält man $M_{a_1} = 0,0813 \cdot 217,21 = 17,66$ mt (genaues $M_{a_1} = 17,66$ mt). Wie man sieht, ist dies ein geradezu vorzügliches Ergebnis. Es sollte hier nur einmal die exakte Behandlung gezeigt werden, praktisch kommt ja auch diese Belastung nach Abb. 2 selten vor.

Als Querkräfte erhält man:

$$A = B = \frac{0,729 \cdot 2,675 \cdot 6,55}{2} + \frac{0,622 \cdot 2,388 \cdot 6,55}{2} = 6,386 + 4,864 = 11,250 \text{ t.}$$

Für p_1 wird

$$Q_{a_1} = (0,5 - 0,271) \cdot 2,675 \cdot 6,55 = 4,012 \text{ t.}$$

für p_2 ist

$$Q_{a_2} = (0,5 - 0,378) \cdot 2,388 \cdot 6,55 = 1,908 \text{ t.}$$

und nach Tabelle 5 wird

$$Q_{a_1} = 0,2139 \cdot 15,64 = 3,346 \text{ t.}$$

Diese Werte sind in Abb. 13, 4) aufgetragen. Wie man sieht, bietet hier die exakte Darstellung der Q -Fläche keine Schwierigkeit.

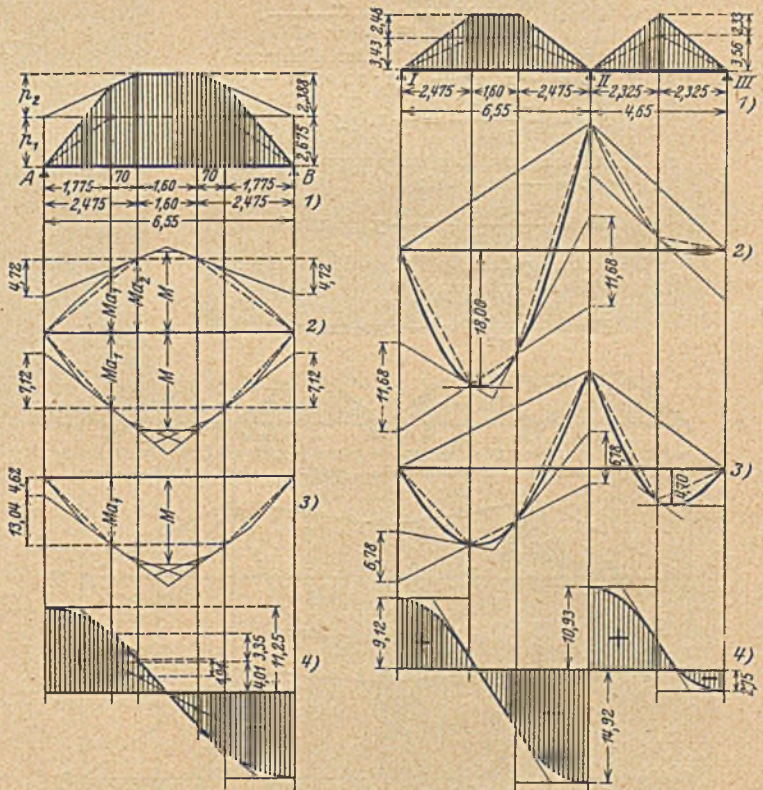


Abb. 13.

Abb. 14.

Trotzdem kann man hier natürlich auch mit der Vereinfachung der Belastung nach Abb. 3 rechnen. Man erhält dann hier:

$$A = B = \frac{0,676 \cdot 5,063 \cdot 6,55}{2} = 11,21 \text{ t (genaues } A = 11,25 \text{ t)}$$

$$Q_a = (0,5 - 0,324) \cdot 5,063 \cdot 6,55 = 5,84 \text{ t (genaues } Q_a = \sim 5,7 \text{ t)}$$

Also auch diese Näherung ist durchaus befriedigend.

3. Balken (3).

Von den Platten her hat man im großen Feld

$$\frac{ly}{lx} = 0,756; \quad a = 0,378;$$

$$g = 4,95 \cdot 0,465 + \frac{0,7}{0,622} = 3,427 \text{ t/m.}$$

$$p = 4,95 \cdot 0,5 = 2,475 \text{ t/m.}$$

(Der Einfachheit halber werde hier g und p statt p_g und p_p geschrieben.)

Im kleinen Feld entsprechend

$$\frac{ly}{lx} = > 1,0; \alpha = 0,5;$$

$$g = 4,65 \cdot 0,465 + \frac{0,7}{0,5} = 3,562 \text{ t/m};$$

$$p = 4,65 \cdot 0,5 = 2,325 \text{ t/m}.$$

Dies ergibt das in Abb. 14, 1) gezeichnete Belastungsbild. Mit Benutzung der Tabelle 1 erhält man als M_0 -Werte:

$$M_{1g} = 0,1012 \cdot 3,427 \cdot 6,55^2 = 14,88 \text{ mt};$$

$$M_{1p} = 0,1012 \cdot 2,475 \cdot 6,55^2 = 10,75 \text{ mt};$$

$$M_{a1g} = 0,0937 \cdot 147,03 = 13,78 \text{ mt};$$

$$M_{a1p} = 0,0937 \cdot 106,18 = 9,95 \text{ mt};$$

$$h_{1g} = 0,0461 \cdot 147,03 = 6,78 \text{ mt};$$

$$h_{1p} = 0,0461 \cdot 106,18 = 4,90 \text{ mt};$$

$$\mathfrak{R}_{1g} = 0,1920 \cdot 147,03 = 28,23 \text{ mt};$$

$$\mathfrak{R}_{1p} = 0,1920 \cdot 106,18 = 20,39 \text{ mt};$$

$$M_{2g} = 0,0833 \cdot 3,562 \cdot 4,65^2 = 6,42 \text{ mt};$$

$$M_{2p} = 0,0833 \cdot 2,325 \cdot 4,65^2 = 4,19 \text{ mt};$$

$$\mathfrak{L}_{2g} = 0,1563 \cdot 77,02 = 12,04 \text{ mt};$$

$$\mathfrak{L}_{2p} = 0,1563 \cdot 50,27 = 7,86 \text{ mt}.$$

Die Trägheitsmomente seien in beiden Feldern gleich groß. Dann ist

$$k_1 = 1,0; k_2 = \frac{4,65}{6,55} = 0,710;$$

und

$$Z = -\mathfrak{R}_1 - 0,71 \mathfrak{L}_2.$$

Nach Formel (1) ist dann

$$M_{II} = \frac{Z}{2(1,0 + 0,71)}.$$

1. Belastungsfall, g in beiden Feldern:

$$Z = -28,23 - 0,71 \cdot 12,04 = -36,78 \text{ mt};$$

$$M_{II} = \frac{-36,78}{3,42} = -10,75 \text{ mt}.$$

2. Belastungsfall, p im ersten Felde:

$$Z = -20,39 \text{ mt};$$

$$M_{II} = \frac{-20,39}{3,42} = -5,96 \text{ mt}.$$

3. Belastungsfall, p im zweiten Felde:

$$Z = -7,86 \text{ mt};$$

$$M_{II} = \frac{-7,86}{3,42} = -2,30 \text{ mt}.$$

Querkräfte für Vollbelastung beider Felder:

Im ersten Felde ist

$$A_0 = B_0 = \frac{0,622(3,427 + 2,475)6,55}{2} = 12,02 \text{ t};$$

$$Q_{a0} = (0,5 - 0,378)5,902 \cdot 6,55 = 4,72 \text{ t}.$$

Im zweiten Felde ist

$$A_0 = B_0 = \frac{0,5(3,562 + 2,325)4,65}{2} = 6,84 \text{ t}.$$

Mit $M_{II} = -19,01 \text{ mt}$ erhält man also die Auflagerdrucke

$$I = 12,02 - \frac{19,01}{6,55} = 9,12 \text{ t}; II_1 = 12,02 + 2,90 = 14,92 \text{ t};$$

$$II_2 = 6,84 + \frac{19,01}{4,65} = 10,93 \text{ t}; III = 6,84 - 4,09 = 2,75 \text{ t}.$$

Mit diesen Werten wurde in Abb. 14, 4) die Querkraftfläche gezeichnet.

4. Balken (4).

Von den Platten her ist für jedes Feld

$$\frac{ly_1}{lx} = \frac{4,65}{4,95} = 0,939; a_1 = 0,47;$$

$$\frac{ly_2}{lx} = > 1,0; a_2 = 0,5.$$

Es ist also

$$g_1 = \frac{4,65 \cdot 0,465}{2} + \frac{0,7}{0,53} = 2,402 \text{ t/m};$$

$$p_1 = \frac{4,65 \cdot 0,5}{2} = 1,163 \text{ t/m};$$

$$g_2 = \frac{4,95 \cdot 0,465}{2} = 1,151 \text{ t/m};$$

$$p_2 = \frac{4,95 \cdot 0,5}{2} = 1,238 \text{ t/m}.$$

Das Belastungsbild zeigt Abb. 15, 1). Da $a_1 \approx 0,5$ ist, werden der Einfachheit halber die Momenten- und Querkraftflächen so dargestellt, als ob $a_1 = 0,5$ wäre. Die Momente und Auflagerdrucke selbst werden natürlich für $a_1 = 0,47$ bestimmt!

Die M_0 -Momente sind in jedem Felde gleich. Es ist nach Tabelle 1:

$$M_{g1} = 0,0882 \cdot 2,402 \cdot 4,95^2 = 5,191 \text{ mt};$$

$$M_{p1} = 0,0882 \cdot 1,163 \cdot 4,95^2 = 2,513 \text{ mt};$$

$$M_{g2} = 0,0833 \cdot 1,151 \cdot 4,95^2 = 2,349 \text{ mt};$$

$$M_{p2} = 0,0833 \cdot 1,238 \cdot 4,95^2 = 2,527 \text{ mt}.$$

Die Stützmomente werden nun nach Tabelle 3 und 4 bestimmt.

1. Belastungsfall, g in allen Feldern:

$$M_{II} = -0,0709 \cdot 58,855 - 0,0670 \cdot 28,202 = -6,063 \text{ mt};$$

$$M_{III} = -0,0473 \cdot 58,855 - 0,0447 \cdot 28,202 = -4,045 \text{ mt}.$$

2. Belastungsfall, p im ersten und dritten bzw. im zweiten und vierten Felde:

$$M_{II} = -\frac{1}{2}(0,0709 \cdot 28,496 + 0,0670 \cdot 30,334) = -2,026 \text{ mt};$$

$$M_{III} = -\frac{1}{2}(0,0473 \cdot 28,496 + 0,0447 \cdot 30,334) = -1,352 \text{ mt}.$$

In Abb. 15, 2) ist die Momentenfläche für M_{1max} , M_{2min} , M_{3max} und M_{4min} gezeichnet. Es ist $M_{1max} = 8,80 \text{ mt}$; $M_{2max} = 6,00 \text{ mt}$.

Die M_{IImin} und M_{IIImin} ergeben sich nach Tabelle 4 zu:

$$M_{IImin} = -0,0798 \cdot 87,351 - 0,0754 \cdot 58,536 = -11,385 \text{ mt};$$

$$M_{IIImin} = -0,0709 \cdot 87,351 - 0,0670 \cdot 58,536 = -10,115 \text{ mt}.$$

In Abb. 15, 3) sind dann die maximalen und minimalen Momentenflächen dargestellt.

Für die Vollbelastung aller Felder mit $q_1 = 3,565 \text{ t/m}$ und $q_2 = 2,389 \text{ t/m}$ wird nach Tabelle 6:

$$I_1 = (0,1941 \cdot 3,565 + 0,1830 \cdot 2,389)4,95 = 5,589 \text{ t};$$

$$II_1 = (0,3359 \cdot 3,565 + 0,3170 \cdot 2,389)4,95 = 9,672 \text{ t};$$

$$II_2 = (0,2886 \cdot 3,565 + 0,2723 \cdot 2,389)4,95 = 8,316 \text{ t};$$

$$III_2 = (0,2414 \cdot 3,565 + 0,2277 \cdot 2,389)4,95 = 6,955 \text{ t}.$$

Mit diesen Werten ist in Abb. 15, 4) die Querkraftfläche gezeichnet.

Dieses vierfache Zahlenbeispiel zeigt wohl hinlänglich die einfache Anwendung der Tabellen und die Vorzüge dieses Verfahrens, welches mit ein klein wenig Mehrarbeit gegenüber der rein rechnerischen Bestimmung der Maximalmomente nicht nur diese, sondern auch den genauen Verlauf der Momentenflächen selbst darbietet. Auch die Darstellung der Querkraftfläche wird des öfteren sehr willkommen sein.

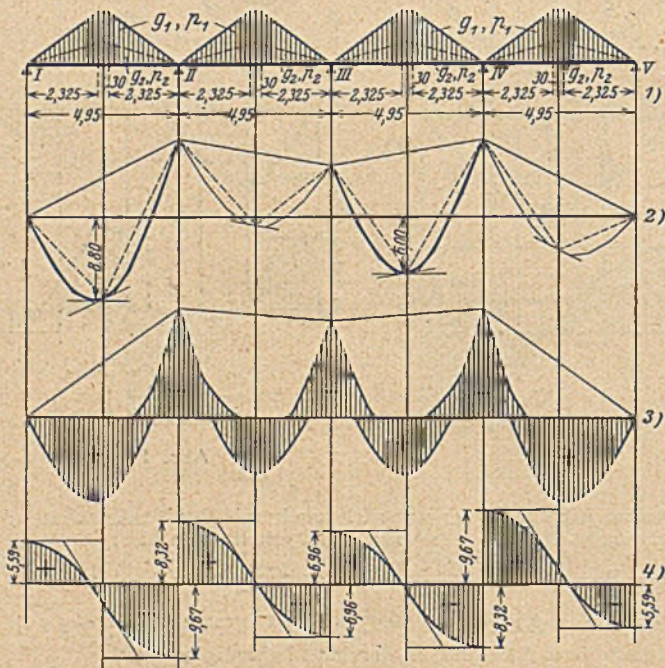


Abb. 15.

In Abb. 14, 2) ist die Momentenfläche für M_{1max} und M_{2min} und in Abb. 14, 3) ist die Momentenfläche für M_{1min} und M_{2max} dargestellt. Das M_{IImin} ergibt sich zu:

$$M_{II} = -10,75 - 5,96 - 2,30 = -19,01 \text{ mt}.$$

Aus Abb. 14, 2) und 14, 3) ergibt sich

$$M_{1max} = 18,00 \text{ mt}; M_{2max} = 4,70 \text{ mt}.$$

NEUERE AUSFÜHRUNGEN VON WASSERTÜRMEN.

Von Regierungsbaumeister Bornemann, Obercassel (Siegbkreis).

Seit Prof. Spangenberg im Jahrgang 1920 S. 197 des Bauingenieurs den Aufsatz über Eisenbeton-Wassertürme im mitteldeutschen Industriegebiet veröffentlicht hat, sind kaum wieder zusammenfassende Veröffentlichungen von Wassertürmen erfolgt.

Das hat seinen Grund wohl zum Teil darin, daß in dem Spangenberg'schen Aufsatz die grundsätzlichen Fragen beim Bau von Wassertürmen ziemlich erschöpfend behandelt sind und daß die neueren Ausführungen sich in ihrer Konstruktion kaum wesentlich von denen unterscheiden, die damals beschrieben wurden. Nur in der architektonischen Ausgestaltung ist eine der Zeit entsprechende Entwicklung deutlich zu erkennen. Deshalb sollen auch die hier beigegebenen Abbildungen mehr einen Überblick über die Entwicklung in der äußeren Gestaltung der Türme als konstruktive Neuigkeiten bringen. Immerhin ist eines auffällig: Spangenberg weist mit Recht auf die konstruktiven Vorteile hin, die gewölbte Behälterböden bieten. Von den nachstehend dargestellten Türmen besitzt eine große Zahl jedoch Behälter mit ebenen Böden. Da nicht anzunehmen ist, daß Schwierigkeiten in der Berechnung die Ursache hierfür sind, nachdem im Handbuch für Eisenbetonbau die Berechnung aller möglichen gewölbten Behälterböden nach einfachen Formeln entwickelt ist, sind hier offenbar wirtschaftliche und technische Erwägungen dafür entscheidend gewesen, daß man ebene Böden verwendet hat. In wirtschaftlicher Beziehung haben die ebenen Böden den Vorzug einer wesentlich billigeren Schalung.

In technischer Beziehung dürfte sehr oft die zulässige Belastung des Baugrundes für ihre Wahl maßgebend gewesen sein. Beim gewölbten Behälterboden werden die Lasten auf einen Ring von Stützen vereinigt. Sehr oft vermag nun der Boden diese auf wenige Punkte zusammengedrückte Last auch bei Anordnung breiter Fundamente kaum zu tragen. Und die Verwendung einer durchgehenden Fundamentplatte vermag auch

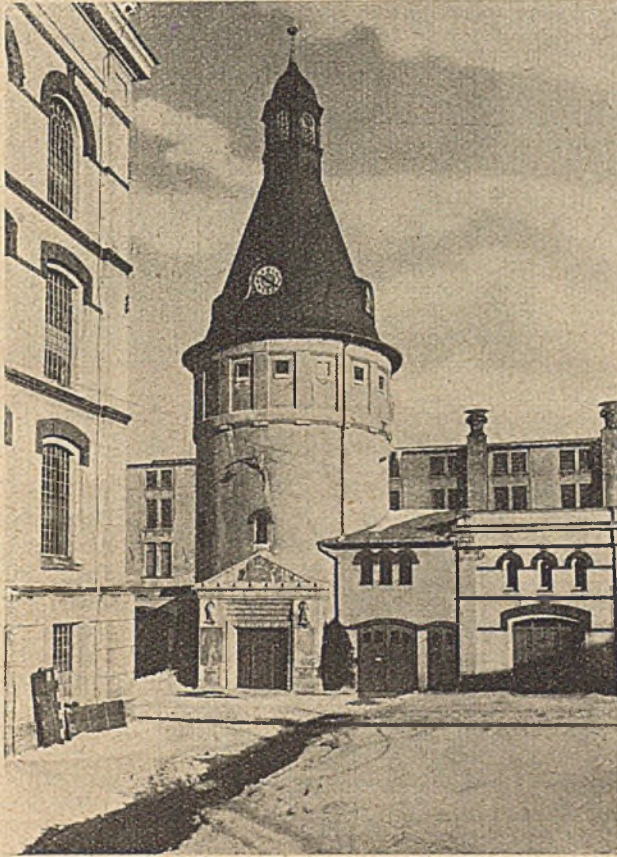
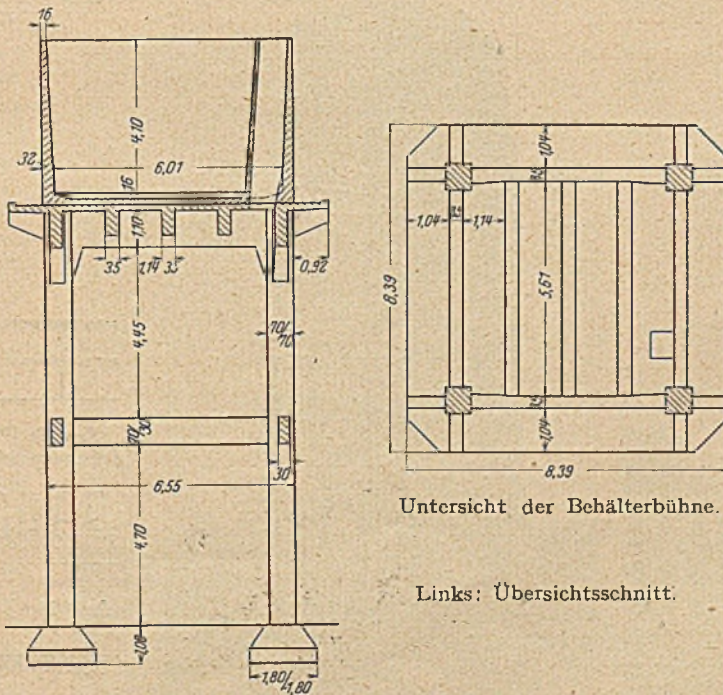


Abb. 1. Wasserturm in Neugersdorf.



Abb. 2. Wasserturm in Großmaiseid.



Untersicht der Behälterbühne.

Links: Übersichtsschnitt.

Abb. 3 u. 4. Wasserturm Großmaiseid.

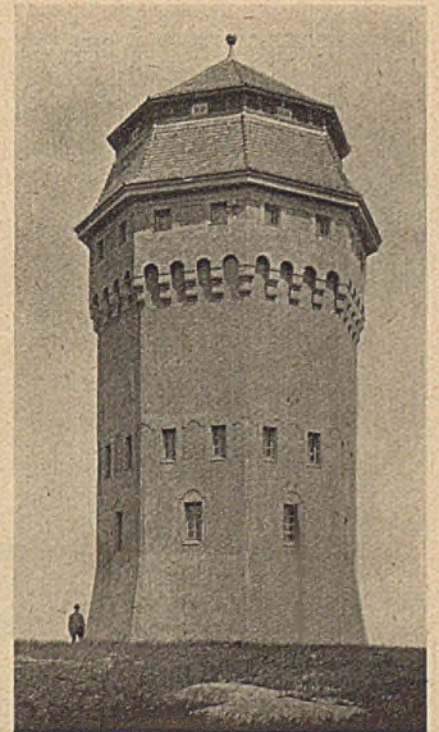


Abb. 5. Wasserturm bei Pillkallen.

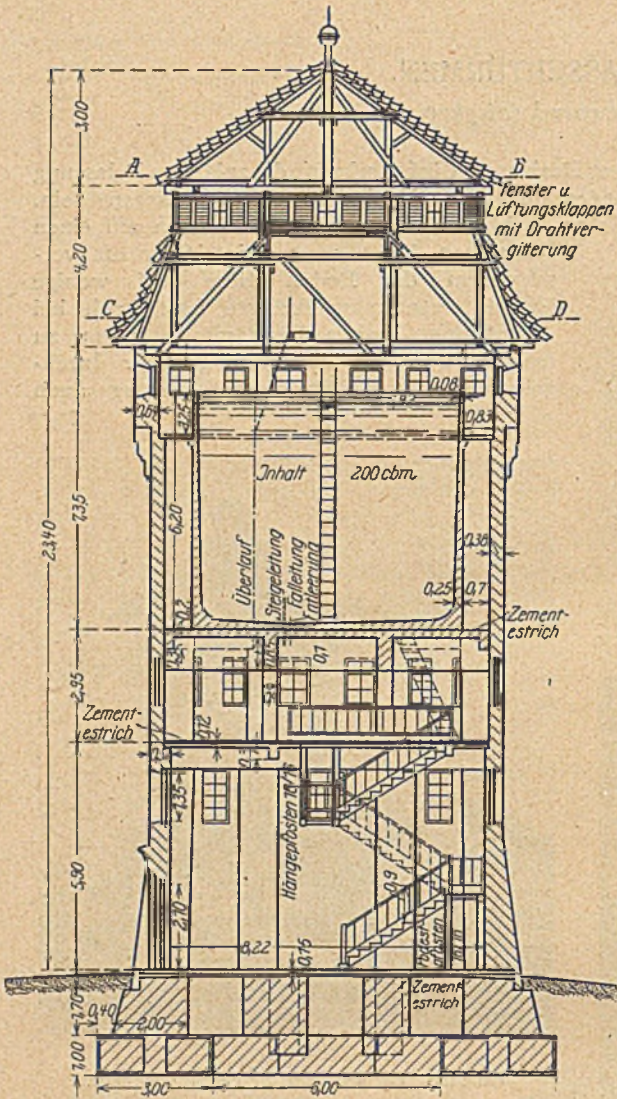


Abb. 6 und 7. Wasserturm Pillkallen. Schnitte.

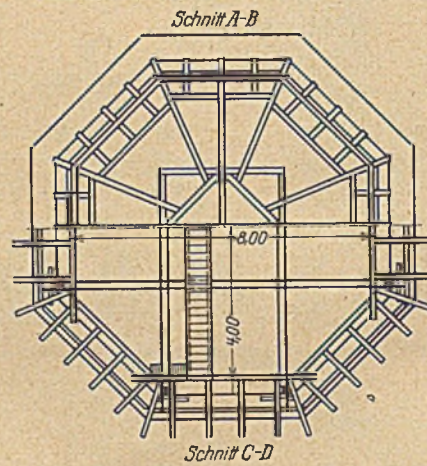
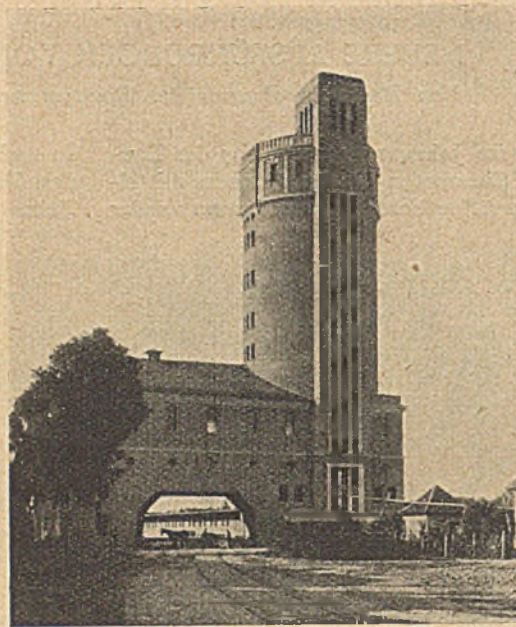


Abb. 9. Wasserturm Senne I.

Dehnungsfuge angeordnet werden. Abgesehen von einem einzigen Falle sind für sämtliche Behälter kreiszylindrische Grundrisse gewählt. Nur in einem Falle ist der Behälter recht-

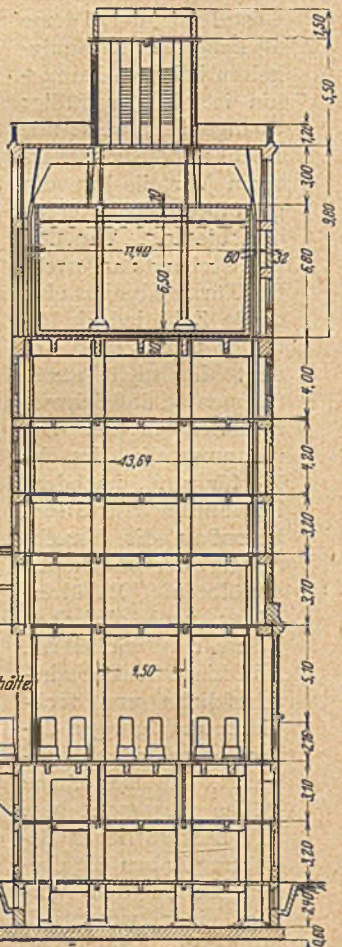


Abb. 10. Wasserturm Senne I Schnitt.



Abb. 8. Wasserturm in Neuseddin.

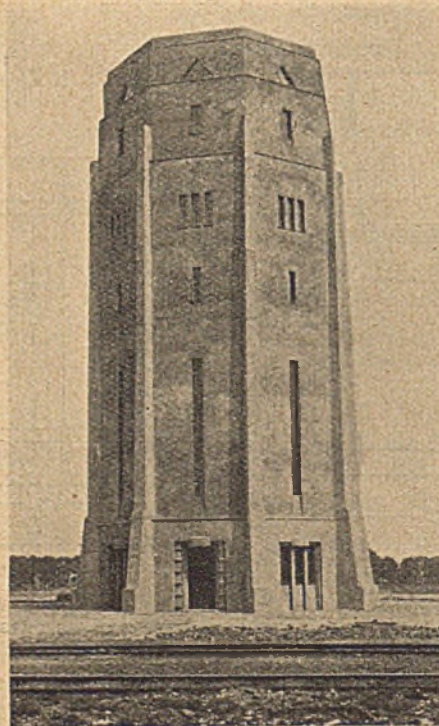


Abb. 11. Wasserturm bei Bremen.

nur bei beschränktem Durchmesser des Turmschaftes den nötigen Ausgleich zu gewähren. Die Anordnung innerer Stützen führt zu einer unmittelbaren Lastübertragung vom Behälter auf den Boden und zu einer gleichmäßigen Verteilung der großen Gewichte über das ganze Bauwerk. Überall dort, wo keine zwingenden Gründe bestehen, unterhalb des Behälters große Räume frei zu halten, kann daher der ebene Behälterboden trotz seiner Mängel für den Behälter selbst doch Vorteile bieten. Selbstverständlich muß zwischen dem ebenen Boden und dem unterstützenden Trägerrost nach Möglichkeit eine

eckig. Allerdings beträgt da die Wassertiefe auch nicht mehr als 4 m. Die Turmschäfte bestehen meist aus Eisenbetonfachwerk mit Füllmauerwerk, jedoch kommt auch reines Ziegelmauerwerk vor sowie tragende Eisenbetonwände. Für die Gründung sind zum mindesten Fundamentringe, wenn nicht durchgehende Eisenbetonplatten angeordnet. Nur unter

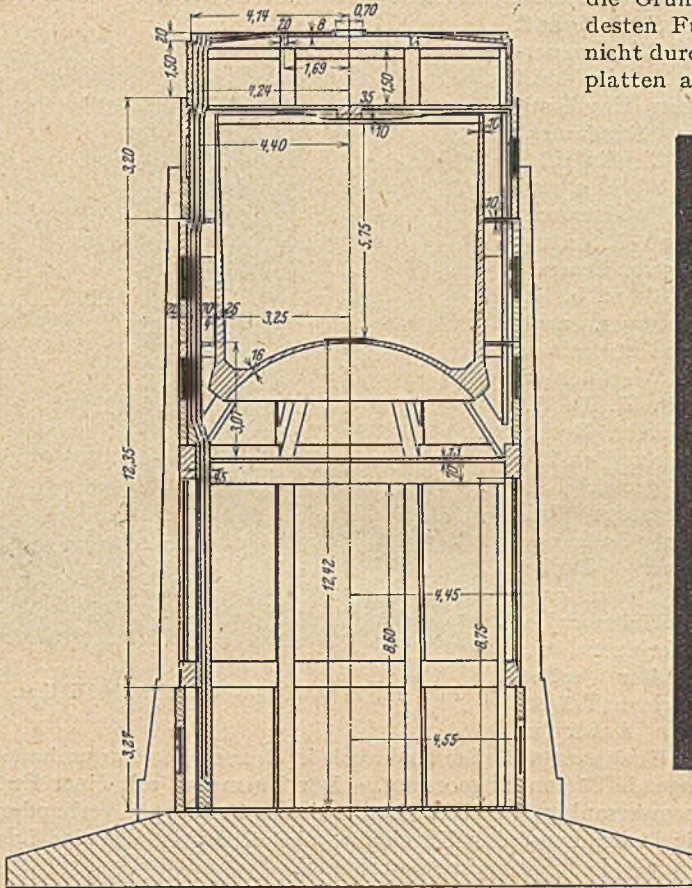


Abb. 12.
Wasserturm Inlandhafen Bremen. Schnitt.

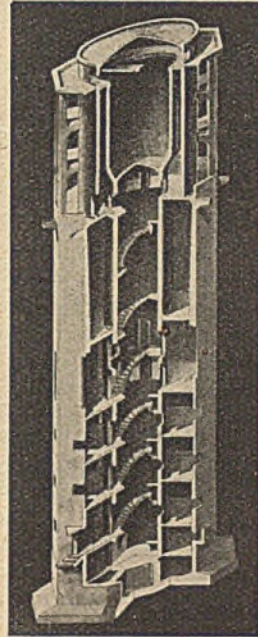


Abb. 13. Wasserturm Gremberg.

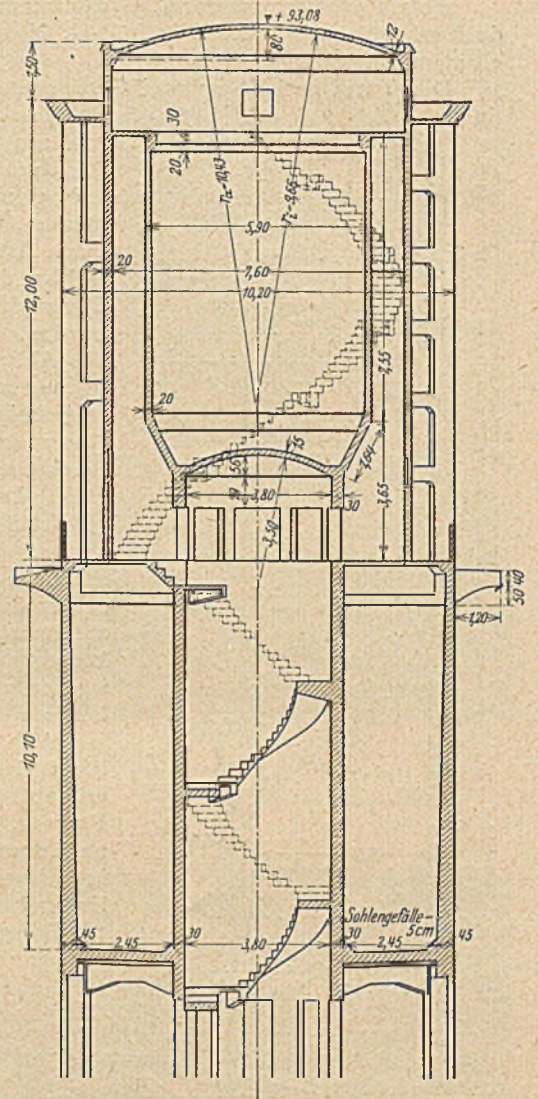


Abb. 14.
Wasserturm Gremberg. Schnitt.

dem erwähnten rechteckigen Behälter stehen die Säulen auf Einzelfundamenten. Eine sichere Gründung ist für Eisenbetonwasserbehälter ganz besonders nötig, da die Wasserdichtigkeit auch bei sorgfältiger Arbeit nur dann gewährleistet werden kann, wenn der Behälter stets gleichmäßig unterstützt ist. Die Dächer der Türme sind in den meisten Fällen in Eisenbeton ausgeführt worden. Nur dort, wo aus architektonischen Gründen ein besonders hohes Dach erwünscht war, hat man einen hölzernen Dachstuhl aufgesetzt. Bei den meisten Türmen ist zwischen dem Behälter und den Außenmauern eine isolierende Luftschicht vorhanden. Gelegentlich sind die Behälter auch oben durch Eisenbetonplatten geschlossen. Vielfach sind die Türme noch zu anderen Zwecken verwendet worden. Daher sind Türme mit aufgelöstem Schaft selten.

Im einzelnen ist zu den dargestellten Wassertürmen folgendes zu bemerken:



Abb. 15. Wasserturm bei Mödrath.

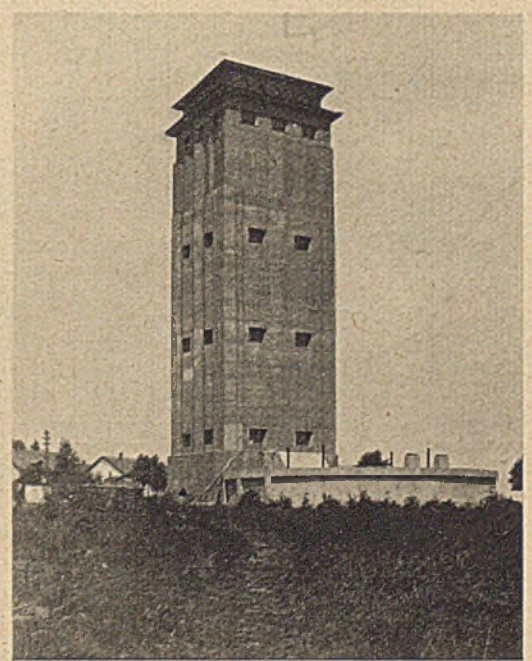


Abb. 16. Wasserturm bei Neugersdorf.

Abb. 1 Wasserturm der C. G. Hoffmann A.-G. in Neugersdorf, erbaut 1920 von I. W. Roth A.-G., Neugersdorf i. Sa., nach eigenem Entwurf.

Der Turm enthält in zwei Geschossen übereinander zwei Behälter mit ebenem Boden von 140 und 60 m³ Inhalt. Die Behälter stützen sich auf gekreuzte Eisenbetonrahmen. Der Eingang zum Turm ist als Erinnerungsmal an die Gefallenen der Unternehmung ausgestaltet worden.

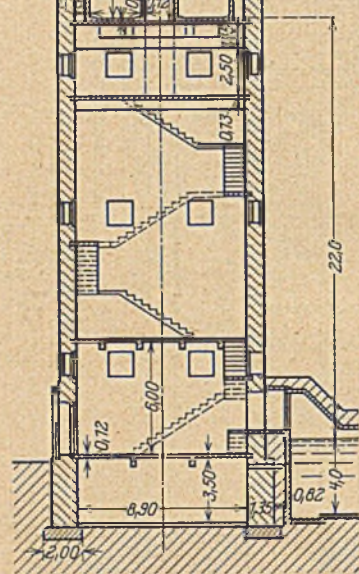


Abb. 17. Schnitt. Wasserturm Neugersdorf.

Abb. 2, 3 und 4. Wasserturm der Gemeinde Großmaischeld erbaut 1925 von Hüser & Cie., Obercassel-Siegbkreis, nach eigenem Entwurf. Der Turm trägt einen rechteckigen Behälter von 150 m³ Inhalt. Er ist in seinem Äußeren dem Charakter des Dorfes, in dem er steht, angepaßt. Auch die konstruktive Durchbildung ist von außen bereits zu erkennen.

Abb. 5, 6, und 7. Wasserturm der Stadt Pillkallen, erbaut 1920 von Wayß & Freytag, A.-G., Königsberg, nach dem Entwurf des Zivilingenieurs Hans Ritter, Berlin, und des Bezirksarchitekten Baurat Erdmenger, Pillkallen. Der Wasserbehälter faßt 200 m³ und hat einen

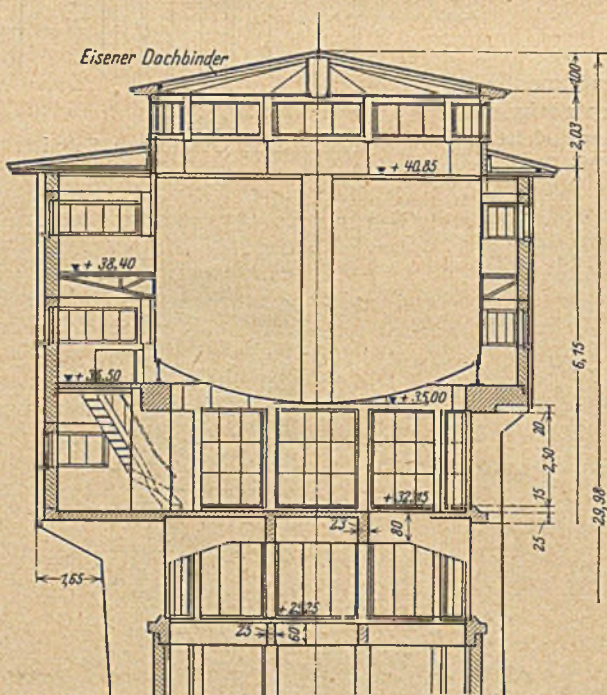


Abb. 19. Schnitt.

ebenen Boden, der auf einem einfachen Trägerrost ruht. Pfeiler und Wände des Turmschaftes bestehen aus Ziegelmauerwerk. Als Gründung dient eine Eisenbetonringplatte.

Abb. 8. Wasserturm auf dem Verschiebebahnhof Neuseddin. Erbaut 1924 von Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Berlin, nach dem Entwurf von Reg.-Baurat Brademann.

Der Turm trägt einen Doppelbehälter¹ von je 300 m³ Inhalt mit gewölbtem Boden. Die Trennung der beiden Behälter ist durch Anordnung einer zylindrischen Wand im Innern des Hauptbehälters erreicht worden. Auch bei diesem Turm besteht der Schaft aus Ziegelmauerwerk, das auf einem ringförmigen Fundament aus Ziegeln ruht.

Abb. 9 und 10. Wasserturm Senne I, erbaut 1925 von Cementbau-G. m. b. H., Hannover, nach dem Entwurf von W. Wiethüchter, Arch. B. D. A., Bielefeld. Rechteckiger Behälter von 700 m³ Fassungsraum mit ebener Sohle und ebener Decke. Die Decke ruht auf Säulen im Behälterinnern, der Behälter selbst auf einem Trägerrost. Außer in den Umfassungswänden sind auch im Innern des Turmschaftes tragende Säulen angeordnet. Der Turm ist mit einer Enteisungsanlage zu einem einheitlichen Baukörper verbunden. Die Decke unter den Enteisungsbehältern ist für eine Last von 4 t je m² berechnet worden.

Abb. 11 u. 12.

Wasserturm Inlandhafen Bremen, erbaut 1924 von der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin, nach einem Entwurf des Hafenausschusses Bremen. Der Turm trägt in seinem oberen Teil einen Behälter von 200 m³ Inhalt mit flachem Kuppelboden und auf der Gründungsplatte einen 15 m³ enthaltenden Reinwasserbehälter. Unter dem oberen Behälter versteifen den Turm zwei Zwischenbühnen, deren untere eine Wasserreinigungsanlage trägt. Das Bauwerk ist durch L-förmige am Bau hergestellte Kiesbetonhohlsteine ausgefüllt. Die Außenfläche wurde mit Günthers Granitputz torkretiert.

Abb. 13 und 14. Wasserturm für die Bahnanlagen bei Gremberg, erbaut 1928 von Hüser & Cie, Obercassel-Siegbkreis, nach Entwurf der R. B. D. Köln. Der Turm birgt zwei Behälter, von denen der obere 190 m³, der untere 510 m³ faßt. Jener hat Intzeform, dieser bildet einen achteckigen Ring, in dessen Innern eine Eisenbetonwendeltreppe hochgeführt wird. Die

¹ Kainz, Doppelbehälter in Eisenbeton für 600 m³ Inhalt auf dem Verschiebebahnhof Neuseddin bei Michendorf, Bautechnik 1924, S. 412.



Abb. 18, 19 u. 20. Wasserturm bei Pillau.

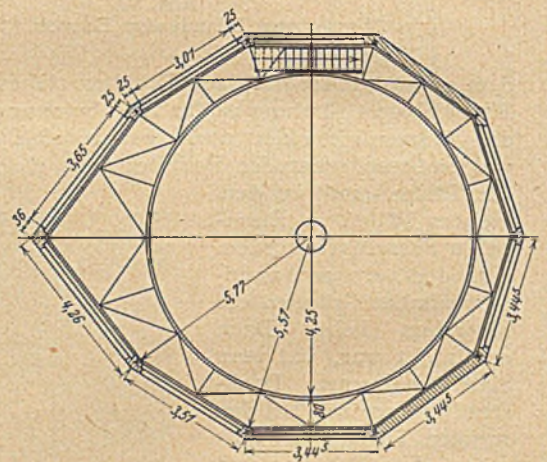


Abb. 20. Schnitt in Höhe + 33,40.

Last des oberen Behälters wird durch den Bodenring auf Stützen übertragen, die ihrerseits auf der Innenwand des unteren Behälters ruhen. Der untere Behälter lagert mit seiner Innenwand auf Säulen, die bis zur Grundplatte durchgehen. Seine Außenwand bildet einen Teil der Turmaußenwand und leitet die Lasten durch die nur an den Ecken mit Rippschwach verstärkten Turmschaftwände nach unten. Der ganze Bau ruht auf einer durchgehenden durch kräftige Rippen versteiften Grundplatte. 5 Zwischenböden verbinden die Innenstützen mit den äußeren Turmwänden. Sie dienen der Aussteifung des ganzen Gebäudes und schaffen zugleich nutzbare Räume.

Abb. 15. Wasserturm Mödrath der R. B. D. Köln, erbaut 1928 von Hüser



Abb. 21. Wasserturm in Stoppenberg.

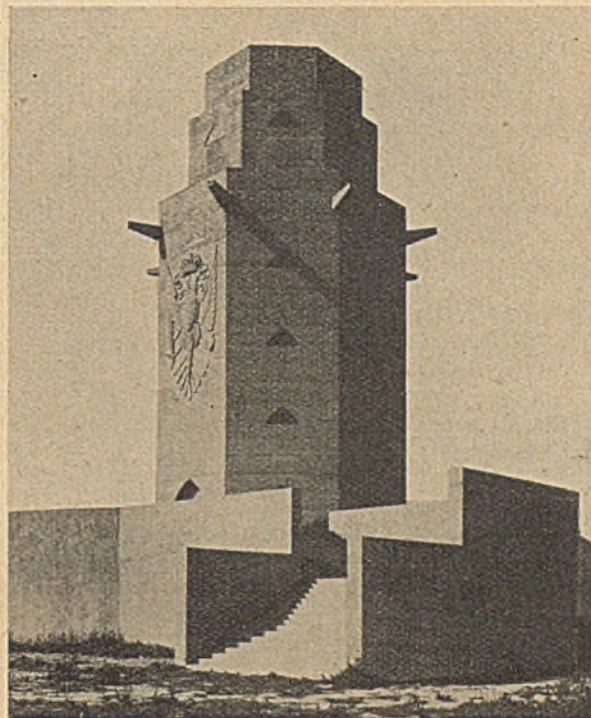


Abb. 23. Wasserturm zu Friedberg-Oberhessen.

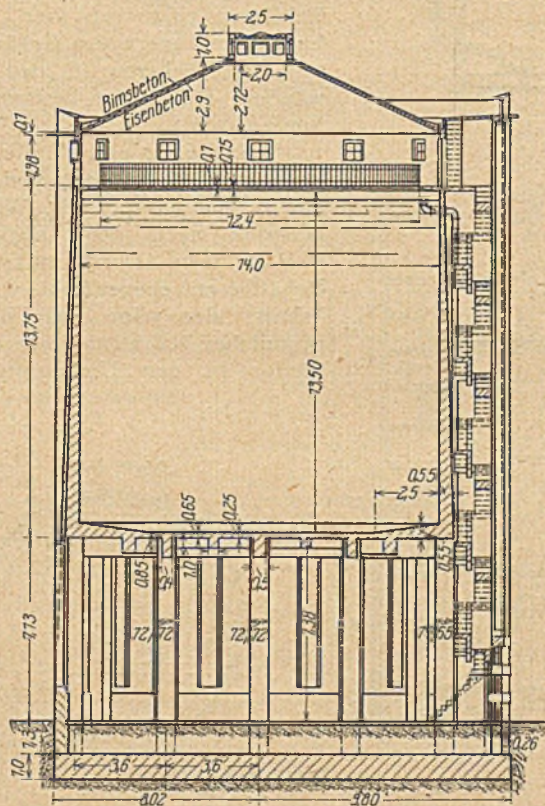


Abb. 22. Wasserturm Stoppenberg. Schnitt.



Abb. 24. Wasserturm und Rathaus in Neuenhagen.

& Cie., Oberkassel-Siegburg, nach dem Entwurf der R. B. D. Köln. Der Turm trägt einen Behälter von 400 m³ Inhalt und entspricht in seinem konstruktiven Aufbau im wesentlichen dem von Spangenberg a. a. O. beschriebenen Wasserturm bei Merseburg. Er ist wegen seiner schlichten Form und der

einfach schalungsrauh belassenen Außenfläche des Schaftes bemerkenswert.

Abb. 16 und 17. Wasserturm der Stadt Neugersdorf, erbaut 1927 von I. W. Roth, A.-G., Neugersdorf, nach dem Entwurf von Walter Goebel, Zwickau. Der Behälter faßt 200 m³ und

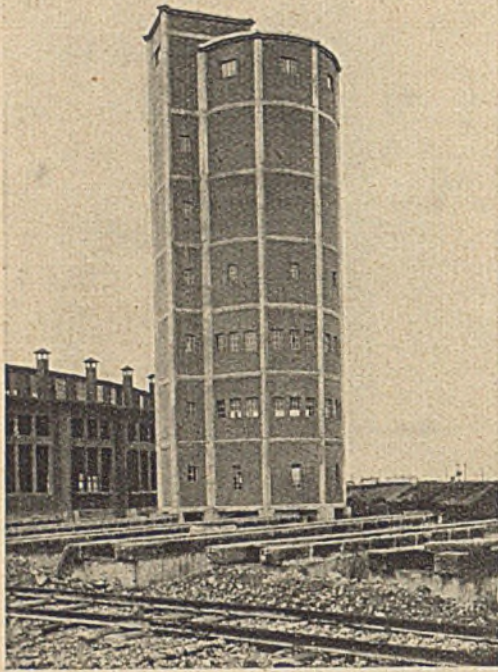


Abb. 26. Wasserturm bei Düren.

hat einen ebenen Boden, der ausnahmsweise ohne Dehnungsfugen auf den Unterzügen ruht. Diese stützen sich auf einen Kranz von 12 Außensäulen und ein Netz von 9 Innensäulen. Das ganze Bauwerk steht auf einer Eisenbetongrundplatte. Angesichts der großen Abmessungen hat der Behälter innen auf 9 m Höhe eine Betonitdichtung erhalten, während sonst ein sorgfältiger Innenputz meist ohne besonderen Schutzanstrich ausreichend ist, um die Behälter wasserdicht zu machen.

Abb. 23 und 25. Wasserturm zu Friedberg, Oberhessen, erbaut 1927 von Heinrich Reuß, Friedberg, nach dem Entwurf des hessischen Hochbauamts zu Friedberg; der Behälter faßt 400 m³. Auch dieser Turm dient zugleich als Aussichtsturm. Bemerkenswert ist es, daß seine Außenflächen im Contexverfahren ausgeführt sind.

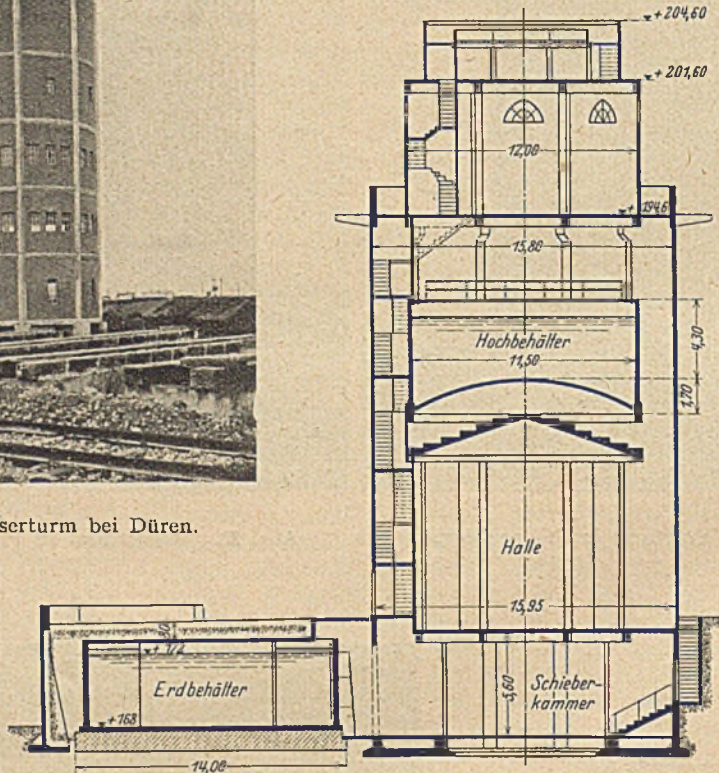


Abb. 25. Wasserturm Friedberg. Schnitt.

Abb. 24. Wasserturm des Kreises Niederbarnim in Neuenhagen², erbaut 1926 von der Allgemeinen Bau-A.-G., Berlin, nach dem Entwurf von Bau- rat Wagner, Berlin-Charlottenburg. Dieses Gebäude ist dadurch bemerkenswert, daß es den Wasserturm mit den Verwaltungsräumen der Gemeinde Neuenhagen zu einem Baukörper vereinigt. Hierdurch wird der Turmschaft in wirtschaftlichster Weise ausgenützt. Der Turm trägt in 27 m Höhe über Gelände einen kreis- zylindrischen Behälter von 1000 m³ Inhalt. Auch dieser Behälter hat einen ebenen Boden und ist ohne Dehnungsfugen mit den tragenden Unterzügen verbunden. Die Last des Behälters ruht auf vier kräftigen Säulen im Innern des Gebäudes und acht schwächeren in den Außenwänden. Die Säulen besitzen Einzel- fundamente.

hat Kreisringquerschnitt mit ebenem Boden. Der Turmschaft hat ausnahmsweise quadratischen Grundriß. Da der Turm an landschaftlich ausgezeichnete Stelle steht, ist er zugleich als Aussichtsturm eingerichtet.

Abb. 18, 19 und 20. Wasserturm Pillau, ausgeführt 1928 von Windschild & Langelott, A.-G., Königsberg, nach dem Entwurf der Architekten Hanns Hopp und Georg Lucas, D.W.B. Königsberg. Der Turm ist dadurch bemerkenswert, daß er gleichzeitig als Aussichtswarte und Beobachtungsstand für Schießübungen der Marine verwendet werden soll. Diesem besonderen Zwecke ist auch seine äußere Form angepaßt. Der Turm trägt auf einem Schaftgerippe aus Eisenbeton einen eisernen Behälter, da die Gefahr besteht, daß ein Eisenbetonbehälter unter den Erschütterungen, die der Turm bei Schießübungen erleidet, undicht werden würde. Der Versteifung des Turmschaftes dienen 4 Eisenbetondecken.

Abb. 21 und 22. Wasserturm der Gemeinde Stoppenberg, erbaut 1925 von Hochtief vorm. Gebr. Helfmann, A.-G., Essen. (Entwurf: Reg.-Bmstr. Liebig, Stadtverwaltung Stoppenberg). Dieser Turm enthält einen ungewöhnlich großen Behälter von 2000 m³ Fassungsvermögen, einem lichten Durchmesser von 14 m und einer Füllhöhe von 13 m. Der Behälter

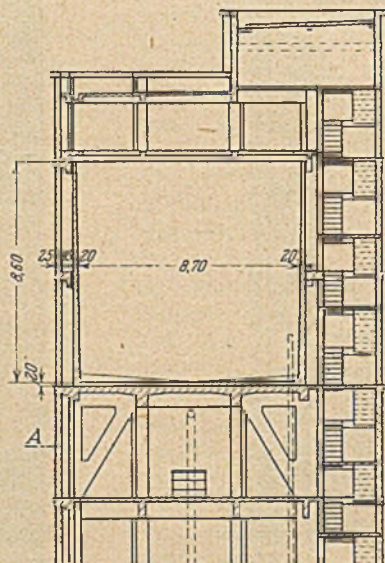
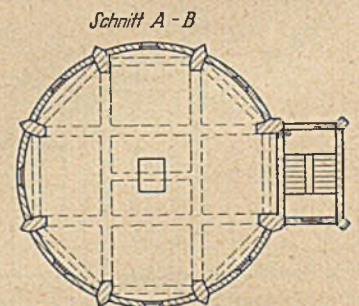


Abb. 27 und 28. Wasserturm Düren. Schnitte.



überträgt. Die Säulen sind durch vier Zwischendecken ausgesteift und ruhen auf einem Ringfundament.

² F. R. Habicht, Der Wasserturm des Kreises Niederbarnim in Neuenhagen bei Berlin, Beton und Eisen 1927, S. 105.

VORUNTERSUCHUNGEN FÜR DIE GÜNSTIGSTE ZUSAMMENSETZUNG DES BETONS BEI DEN SCHLUCHSEEWERKBAUTEN.

Von Regierungs-Baurat Henninger, Direktor der Schluchseewerke-A.-G., und Privatdozent Dr. Kammüller.

Die Baukontrolle: In letzter Zeit wird in der Öffentlichkeit durch Vorträge und durch Veröffentlichungen die Notwendigkeit einer sachgemäßen Baukontrolle stark betont. Die Schaffung neuer baupolizeilicher Vorschriften oder die Entsendung von besonderen Aufsichtsorganen auf die Baustellen dürfte m. E. wenig Wert haben, wenn nicht die für den Entwurf und die Bauausführung Verantwortlichen schon während der Vorarbeiten und später während der Ausführung die erforderlichen Maßnahmen für sachgemäße Arbeit treffen. Ein Beispiel dieser Art stellt nachstehende Veröffentlichung von Vorarbeiten dar, an deren Einleitung ich mitarbeiten durfte.
E. Probst.

Die Versuche hatten in erster Linie den Zweck, für die Großbetonbauten des Schluchseewerks, vor allem also für die Sperren die günstigste Kornzusammensetzung des Zuschlags, sowie das bezüglich der Festigkeit und Wasserdichtigkeit notwendige Mischungsverhältnis festzustellen¹.

I. Das Ausgangsgestein.

Für den Beton kommt nur gebrochenes Material in Frage und zwar für die Schluchseesperre ein dort in der Nähe gewonnener Granit, als „Schluchseegranit“ bezeichnet, für die Weinaßsperre der „Weinaßgranit“. Ferner wurde noch ein weiterer, der „Trockenschieberschachtgranit“, untersucht, der aus der bereits ausgebrochenen Probestrecke des Stollens, 600 m hinter dem Einlauf, stammt.

Zwischen dem Material „Schluchsee“ und „Trockenschieberschacht“ fand sich kein bemerkenswerter Unterschied, beide hatten ein spezifisches Gewicht von rund 2,6. Dagegen zeigte sich das Material „Weinaß“ wesentlich schwerer mit einem spezifischen Gewicht von rund 2,7. Dementsprechend war auch das Material „Weinaß“ schwerer zu brechen, es erforderte bei einer rund 30% größeren Brechdauer eine entsprechend höhere Antriebsleistung des Brechers und gab weniger Feinmaterial. (Siehe Abb. 1.)

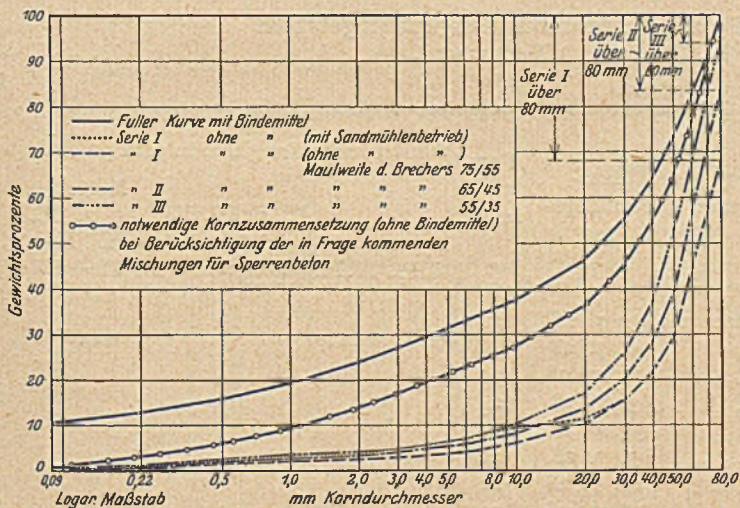


Abb. 1. Kornanalyse des gesamten Materials.

II. Gußbeton.

Für die Sperre war anfangs fast ausschließlich Gußbeton in Aussicht genommen, die Versuche erstreckten sich daher zuerst auf diesen. Das gebrochene Ausgangsmaterial wurde

zunächst nach den einzelnen Korngrößen durch Aussieben in eine größere Zahl von Komponenten sortiert und diese getrennt in genügender Menge gelagert und zwar wieder getrennt nach Weinaß- und Schluchseegranit. Der zur Verfügung stehende

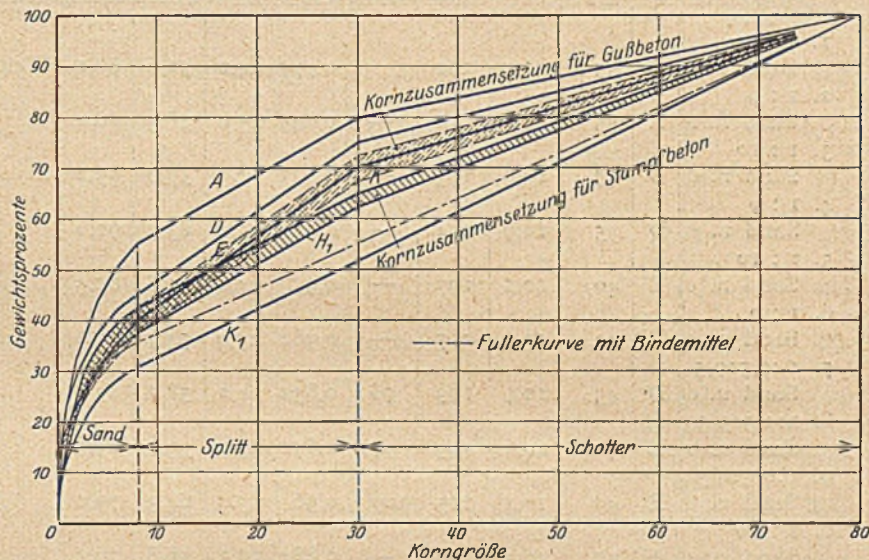


Abb. 2. Kornzusammensetzungen des gesamten Zuschlagsmaterials.

Zement stammte aus den Werken Kleinkems und Blaubeuren. Die Normfestigkeit war bei beiden Werken ungefähr gleich, etwa 350 kg/cm² bei kombinierter Lagerung.

Die Aufgabe bestand nun darin, für einen Gußbeton, der nach 28 Tagen eine Festigkeit von etwa 75 kg/cm² haben sollte, die geeignete Kornzusammensetzung zu finden, die gleichzeitig auch eine mögliche Wasserdichtigkeit gewährleisten sollte.

Während für den Stampfbeton nur die Forderung größtmöglicher Festigkeit zu erfüllen ist, der man mit der Fuller-Kurve genügt, tritt beim Gußbeton noch die Forderung der Fließbarkeit hinzu. Diese wurde bei unseren Versuchen durch Konsistenzproben mit dem Fließtisch (Rüttelprobe) geprüft. Durch die Versuche von Bethke, sowie durch die Versuche an der Barberine² war festgestellt, daß eine Kornzusammensetzung nach Fuller nicht fließbar ist. Der Sand, vor allem der Feinsandgehalt muß erhöht werden. Nach den Schweizer Angaben sollen 37% des Gewichts von Sand (< 8 mm) und Zement kleiner als 0,5 mm sein. Als Optimum werden 46% angegeben. Dabei soll die Hälfte des Feinmaterials (< 0,05 mm) durch das 4900-Maschensieb gehen. Die Kornaufteilung muß also unter Berücksichtigung des Zements erfolgen.

Auf Grund dieser Angaben und zahlreicher Konsistenzversuche, die ergaben, daß für eine gute Plastizität der Faktor $\frac{Z + F_3^*}{W}$ zwischen 2,1 bis 2,4 betragen muß, wurden nun die

auf Abb. 2 dargestellten Kurven A, D und E ausgewählt und mit Weinaßgranit mit ihnen Vorversuche angestellt. Die Ergebnisse sind in Tabelle A Nr. 1—9 zusammengestellt und zwar immer die Mittelwerte aus je 3 Einzelversuchen. Bei den Nr. 7—9 ist noch Traß beigegeben, wobei der Traß nach seinem Gewicht Feinsandgehalt der Kornkurven ersetzt. Es zeigt sich, daß die sandärmste Kurve E die besten Resultate erzielt (Versuche 5, 6). Nur bei Traß verhält sich die sandreichere Kurve D erheblich besser als E, auch bezüglich der Wasserdichtigkeit.

¹ An der Planung und Ausführung der Versuche hat Herr Dipl.-Ing. Van Thiel großen Anteil.

² Gußbeton, Erfahrungen beim Schweizer Talsperrenbau.

³ Z = Zement; F = Feinsand (< 0,05 mm) in Gewichtsteilen.

Zusammenstellung der Druckfestigkeitsergebnisse aus den Jahren 1926 bis 1928.
(Mittelwerte aus je 3 Einzelversuchen).

A. Guß-Beton

Mischungsverhältnis	Kurve	Sandgehalt in Gew.-Proz.	Wasserzusatz in Gew.-Proz.	Zement in kg pro cbm	Trass in kg pro cbm	Z/W	Z+F in Gew.-Proz.	Druckfestigkeit in kg/qcm nach		Granitart	Herstellungstag	Temperatur °	Bemerkungen	Wasserdurchlässigkeit in ccm pro Stunde				
								28Tg.	90Tg.					Platte I	Platte II	Mittel		
1. 1 : 10																		
Sand n. a	A	55	11,7	191	—	0,777	24,2	50,6	62,2	Weinfaßgr.	12. 10. 26	13		2010	4660	3335		
2. 1 : 9																		
Sand n. a	A	55	11,8	212	—	0,845	25,0	58,4	76,2	„	22. 10. 26	10		4130	5150	4640		
3. 1 : 10																		
Sand n. d	D	45	10,9	193	—	0,833	24,2	57,6	73,2	„	26. 10. 26	4		850	3260	2055		
4. 1 : 9																		
Sand n. d	D	45	10,9	214	—	0,91	25,0	63,7	92,6	„	29. 10. 26	10		4520	4500	4510		
5. 1 : 10																		
Sand n. e	E	40	10,1	197	—	0,9	24,2	61,6	82,5	„	5. 11. 26	9		867	400	634		
6. 1 : 9																		
Sand n. e	E	40	10,2	217	—	0,982	25,0	74,7	91,6	„	8. 11. 26	10		3570	1820	2695		
7. 1 : 0,5 : 9,5													Trasserien					
Sand n. d	D	45	10,9	193	96	0,832	24,2	58,1	89,5	„	11. 11. 26	7		830	1160	995		
Sand n. e	E	40	10,4	195	97	0,871	24,2	53,1	69,9	„	15. 11. 26	13		1600	1450	1525		
9. 1 : 0,5 : 8,5																		
Sand n. e	E	40	10,4	215	107	0,96	25,0	64,3	79,0	„	18. 11. 26	8		1520	2580	2050		
10. 1 : 10																		
Sand n. e	F	37,5	10,3	197	—	0,882	23,3	58,8	79,3	„	27. 6. 27	12		5254	3937	4595		
11. 1 : 10																		
Sand n. e	F	37,5	9,8	197	—	0,929	23,3	93,9	124	Schluchseeegr.	21. 7. 27	22		5076	3440	4258		
12. 1 : 9																		
Sand n. e	F	37,5	10,4	219	—	0,962	24,1	93,0	106	Weinfaßgr.	12. 7. 27	19		1753	1858	1805		
13. 1 : 9																		
Sand n. e	F	37,5	10,25	216	—	0,975	24,1	93,8	124	Schluchseeegr.	16. 9. 27	17		1861	2094	1978		
14. 1 : 10																		
Sand n. g	G	42,5	10,1	190	—	0,902	24,3	54,5	67	„	30. 6. 27	24		4490	Platte gespr.	4490		
15. 1 : 9																		
Sand n. g	G	42,5	10,48	213	—	0,955	25,0	90,0	108	„	5. 9. 27	19		2838	4244	3541		

Zusammenstellung der Druckfestigkeit und der Wasserdurchlässigkeitsergebnisse aus den Jahren 1926 bis 1928 (Mittel aus 3 Versuchen).

B. Plastischer Beton.

Zement pro cbm kg	Trass pro cbm kg	Sandgehalt in Gew.-Proz.	Wasserzusatz in Gew.-Proz.	Z+F in Gew.-Proz.	Z/W	Druckfestigkeit in kg/qcm		Granitart	Herstellungstag	Temperatur °	Wasserdurchlässigkeit in ccm pr. Std.					
						nach 3Mon.	nach 6Mon.				Mittel					
											I. Pl.	II. Pl.	III. Pl. ohne Schott.	IV. Pl. ohne Schott.	a. Pl. I + II	III + IV
1. 150	60	42,5	9,4	15	0,768	77	103	Schluchseeegr.	9. 7. 28	21						
2. 150	60	42,5	9,5	20	0,76	89	92	„	6. 7. 28	19,5						
3. 150	60	42,5	9,6	25	0,752	82	93	„	10. 7. 28	20						
4. 170	68	42,5	9,45	15	0,875	96	88	„	3. 7. 28	24						
5. 170	68	42,5	9,50	20	0,87	103	106	„	30. 6. 28	21,5						
6. 170	68	42,5	9,65	25	0,858	105	112	„	5. 7. 28	22						
7. 200	80	42,5	9,50	20	1,008	126	121	„	17. 7. 28	22						
8. 200	80	42,5	9,65	25	0,993	103	131	„	18. 7. 28	22						
9. 220	88	42,5	9,55	20	1,114	144	151	„	17. 7. 28	22						
10. 220	88	42,5	9,65	25	1,102	148	158	„	18. 7. 28	22						
11. 175	—	42,5	9,50	20	0,867	106		„	12. 7. 28	26,5						
12. 240	—	42,5	9,50	20	1,17	143		„	13. 7. 28	23,5						
13. 240	—	42,5	9,55	25	1,163	138		„	25. 7. 28	26						
14. 300	—	42,5	9,50	20	1,455	160		„	28. 7. 28	24						
15. 300	—	42,5	9,65	25	1,433	137		„	31. 7. 28	23						
								„	1. 8. 28	27						
Verhältnis Sand: Splitt : Schotter = 42,5 : 27,5 : 30.								„	7. 9. 28	21,5						

Auf Grund dieser Vorversuche wurden nun für die reinen Portlandzementmischungen die Kurven A und D ausgeschieden und weitere Versuche unternommen, die einmal den Einfluß einer gewissen Streuung in der Kornkurve, sodann den Unterschied zwischen Weifab und Schluchseematerial klarlegen sollten. Die Ergebnisse sind in den Nummern 10—15 dargestellt. Sie zeigen, wenn man 10 mit 11 und 12 mit 13 vergleicht, eine ganz ausgesprochene Überlegenheit des Schluchseematerials. Diese Tatsache ist um so auffallender, als der Weifabgranit als schwerer und härter festgestellt war, sie ist zunächst auf den etwas geringeren Wasseranspruch des Schluchseematerials zurückzuführen (der dann wieder seine Erklärung in einer gleichmäßigeren, weniger zackigen Körnung hat).

Der Vergleich von 11 mit 14 sowie 13 mit 15 zeigt, daß die sandärmere Kurve F der Kurve G wesentlich überlegen ist, auch gegenüber E ist F überlegen, wie der Vergleich von 5 mit 10 sowie 6 mit 12 zeigt. Vom Standpunkt der Festigkeit aus ist also mit dem Sandgehalt, soweit es die Plastizität und Fließarbeit zulassen, herunterzugehen.

Von jeder Mischung wurden 2 Kreisplatten 0,15 cm stark hergestellt und auf Wasserdurchlässigkeit geprüft. Die Versuche 1—6 zeigen, daß bei gleichem Zementgehalt die sandärmste Kurve E am wasserdichtesten ist und daß mit steigendem Zementgehalt die Durchlässigkeit auffallenderweise zunimmt. Die Versuche 10—13 stehen damit nicht in Einklang, hier sind die zementreicheren Mischungen 12 und 13 dichter wie die zementärmeren 10 und 11. Geringe Unterschiede in der Behandlung scheinen auf die Wasserdurchlässigkeit sofort von größtem Einfluß zu sein.

Stampfbeton.

Auf Grund von Konsistenzprüfungen und Stampfversuchen erwiesen sich die auf Blatt 2 dargestellten Kurven H und K als geeignet für Stampfbeton. Darnach wurden die auf Blatt C dargestellten Serien 1—17 ausgeführt. Die Kurve M liegt in der Mitte zwischen H und K. Es zeigt sich folgendes:

1. Weifabgranit zeigt eine um rund 10% größere Festigkeit als Schluchsegranit, im Gegensatz zu Gußbeton, wo das Umgekehrte der Fall war (vgl. 7—9 mit 13—15).

2. Die sandärmeren Mischungen sind wiederum die festeren, die Festigkeit steigt von E nach K und H. Vermutlich nimmt die Festigkeit, wenn der Sandgehalt noch unter H verringert wird, noch mehr zu.

3. Die Wasserdichtigkeit ist für Weifabgranit für die Kurven H und K gut, für Schluchsegranit weniger. Sie scheint für die sandarmen Mischungen H und K eher besser als für die sandreiche E. Sie scheint sehr von Zufälligkeiten der Arbeit abhängig zu sein, ein einheitliches Gesetz ist sehr schwer zu erkennen. Die Wasserdichtigkeit ist jedoch entgegen der bisherigen Auffassung größer als bei Gußbeton.

4. Die Portlandzementkörper 16 und 17 sind bezüglich der Festigkeit den Portlandkörpern 11 und 14 ebenbürtig, bezüglich der Wasserdichtigkeit überlegen. Portlandzement zeigte sich in dieser Beziehung noch weit besser als Traß.

Plastischer Beton.

Der plastische Beton kann mit Band oder Kabelkran gut eingebracht werden; er erfordert beim Einbringen mehr Sorgfalt als Gußbeton, wird jedoch fester und voraussichtlich mindestens ebenso dicht. Es wurde von vornherein Traß vorgesehen und zwar in dem von anderer Seite (Traßbund) als günstig angegebenen Mischungsverhältnis 1 Z : 0,4 Traß in Gewichtsteilen.

Die Versuche sollten vor allem auch Aufschluß über die Wasserdichtigkeit geben, insbesondere für die dichtende Vorsatzschicht an der Sperre, für die die letzten Reihen in Frage kommen. Die Wasserdichtigkeitsversuche sind noch nicht durchgeführt.

Aus den Versuchen A 7—9 hatte sich ergeben, daß für Traß sandreichere Mischungen günstig sind. Mit Rücksicht

darauf, daß der Traß selbst zum Teil dem Feinsand zuzurechnen ist, wurde das Verhältnis von Sand zu Splitt zu Schotter zu 42,5 : 27,5 : 30 gewählt. Festigkeit und Wasserdichtigkeit sind in erster Linie vom Feinsandgehalt abhängig. Es wurde daher der Feinsandgehalt (Zement und Traß miteingerechnet) zwischen 15 und 25% verändert.

Es ergab sich folgendes:

1. Bei den Trasserien liegt der in Rücksicht auf Festigkeit günstigste Gehalt an Z + F zwischen 20 und 25% (des trockenen Gemisches), und zwar für die Mischung 150 kg Zement bei 20% und steigt mit steigendem Zementgehalt auf 25% bei 220 kg Zementgehalt.

2. Die Festigkeit nimmt fast genau proportional dem Zementgehalt zu.

3. Der Traß zeigte bezüglich der Festigkeit wenig günstige Eigenschaften. Nach anderen Versuchen und den Angaben des

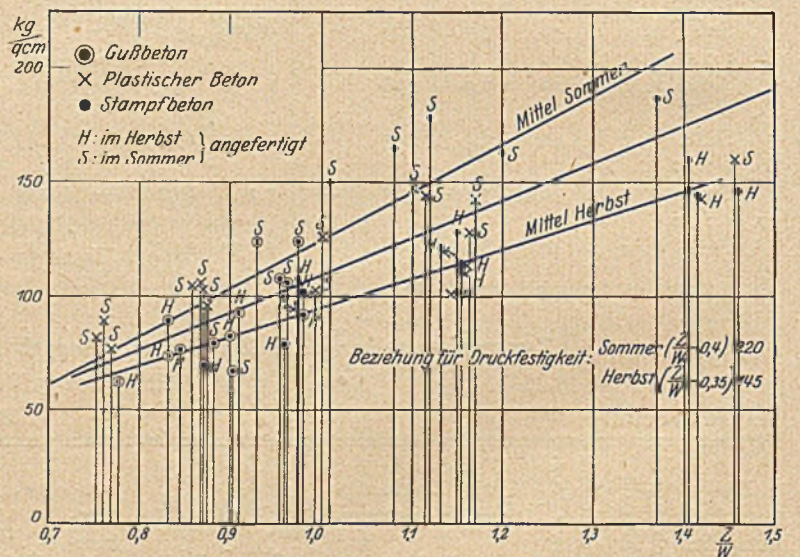
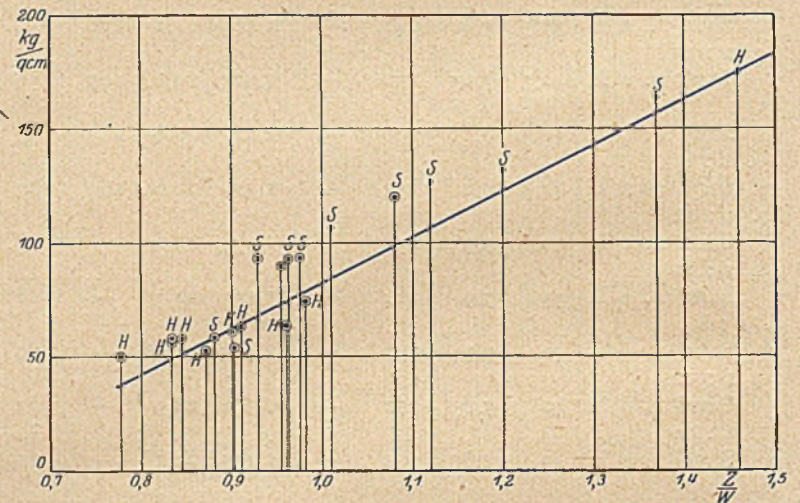


Abb. 3a u. 3b. Druckfestigkeit nach 28 und 90 Tagen.

Traßbundes kann etwa das 0,3fache des Zementes durch Traß ersetzt werden, ohne daß die Festigkeit nachläßt. In den Versuchen 6 und 12 ist der Bindemittelgehalt derselbe, die Festigkeit fast nur $\frac{2}{3}$, wenn Zement durch Traß ersetzt wird. 6 und 11 haben etwa denselben Zementgehalt und etwa dieselbe Festigkeit. Die reichliche Zugabe von Traß hat die Festigkeit nicht nennenswert erhöht. Der Vergleich von 10 mit 12 zeigt, daß in der Wirkung der Traß etwa durch das 0,3fache seines Gewichts mit Zement ersetzt werden kann. Bezüglich der Festigkeit ist also nach diesen Ergebnissen die Verwendung von Traß weniger wirtschaftlich. Diese ungünstigen Ergebnisse sind zum größten Teil wohl darauf zurückzuführen, daß die Vor-

mischung von Traß und Zement, die mit der Schaufel ausgeführt wurde, nicht ausreichend war.

4. Die Wasserdichtigkeitsprüfungen stehen noch aus.

Die Zugversuche.

Für den Beton ist mit Rücksicht auf Schwind- und Temperaturspannungen die Zugfestigkeit von ausschlaggebender Bedeutung. In einer Sperrmauer hat sich der Abstand der Dehnungsfugen nach der Zugfestigkeit zu richten. Es wurde deshalb eine besondere Zerreißmaschine gebaut, auf der Zugkörper mit 60 cm Länge und einem verengten Querschnitt von 12 x 12 cm geprüft werden konnten. Wegen des kleineren Querschnitts wurden bei der Mischung die Korngrößen von 30—80 mm weggelassen, also nur Sand und Splitt gemischt. Die Ergebnisse sind überraschenderweise gut. Während man sonst die Zugfestigkeit im Mittel gleich 1/15 der Druckfestigkeit rechnet, ergaben sich Werte von 1/11 bis 1/8 und zwar

bei Gußbeton	rd. 1/11
bei plastischem Beton	1/9—1/10
Stampfbeton	1/7—1/10.

Der Stampfbeton zeigt sich also überlegen. Da er außerdem weniger schwindet, ist er für die Sperrn vorzuziehen. Es ist zu bemerken, daß sich wegen des verschieden großen Kornes die Zug- mit den Druckversuchen nicht ohne weiteres vergleichen lassen. Die Verhältnisse sind jedoch in Wirklichkeit noch günstiger, da mit kleiner werdendem Korn infolge des höheren Wasseranspruchs die Festigkeit abnimmt.

Die Abhängigkeit der Festigkeit vom Zementwasserfaktor.

Auf Abb. 3a und b ist die Druckfestigkeit als Funktion des Zementwasserfaktors dargestellt. Die Körper zeigen natürlich je nach der Jahreszeit eine verschiedene Erhärtung und es sind die im Sommer von denen im Herbst hergestellten unterschieden. Es zeigt sich in der Tat eine annähernd lineare Abhängigkeit, wie sie auch Bolomey in der Schweizerischen Bauzeitung, Bd. 88, angibt. Seine Formeln haben sich einigermaßen bestätigt. Auch die Formel Bolomeys über den Wasseranspruch hat sich mit einer Genauigkeit von 10—20% bestätigt gefunden, so daß dessen Verfahren über die Vorausberechnung der Druckfestigkeit eine praktisch gut orientierende Näherung zugesprochen werden muß.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Straßenbauprobleme in den Vereinigten Staaten.

Bericht von Privatdoz. Dr.-Ing. v. Gruenewaldt, Karlsruhe.

Engineering News-Record widmen die erste Nummer des laufenden Jahrgangs¹ dem auch in den Vereinigten Staaten brennenden Problem des Straßenbaues, wobei nach einer Übersicht über die bisherige Entwicklung vor allem wirtschaftliche und finanzielle Fragen erörtert werden, während die technische Seite des Straßenbaues verhältnismäßig nur kurz gestreift wird.

Das Gesamtproblem in den Vereinigten Staaten ist ein grundsätzlich anderes als in den Kulturländern Europas: bei uns handelt es sich darum, einen Teil des vorhandenen Straßennetzes den erhöhten Anforderungen des modernen Verkehrs entsprechend auszugestalten und zu verstärken, während in den Vereinigten Staaten ein eigentliches Straßennetz im europäischen Sinne erst geschaffen werden muß.

Die Gesamtlänge der Landstraßen in den Vereinigten Staaten beträgt 4 850 000 km; davon entbehren aber 3 903 000 km oder 80,5% jeglicher Befestigung — sie befinden sich noch, wie die Amerikaner sich bezeichnend ausdrücken, im „Dreck“-stadium.

Von den befestigten Straßen (947 000 km oder 19,5% des ganzen Straßennetzes) entfallen auf:

	1000 km	% der befestigten Straßen	% des Gesamtstraßennetzes
Sand- und Lehmstraßen . . . rd.	135	14,3	2,8
Kies- und Schotterstraßen . . . „	664	70,0	13,7
Betonstraßen „	80	8,5	1,6
Asphaltstraßen „	57	6,0	1,2
Stein- und Ziegelpflaster . . . „	11	1,2	0,2

Hierbei wird der Durchschnitt nicht etwa durch die Werte für unkultivierte Gegenden stark gedrückt, sondern auch in dicht besiedelten und industriereichen Gebieten ist ein großer Teil der Straßen noch unbefestigt, so in den Staaten: New-York 63,6%, New-Jersey 50%, Pennsylvania 73,5%.

Diese Verhältnisse sollten stets im Auge behalten werden, wenn Vergleiche zwischen amerikanischen und europäischen Straßenbauten gezogen werden. In den Vereinigten Staaten gilt es vor allem überhaupt Straßen zu schaffen, die zu jeder Jahreszeit und bei jeder Witterung fahrbar sind.

Bisher sind Straßenbauten vielfach planlos ausgeführt worden, ohne Rücksicht auf die Anforderungen, die vom Verkehr an sie gestellt werden. Nun ist man aber zur Einsicht gekommen, daß bei der Größe der Aufgabe — das Straßenbaubudget hat in der letzten Zeit nahezu 1,5 Milliarden Dollar jährlich betragen — die Arbeit unbedingt in der Weise durchgeführt werden muß, daß mit dem geringsten Aufwand an Mitteln die Straßen in den ihrem Verkehr entsprechenden Zustand gebracht werden, nicht weniger, aber auch nicht mehr. — Maßstab ist die Verkehrsgröße. Es ist ganz interessant, bezüglich des Verkehrs auf den amerikanischen Landstraßen festzustellen, erstens, daß nur wenige Kraftwagen (von 23 Millionen im Jahre 1927 — auf je 5 Einwohner ein Wagen) schwerer als 2,5 t sind, die Belastung der Straße

nach europäischen Begriffen also leicht ist; zweitens, daß außer auf wenigen hauptsächlich dem Touristenverkehr dienenden Strecken Fahrten über weite Entfernungen kaum vorkommen, Automobil-durchgangsstraßen also nur in sehr geringem Maße erforderlich sind.

Es werden jetzt in den Vereinigten Staaten sorgfältige Verkehrszählungen und Schätzungen vorgenommen, wobei versucht wird, den im Laufe der nächsten 10—15 Jahre zu erwartenden Verkehr zu ermitteln. Hierbei zeigt sich, daß für einen sehr großen Teil der noch unbefestigten Straßen eine nur leichte Befestigung — Kies oder wassergebundener Schotter, unter Umständen mit Oberflächenbehandlung durch Öl, Teer oder andere staubbindende Mittel — vollkommen ausreichend ist und nur ein kleiner Teil der Straßen, hauptsächlich in der Umgebung der Städte, festerer Decken bedarf. Die leichten Decken haben neben der Billigkeit und Schnelligkeit der Herstellung noch den Vorzug, eine ausgezeichnete Unterlage für einen späteren stärkeren Ausbau zu bilden; die für die leichten Decken aufgewandten Kosten sind also in keinem Fall verloren.

Bei der Finanzierung der Straßen ist oberster Grundsatz, daß die Straße sich durch sich selbst bezahlt macht, mit anderen Worten: die Kosten der Straße sollen den Steuern entsprechen, die in der Hauptsache von den auf ihnen verkehrenden Fahrzeugen zu tragen sind.

Als wichtigste Einnahmequelle dient die Steuer auf den Betriebsstoff; sie entspricht recht gut der tatsächlichen Straßenbenutzung. Da schwere Wagen die Straßen verhältnismäßig stärker beanspruchen als leichte, so wird empfohlen, eine Ergänzungssteuer für Wagen über einem bestimmten Gewicht (etwa 4 to brutto) einzuführen, die nach der Zahl der gefahrenen Kilometer zu erheben wäre. Als Äquivalent für die Bereitstellung der Straße soll außerdem noch eine Fahrzeugsteuer eingeführt werden, die nach Gewicht und Kosten der Kraftwagen abzustufen wäre. Das Erträgnis dieser drei Steuern soll ausschließlich für Straßenbauzwecke verwandt werden und man rechnet, daß hieraus etwa 75% der Straßenbaukosten² gedeckt werden können. Der Rest soll aus allgemeinen Staatsmitteln aufgebracht werden, in Erwägung der Bedeutung guter Straßen für das gesamte Wirtschaftsleben. Unter Umständen bei besonders großer Wertsteigerung von Grundstücken, die durch neue Straßen erschlossen werden, soll von diesen Grundstücken eine Sondersteuer erhoben werden, die ebenfalls für Straßenbauzwecke zu verwenden ist.

Man rechnet damit, daß in den nächsten 15 Jahren die Straßenbaukosten etwa das Doppelte von dem betragen werden, was in den letzten Jahren hierfür ausgegeben wurde. Da die Beschaffung dieser Summen (rd. 3 Milliarden Dollar jährlich) aus den laufenden Mitteln nicht möglich ist, wird empfohlen, Anleihen aufzunehmen, die dann aus dem Steuereinkommen zu verzinsen und zu tilgen wären.

Zur Zeit ist die Verwaltung des Straßenbauwesens noch reichlich zersplittert — es wird eine stärkere Zentralisation vorgeschlagen, um eine straffere Organisation und zweckmäßige Verteilung der Straßenbauten über große Gebiete zu ermöglichen.

In technischer Hinsicht ist vor allem das Bestreben zu verzeichnen, die Qualität der einzelnen Straßendecken zu verbessern und Gleichmäßigkeit der Herstellung zu erreichen; darum soll die Mischung von verschiedenen Materialien sorgfältig und genau durchgeführt werden; wo es möglich ist — bei Beton- und Asphaltstraßen — nach Gewicht; die Mischmaschinen werden daher mit Wiegevor-

¹ Bd. 102, Nr. 1.

² Verzinsung und Tilgung der Baukosten.

richtungen ausgestattet — die Betonmischer auch noch mit besonderen Wassermessern. Im einzelnen sind die technischen Probleme die gleichen wie bei uns.

Bei den Betonstraßen bemüht man sich, die Oberfläche möglichst eben zu machen. Auf sorgfältige Zusammensetzung und Mischung des Betons, besonders auch auf richtigen Wasserzusatz wird großes Gewicht gelegt, und die Ergebnisse der wissenschaftlichen Forschung in bezug auf Kornzusammensetzung und Wasserzementfaktor werden mit gutem Erfolg beachtet. Man hat erkannt, daß die Nachbehandlung der Betonstraßen von größter Bedeutung für ihre Festigkeit und Haltbarkeit ist und widmet dieser Frage große Aufmerksamkeit. Die Nachbehandlung erfolgt durch Bedecken des frischen Betons mit Erde oder Stroh, die solange feucht gehalten werden, bis der Beton genügend erhärtet ist, um den Verkehr beinahe aufnehmen zu können.

Die Ausbildung der Dehnungsfugen geschieht in verschiedener Weise; als Fortschritt werden verzeichnet die Blindfuge und die geschwächte Platte. Beim Bau der Straße wird vielfach in die Fuge eine Metallplatte eingelegt und darüber betoniert, so daß die Straßentrichter über die Fuge herüber arbeiten können. Nach der Fertigstellung der Straßenoberfläche wird mit der Metallplatte auch der darüber liegende Beton entfernt und die Fuge hergerichtet.

Einen günstigen Einfluß auf die Güte der Betonstraßen hat die häufige Durchführung von Materialprüfungen, vor allem der Biegeprobe ausgeübt, ebenso die Nachprüfung der Stärke der Straßendecke durch Bohrungen — im Jahre 1924 vor Einführung dieser Kontrolle hatten im Staate Missouri über 70% der Decken eine geringere Stärke als vorgeschrieben, 1926—1927, nachdem diese Prüfung schon seit einiger Zeit durchgeführt wurde, nur noch etwa 20%.

Ihrem Umfang nach haben die Kiesstraßen eine sehr große Bedeutung — man schätzt, daß von den jetzt noch unbefestigten Straßen über drei Millionen km zunächst als Kiesstraßen ausgebaut werden sollen. Man hat den Einfluß des Untergrundes auf die Festigkeit der Straße erkannt und widmet dieser Frage große Beachtung. Zur Befestigung verwendet man nach Möglichkeit feines Kiesmaterial: für die unteren Schichten nicht stärker als $1\frac{1}{2}$ Zoll, für die oberen 1 Zoll und kleiner, wobei der Kies in dünnen Lagen aufgebracht wird, die durch den Verkehr gedichtet werden, unter Umständen auch durch Walzen. Es wird bei der Mischung der Kiese mit dem Bindemittel noch auf richtige Kornzusammensetzung und Gleichmäßigkeit geachtet, wobei das verwandte Material möglichst wasserunempfindlich sein soll. Die Kiesstraßen erfordern eine sehr sorgfältige Instandhaltung und werden, wenn möglich, geölt, geteert oder einer anderen ähnlichen Oberflächenbehandlung unterzogen. Bei diesen Straßen kommt Maschinenarbeit in ausgedehntem Maße zur Anwendung, wobei bemerkt zu werden verdient, daß der Transport von Erde und Kies vielfach durch Raupenschlepper mit angehängtem Wagenzug bewirkt wird, auch in Fällen, wo bei uns Feldbahnen verwandt werden würden.

Über den wassergebundenen Macadam, der auch ziemlich reichlich angewandt wird, ist nichts Bemerkenswertes zu erwähnen.

Auch über die bituminösen Straßendecken wird nichts wesentlich Neues berichtet — es wird an der Vervollkommnung der Mischmaschinen gearbeitet und genaue Dosierung der verschiedenen Materialien und gründliche Durchmischung angestrebt; die Mischungsdauer soll für die verschiedenen Zusammensetzungen festgelegt werden. Durch Versuche und wissenschaftliche Forschung sollen die für bestimmten Verkehr und bestimmtes Klima geeigneten Mischungen ermittelt werden. Auf gründliche Kompression der Straßendecke während des Baues wird geachtet, neuerdings erfreuen sich schwere Dreiradwalzen hierfür besonderer Beliebtheit.

Ziegel- und Klinkerpfaster wird heute mit Ausfüllung der Fugen durch einen elastischen bituminösen Pflasterfugenkitt hergestellt; die Sandunterlage ist wesentlich dünner als früher üblich war — nicht stärker als 1 oder noch besser $\frac{3}{4}$ Zoll. Ein weiterer Fortschritt ist die Normung der Steingrößen — während es vor 6 Jahren noch 60 Typen gab, genügen jetzt 5—6.

Zum Schluß mag noch angeführt werden, daß die Amerikaner sich bemühen, ihren Straßen ein gefälliges Aussehen zu geben — durch Bepflanzen der Böschungen, Anlage von Alleen und dgl., selbstverständlich ohne dabei die Übersichtlichkeit und Verkehrssicherheit zu beeinträchtigen. Eine beachtenswerte Lösung sowohl vom Schönheitlichen Standpunkt, wie vom Standpunkt der Verkehrssicherheit aus ist die Auflösung der Straßenkreuzungen und Gestaltung der entstehenden Rundfahrplätze als Schmuckplätze, deren Rasen auch mit einzelnen Bäumen bepflanzt sein kann.

Zum 50. Geburtstage von Anton Wagenbach.

Der alleinige Inhaber der Sondermaschinenfabrik Futura, Herr Anton Wagenbach, Elberfeld, beging vor kurzem seinen 50. Geburtstag.

Er ist Gründer und Leiter der vorgenannten Unternehmung, die im besonderen auf dem Gebiete der Maschinen für Zwecke des Eisenbetonbaues, namentlich der Biege- und Schneidemaschinen, Hervorragendes leistet.

Herr Anton Wagenbach hat dieses Sondergebiet durch seinen Erfindergeist und seine Tatkraft weitgehend gefördert. Hierbei ist er von den ehemaligen, dem vorgenannten Zweck dienstbaren Handmaschinen auf mühevollen Wege zu den heute verwendeten automatischen Schneide- und Biegemaschinen gelangt, die wie bekannt

nicht nur außerordentlich leistungsfähig, sondern auch bequem zu handhaben sind und sich weit über Deutschlands Grenzen hinaus Anerkennung und Schätzung durch ihre Güte verschafft haben. M. F.

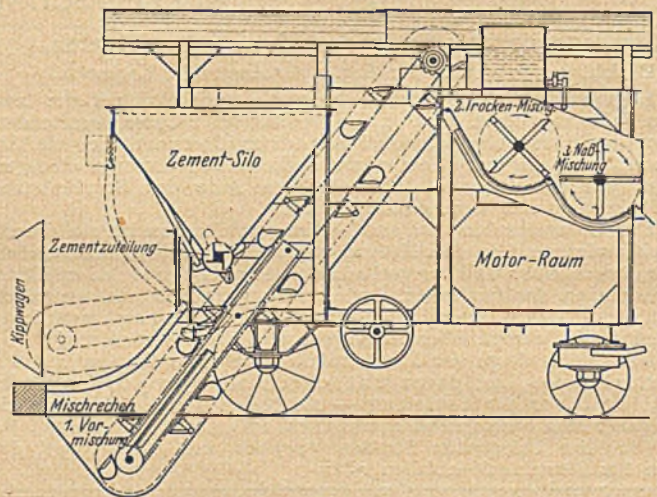
Schalungen aus Papier.

Neben die zahlreichen, teilweise sehr zweckmäßigen Systeme, die die Ausführung einer Eisenbetondecke ohne Schalung ermöglicht — wie z. B. Hohlkörperdecken überhaupt, Fertigfabrikate, Spezialplatten u. a. m. hat eine amerikanische Zeitschrift in einer der letzten Nummern ein neues, bemerkenswertes System gestellt. Ein Eisengeflecht auf imprägnierter Pappe, in Rollen angeliefert, wird auf einem Rost von leichten, eisernen Gitterträgern abgerollt, die gegenseitig durch Stahldraht in ihrer Lage gehalten werden. Diese Pappe zusammen mit dem Eisengeflecht trägt die Arbeiter, die anschließend auf die Pappe, die mit dem Geflecht nach oben verlegt wird, den Beton aufbringen. Die Pappe kann je nach Bedarf leicht abgeschnitten werden. Die ganze Konstruktion ist sehr einfach und schnell auszuführen und daher auch wirtschaftlich. Dr. Ehnert.

Ann.: La Technique des Travaux 1928, Nr. 10, S. 624.

Betonmischmaschine mit automatischer Zementzuteilung.

Eine neuartige Betonmischmaschine „Vulkan“ hat die Firma Funke & Esch, Offenbach/Main, herausgebracht. Die Maschine, die nach dem Gegenstromprinzip mischt, besitzt eine vollkommen automatische Zementzuteilung und schaltet somit die Zufälligkeiten aus, die bei Vornahme der Mischung durch Arbeiter nicht zu vermeiden sind. Das vorgeschriebene Mischungsverhältnis kann an der Maschine



genau eingestellt und von der Behörde unter Verschuß genommen werden. Auf diese Weise läßt sich eine bequeme Baukontrolle erzielen und wird gleichzeitig ein stets gleichbleibendes Mischungsverhältnis gewährleistet.

Den Mischvorgang veranschaulicht die beistehende Abbildung. Der Hauptvorteil der Maschine besteht in der absolut gleichmäßigen Zuteilung des Zementes. Dieser wird nicht, wie bisher, sackweise den Mischgutaufzugskästen von $\frac{1}{2}$ —1 m³ Inhalt, sondern literweise nach und nach auf jeden vorüberziehenden Elevatorbecher von nur 7—8 Liter Inhalt dem Mischgut zugeteilt, wodurch, abgesehen von der besseren Verteilung des Zementes, der Mischvorgang wesentlich beschleunigt wird. Die Mischmaschine kann auch bei Mörtelmischungen Verwendung finden.

Leistung der Schalbretterreinigungsmaschine „Vampir“.

Je nach der Zähnezahl des Ritzels am Motor erzielt die Schalbretterreinigungsmaschine „Vampir“ eine Leistung von 200 bis 300 qm in der Stunde, in 8 Stunden also ca. 1500 qm. Zu diesen 1500 qm brauchte ein Arbeiter ungefähr 10 Tage. Dank der großen Lohnersparnis würde sich bei täglicher Benutzung der „Vampir“ die Maschine also schon mit ca. 20 Tagen bezahlt machen. Die Abnutzung der aus Schmiedeeisen und Stahl hergestellten Maschine ist gering. Hergestellt wird die Schalbretterreinigungsmaschine „Vampir“ von der Maschinenfabrik Futura, A. Wagenbach & Cie., Elberfeld.

Lavakies.

Lavakies ist ein bisher wenig bekannter Baustoff, ähnlich dem Bims und ebenfalls vulkanischen Ursprungs. Man erzielt mit aus diesem Material hergestelltem Beton Druckfestigkeiten, die zum Bau vier- und mehrstöckiger Wohnhäuser ausreichen. In Köln ausgeführte Probepbauten haben den Beweis erbracht, daß unter Verwendung von Lavakies gebaute Wohnhäuser dem Ziegelbau gleichwertig sind, aber schneller und wesentlich billiger errichtet werden können. Vertrieben wird der Baustoff von der Lava-G. m. b. H., Köln.

Die Bahnhofbrücke in Leoben.

Nach einem Sektionsvortrage auf der 2. internationalen Tagung für Brückenbau und Hochbau in Wien.

Die am 23. September 1928 dem Verkehr übergebene Bahnhofbrücke in Leoben (Abb. 1) überspannt den Murfluß mit einer Öffnung von 60 m Lichtweite und hat eine Verkehrsbreite von 14 m, wovon 9 m auf die Fahrbahn und je 2,5 m auf die beiderseitigen Gehwege entfallen. Aus wirtschaftlichen Gründen und weiter, um den Verkehr während der Bauausführung ohne Anordnung einer Notbrücke aufrecht erhalten zu können, wurde das Brückentragwerk in zwei von einander unabhängigen, spiegelgleichen Hälften vorgesehen und ausgeführt. Die Widerlager sind auf festgelagertem Schotterboden gegründet, für beide Brückenhälften gemeinsam und so ausgebildet, daß die Sohlfläche auch bei Belastung durch nur eine Brückenhälfte durchwegs gedrückt wird. Das Haupttragwerk jeder Brückenhälfte bildet ein, sich auf 1,5 m vor die Widerlagerflucht reichende Kragarme stützender Dreigelenksbogen aus Beton von 57 m Spannweite und 5,30 m Pfeilhöhe. Die Bogenbreite mißt im überwiegenden Teile seiner Ausdehnung 5,2 m; nächst den Widerlagern sind die Bogen bis zur Höhe des höchsten Hochwassers um den halben, 1,2 m betragenden gegenseitigen Abstand der beiden Brückenhälften verbreitert, so daß im Hochwasserbereiche die Untersicht vollständig geschlossen ist. Die Bogenstärke beträgt im Kämpfer 1,06 m, im Viertelpunkt 1,41 m und im Scheitel 1,02 m. Bogenachse und Bogenstärke sind so gewählt, daß die Randpressungen unter Berücksichtigung der durch die Gelenke bedingten Ausmittigkeiten überall gleich groß sind und unter der Belastung einer Brücke I. Klasse nebst Straßenbahn 48 kg/cm² nicht überschreiten¹. Die nach außen verblendenen Entlastungsbauten der beiden Brückenhälften haben gleichfalls 1,2 m Abstand von einander und bestehen aus Eisenbetonplatten, die auf in den Mitten 3,4 m von einander entfernten Tragmauern frei aufliegen. Die Gehbahnen ragen rund zur Hälfte über die Bogenflucht vor, während der Schlitz zwischen den beiden Brückenhälften durch eine bewehrte Betonplatte überdeckt ist. Durch diese Anordnung wurde erreicht, daß die Mittelkraft der Auflast im wesentlichen mit der Bogenhalbierenden zusammenfällt.

Die voraussichtlichen Kosten für das hiermit beschriebene Bauwerk stellten sich unter mehreren in Betracht gezogenen Wahlentwürfen, darunter auch solchen mit eisernen Tragwerken, am niedrigsten, doch war die Verwirklichung desselben an zwei Voraussetzungen gebunden, deren Erfüllbarkeit zwar angesichts der dermaligen Zementgüte zu gewärtigen war, für welche aber keinerlei Beispiele aus der Erfahrung vorlagen.

In erster Linie mußten wegen der geringen Bauhöhe die Kämpfergelenke der Dreigelenksbogen um 1,4 m unter das höchste auftretende Hochwasser gelegt werden und daher trotz der hohen Einheitspressung von 4,2 t/cm Berührungslänge als Wälzgelenke in bewehrtem Beton ausgeführt werden. Die Halbmesser der Wälzflächen wurden im Scheitel mit 2,5 und 2,9 m, im Kämpfer entsprechend der geringeren Winkeländerung mit 2,5 und 2,7 m angenommen. Nach dem Ergebnisse einer an einem Versuchsgelenk vorgenommenen Druckprobe weisen bei einer durchwegs erreichten Mindestwürfel Festigkeit des

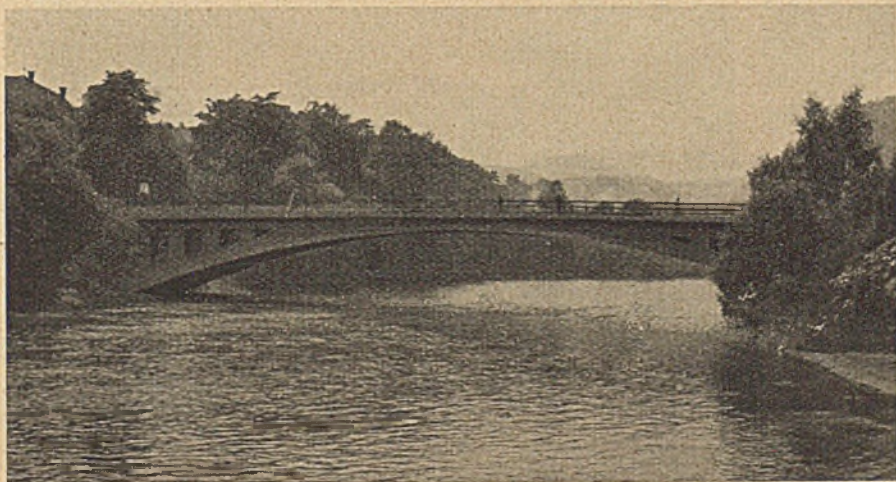


Abb. 1.

Betons von 300 kg/cm² die Kämpfergelenke 1,8fache, die Scheitellgelenke 1,2fache Rißsicherheit auf. Beide Werte sind ausreichend.

Da weiter die Bogen mit den Kämpfern unter höchstem Hochwasser liegen, war auch die Verwendung eines zum Teile in das Hochwasser tauchenden Lehrgerüstes notwendig (Abb. 2). Um jede Gefährdung desselben zu vermeiden, mußte die Ausführung der Bogen in der erfahrungsgemäß hochwasserfreien, auf 5 Wintermonate be-

schränkten Zeit, u. z. nacheinander erfolgen. Obwohl von diesem Zeitraume fast zwei Monate infolge Verzögerung bei der Widerlagergründung und wegen schwerer Kälte ausschieden, gelang es doch durch beschleunigte Arbeit und mit Verwendung frühhochfesten

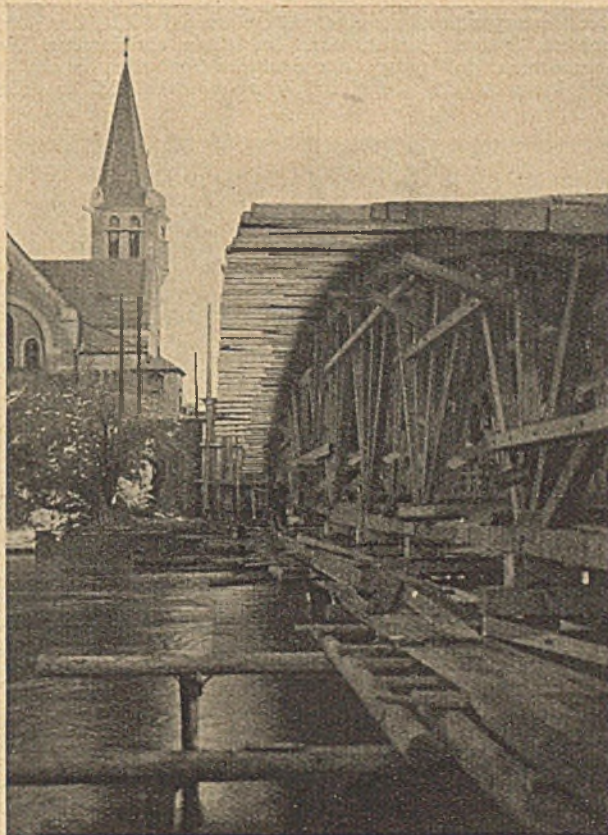


Abb. 2.

Zementes beide Bogen noch zeitgerecht herzustellen. Der Bogen der zuerst in Angriff genommenen Brückenhälfte konnte 36 Tage nach Beginn der Betonierung ausgerüstet werden, 24 weitere Tage erforderte die Ausführung des Aufbaues. Für den Bogen der zweiten Brückenhälfte wurde einschließlich der vollständigen Herstellung des Lehrgerüstes ein Zeitraum von 48 Tagen benötigt und lagen zwischen Betonierungsbeginn und Ausrüstung nur mehr 29 Tage. Beide Bogen wurden zur Ausschaltung von Vorspannungen durch die Formänderung des Lehrgerüstes in Teilabschnitten hergestellt, doch mußten die Fugen zwischen denselben wegen der gedrängten Zeit rasch ausgefüllt werden, so daß ein Ausschalten der Schwindwirkung nicht möglich war und eine stärkere Scheitelsenkung bei der Ausrüstung in Kauf genommen werden mußte. Dies war der einzige durch die Erfüllung der zweiten Voraussetzung für die Ausführbarkeit des Bauwerkes bedingte Nachteil, der jedoch mit Rücksicht auf die geringe hierdurch hervorgerufene Spannungserhöhung belanglos erscheint.

Von den übrigen bei der Bauausführung gemachten Erfahrungen ist noch die Verwendung von gekörnter Hochofenschlacke als Sand für die Betonherstellung hervorzuheben. Der mit dem Schlackensand erzeugte Beton erreichte bei einem Gehalt von 320 kg frühhochfesten Zementes in einem Kubikmeter Fertigbeton eine Bauwürfel Festigkeit von durchschnittlich 315 kg/cm². Sehr hoch ist seine Elastizitätsziffer für Druck. Sie ermittelt sich auf Grund des Ergebnisses der Probebelastung mit 409 000 kg/cm².

Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten.

Die diesjährige Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten findet nicht in der ursprünglich vorgesehenen Form statt. Es wird lediglich am 6. März 1929 vormittags 9 1/2 Uhr im Hotel Esplanade in Berlin eine interne Mitgliederversammlung zur Erledigung der Regularien und Entgegennahme der Kommissionsberichte abgehalten werden.

¹ Vergleiche: Beton und Eisen 1927, Heft 10, der Neubau der Mürzbrücke, Seite 370 ff.

Neuere Ausführungen im Eisenbetonfachwerk „System Visintini“.

Auszug aus dem Vortrag des Dr.-Ing. Franz Visintini anlässlich des 2. Internationalen Kongresses für Brückenbau und Hochbau in Wien 1928.

Der Vortragende führte eine größere Anzahl Bilder der Brücken, nach seinem System gebaut, vor. In seinen einleitenden Worten sprach er davon, daß gerade der deutsche Techniker in der Nachkriegszeit bestrebt sein mußte, möglichst wirtschaftlich zu arbeiten.



Abb. 1. Die Traisenbrücke in Spratzern 3 Öffnungen von je 25 m Spannweite; Fahrbahnbreite 5 m; Belastung 2. Klasse, 8 t-Wagen + 400 kg/m² Menschengedränge.



Abb. 2. Bundesstraßenbrücke über die große Tulln in Absetten; Stützweite 24,40 m, Fahrbahnbreite 8,50 m; Belastung 18 t-Dampfwalzen, Wagenzüge von 12 t und Menschengedränge von 460 kg/m². Als bewegliche Lager kamen Stahlgußpendel zur Verwendung.

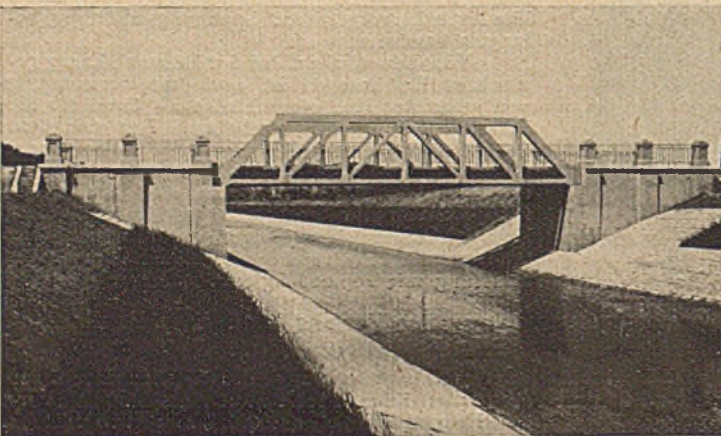


Abb. 3. Dietersdorferbrücke über die große Tulln. 20,40 m Spannweite Fahrbahn 5 m.

Obwohl bereits das Fachwerk den Mindestaufwand an Material gewährleistet, führte Dr. Visintini aus, daß die gezogenen Füllstäbe und besonders die Zuggurtungen noch schlanker gehalten wurden, um an Masse und damit an Eigengewicht zu sparen. Freilich mußte dafür eine erhöhte Betonzugspannung und für das bewaffnete Auge wahrnehmbare Risse in Kauf genommen werden. Letzterem Nachteil wird aber nach völligem Erhärten des Betons und nach stattgehabter Belastungsprobe wirksam durch Verkieselung der Betonoberfläche entgegengetreten.

Dr. Visintini führte weiter aus, daß sich bei Brücken größerer Spannweite als günstigste Hauptträgerform beim Eisenbetonfachwerk der Parabelträger erwiesen hat. Für die Parabel errechnete Visintini nach vergleichsweiser Untersuchung mehrerer hundert Parabelträgerformen die wirtschaftlichste theoretische Höhe, welche sich als Funktion der Spannweite ergibt, vermehrt um eine Konstante, die jeweilig gleich der Querträgerhöhe ist. So daß die Formel für flach verlaufende Parabel $h = 0,15 l + h_2$ und für steilere $0,16 l + h_2$ lautet.

Vortragender zog in seinen weiteren Ausführungen einen Vergleich zwischen dem Eisenbetontragwerk und dem eisernen Tragwerk. Ersteres überragt, abgesehen von allzugroßen Spannweiten, bei Brücken in bezug auf Seitensteifigkeit, geringere Durchbiegung und absolute Tragfähigkeit. Besonders die absolute Tragfähigkeit würde immer zu wenig berücksichtigt. Ein Tragwerk soll theoretisch bis zum Bruch $3g + 4p$, d. i. 3faches Eigengewicht + vierfache Nutzlast tragen, wobei meistens zu ungunsten des Eisenbetons vergessen wird, daß der erste Summand bei Eisenbeton, je nach Spannweite und Breite des Brückenobjektes, gegenüber einem eisernen Tragwerk gleicher Hauptabmessungen, ein bedeutend größerer ist.

Einige Beispiele geben die nachfolgenden Abbildungen:

Bei der Betrachtung der Bilder berührt es auch den Ästhetiker angenehm, daß die Visintinibrücken dem Schönheitsgefühl voll Rechnung tragen.

Neben Ausführungen in dem engeren Heimatland Dr. Visintinis, Österreich, finden sich seine Brücken auch in Deutschland, Amerika und Rußland, wurden auch schon vor dem Kriege in Deutsch-Ostafrika von der Kolonialregierung mit Erfolg eingeführt. Es liegt auf der Hand, daß im Verhältnis zur Größe des Landes die meisten Visintini-Brücken in Österreich ausgeführt wurden.

Aber, welche Vorurteile mußten überwunden, welche jahrzehntelange Arbeit mußte geleistet werden, bis die Öffentlichkeit an das

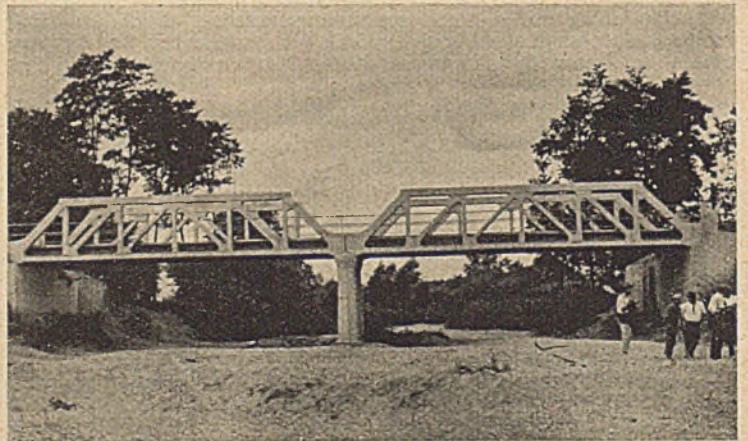


Abb. 4. Straßenbrücke I. Klasse, 18 t-Dampfwalze, 12 t-Wagen, in Grunddorf bei Krems N. Ö. 2 Öffnungen von je 20 m Spannweite, 5,50 m Fahrbahnbreite.

Eisenbetonfachwerk glaubte. „Für den Eisenbeton hielt man“ — so führt Prof. Dr. Saliger, Wien, aus — „das Fachwerk lange Zeit als ungeeignet und nahm sich auch nicht die Mühe, seine Anwendung zu versuchen. Der Grund hierfür liegt, wie die großartigen Erfolge beweisen, nicht in der Untauglichkeit des steinähnlichen Materiales für gegliederte Konstruktionen, sondern in der durch die massiven Steinkonstruktionen beeinflussten Psychologie des menschlichen Geistes, welchem die Verfeinerung eines solchen Baustoffes zu Gitterstäben widerstrebt.“

Dem mutigen Gedanken des Ingenieurs Visintini und seiner bewunderungswürdigen zähen Ausdauer in der Durchsetzung seiner gesunden Idee verdankt die Fachwelt den Bruch des alten Vorurteils und die Schaffung des Fachwerkträgers aus Eisenbeton.“

Die französischen Kunstbauten der französisch-italienischen Eisenbahnlinie Nizza (Mittelmeer) — Coni¹.

Die gesamte Länge der französischen Strecke der Linie Nizza—Coni beträgt 63,164 km; sie ist eingleisig ausgebaut, und nur die großen Tunnels haben zweigleisigen Ausbau erhalten, um gleichzeitig die erforderliche Lüftung sicherzustellen. Die größte Steigung beträgt 25‰, der kleinste Bogenhalbmesser 300 m. Die französischen Züge treffen in Breil auf die italienische Strecke Breil—Vintimille (Mittel-

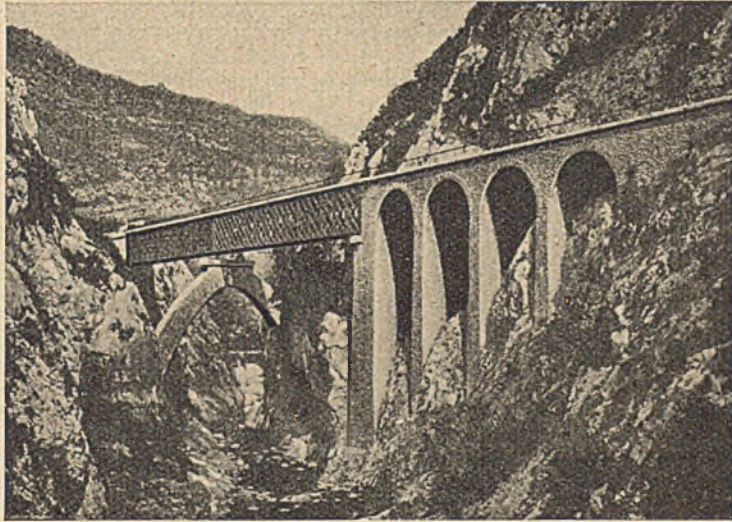


Abb. 1.

meer) und werden dort an die von Vintimille kommenden Züge angehängt, die zunächst noch auf französischem Gebiete das Roya-Tal hinauf bis Scarassoni, anschließend auf italienischer Strecke bis Coni mit Anschluß nach Turin geführt werden.

Im Zuge der französischen Strecke liegen zahlreiche Tunnels, von denen der 5,94 km lange, durch den Braus-Gebirgsrücken führende Tunnel nunmehr den längsten französischen Tunnel darstellt. Die Gesamtlänge der 45 Tunnels der Strecke beträgt 23,6 km; sie übersteigt

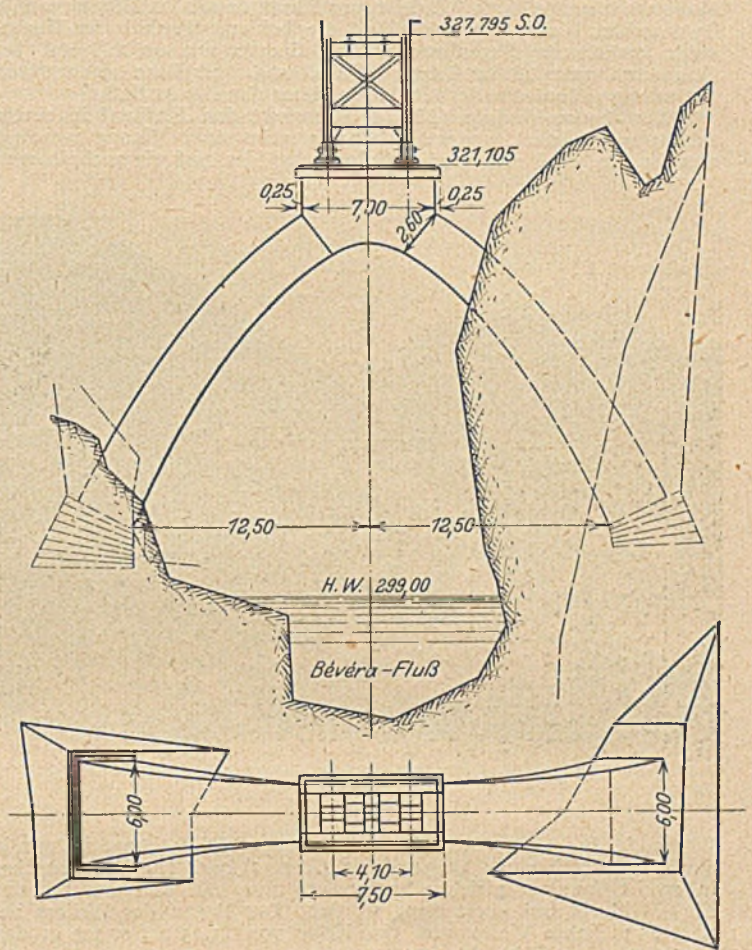


Abb. 2.

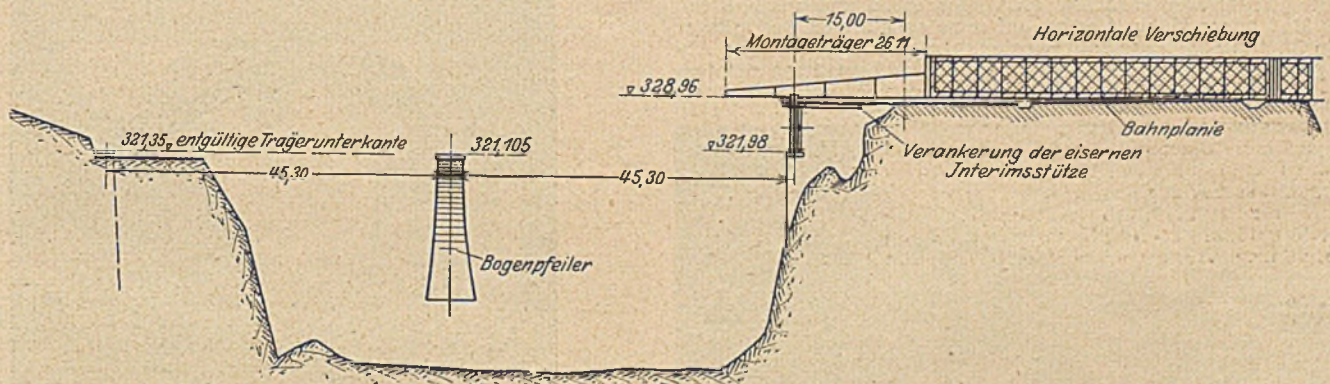


Abb. 3a.

ein Drittel der französischen Strecke. Die Ausführung des Braus-Tunnels begegnete insofern nicht unerheblichen Schwierigkeiten, als die geologischen Verhältnisse, hauptsächlich das Vorkommen von Gips und Anhydrit, besondere Sicherungsmaßnahmen erforderten. Diese bestehen in einer groß angelegten Entwässerung des Tunnels und in der Fassung und Ableitung aller auftretenden Quellwässer unter gleichzeitiger Ausnutzung einer Quelle für den Antrieb der Entwässerungspumpe.

Als ausgesprochene Bergbahn weist die Strecke naturgemäß zahlreiche Brücken auf. Von den insgesamt 200 Brückenbauten in Eisen, Eisenbeton und Mauerwerk sind als durch ihre Abmessungen bzw. besondere Eigenheiten bemerkenswerte Bauwerke zu nennen: Der Viadukt über den Bévéra-Fluß mit zwei eisernen Gitterträgern von je 45,30 m Spannweite, deren Mittelstützen auf einem Bogenpfeiler in Mauerwerk ruhen, ferner der in

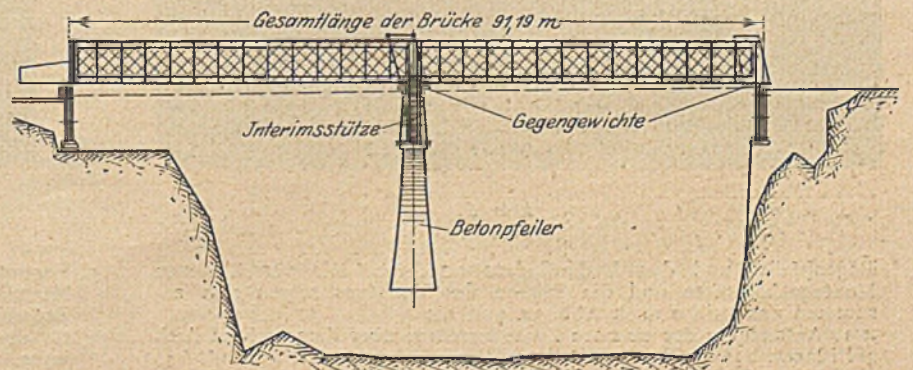


Abb. 3b.

¹ Le Génie Civil v. 3. Nov. 1928, Nr. 2412.

Mauerwerk ausgeführte Viadukt von Escarène mit 11 Bögen von je 15 m lichter Weite, und schließlich die beiden, ebenfalls in Mauerwerk errichteten Bogenbrücken, bei Saorge mit 40 m, und bei Scarassoni mit 48 m lichter Weite, und, um ihrer eigenartigen Gründung willen, die Gewölbebrücke über den Lavinafuß.

Der Bévéra-Viadukt (Abb. 1) überquert den Flußlauf in einem sehr spitzen Winkel, wodurch die Spannweite einer Öffnung zwischen den beiden steil abfallenden Felswänden der tief eingeschnittenen



Abb. 4.

Bévéra-Schlucht 90 m hätte betragen müssen. Diese Länge ist nun in der Mitte durch einen Bogenpfeiler (Abb. 2) quer zur Brückenachse in zwei Öffnungen gleicher Spannweite unterteilt und dadurch das Fluß-Wildbett frei überspannt worden. Der Bogen des Pfeilers besitzt 25 m lichte Weite und eine Höhe von 15,65 m; er ist in den Felswänden der Schlucht eingespannt.

Die Montage des eisernen Überbaues ist an Ort und Stelle auf dem noch zur Verfügung stehenden Bahnplanum erfolgt. Da die Fahrbahn des Gitterträgers oben liegt, mußte der in Planiehöhe montierte Gitterträger zunächst frei vorgeschoben und anschließend um das Maß seiner Höhe (6,20 m) auf seine endgültigen Endauflager und die Mittelstütze abgesenkt werden. Im Hinblick auf den Absenkungsvorgang wurden besondere eiserne Zwischenstützen auf dem

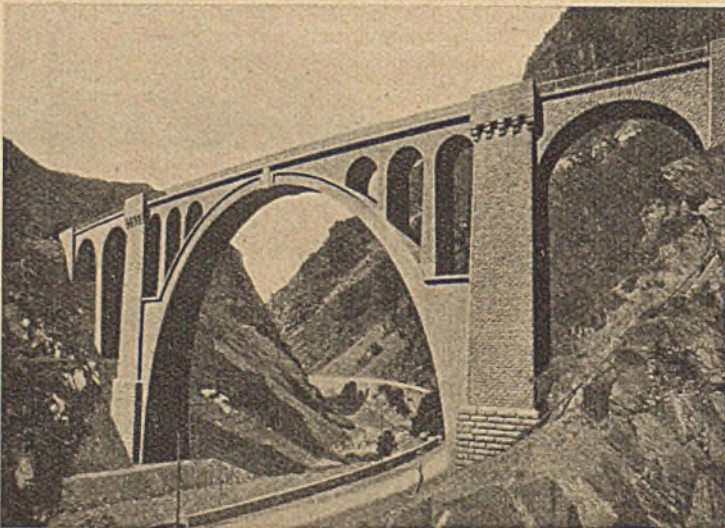


Abb. 5.

Bogenpfeiler und den Endauflagern errichtet. Die verschiedenen Montageabschnitte und die Phasen des Vorbaues setzen sich zusammen aus (siehe auch Abb. 3a und b):

1. Aufstellung der eisernen Zwischenstütze über dem rechten Auflager.
2. Montage der ersten 15 Felder des Gitterträgers auf dem Bahnplanum rechts und des 26,12 m langen Montageträgers davor.

3. Einbau der Gegengewichte in dem Gitterträger, sowie der Gleitrollenlager.
4. Vorschieben des Überbaues zunächst bis über die rechte Zwischenstütze, so daß der Montageträger noch frei vorkragt. Der Träger zieht sich gewissermaßen selbst mit Hilfe von Winden an Ketten vorwärts. Weitere Montage bzw. Verlängerung des Gitterträgers.

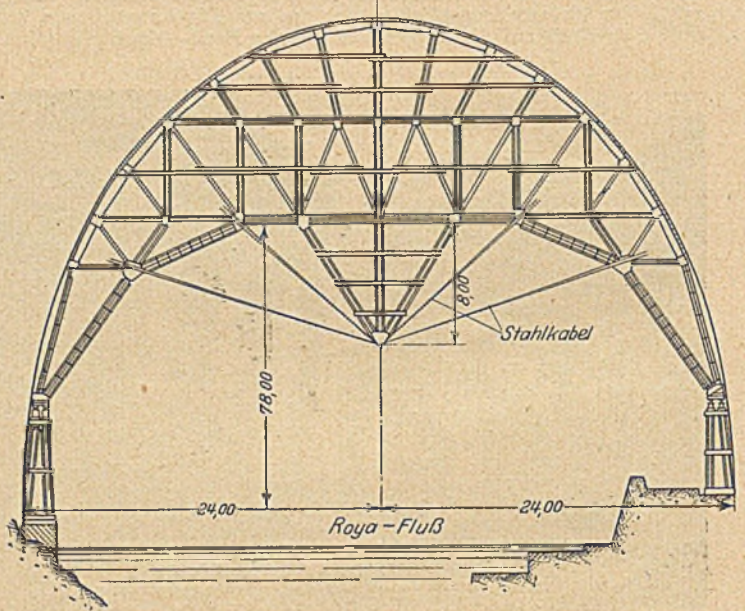


Abb. 6.

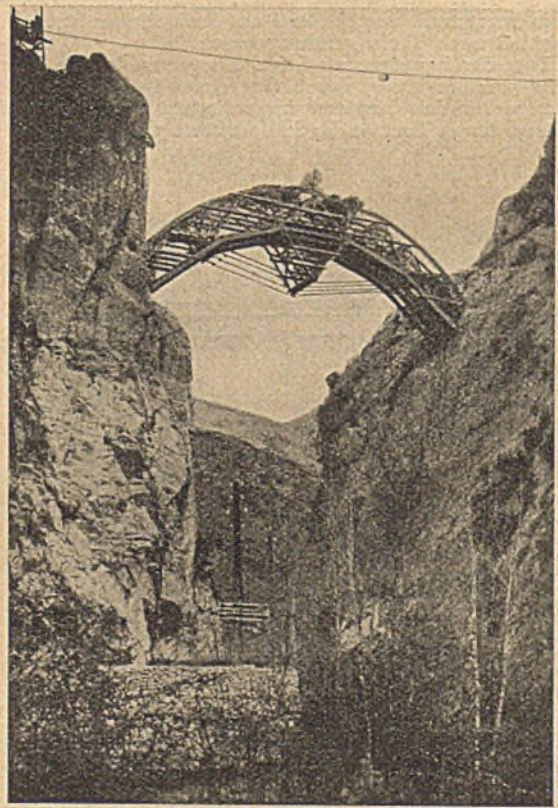


Abb. 7.

5. Fortsetzung des Vorschubens des Trägers, bis die Spitze des Montageträgers über dem Bogenpfeiler steht. Einbau einer Zwischenstütze auf dem Bogenpfeiler, sowie der Gegengewichte für den endgültigen Vorschubvorgang bis zum linken Auflager.
- Zur Sicherung des Bogenpfeilers gegen die durch den Verschiebungsvorgang erzeugte Schubkraft wurden auf dem Bogenpfeiler, wie

auch an den Endauflagern Hebelvorrichtungen angebracht, die mit den Gleitlagern bzw. Führungsrollen in zwangsläufiger Verbindung standen. Die wechselweise Bewegung der Hebel rückte jedesmal einen Zahn der Räder vorwärts und bestimmte so das gleichmäßige und spannungslose Verschieben.

Für die Absenkung wurden unter jedem Hauptträger beiderseits je zwei Lager mit 0,05 m Höhendifferenz angeordnet. Der Absenkungsvorgang selbst wurde in einzelnen Abschnitten von 10 zu 10 cm mit Hilfe hydraulischer Spindeln für 50—100 t Hubkraft durchgeführt, die auf hölzernen Keilstapeln von etwa 0,90 m Gesamthöhe bei Keilstärken von 10 cm ruhten. Diese wiederum waren gelagert auf einer versetzbaren eisernen Plattform, die bei fortschreitender Absenkung in sechs Etagen nacheinander eingebaut wurde. In statischer Hinsicht war der Absenkungsvorgang von dem Bestreben geleitet, bei jeder Stellung des Trägers die Stützenreaktionen für das jeweils betroffene Widerlager auf ein Minimum zu beschränken; in diesem Zusammenhang waren die beiden, um 0,05 cm in der Höhe voneinander verschiedenen, provisorischen Auflager angebracht.

Von dem in Abb. 4 wiedergegebenen Viadukt bei Escarènes, dessen Proportionen harmonisch gegeneinander abgestimmt sind und dessen lange Reihe gleicher Öffnungen einen Rhythmus hervorruft, der zu den bewegten Linien des umgebenden Gebirges in harmonischer Beziehung steht, sei nur noch kurz erwähnt, daß die größte Höhe 38,94 m, die gesamte Länge 220 m beträgt und die Pfeilerstärken zwischen 2,40 m und 2,95 m schwanken.

Die Brücke bei Scarassoni (Abb. 5) führt die Eisenbahn in 42 m Höhe über den Roya-Fluß; sie liegt in einer Kurve mit dem Halbmesser von 300 m Länge. Das Gewölbe der Mittelöffnung mit 48 m lichter

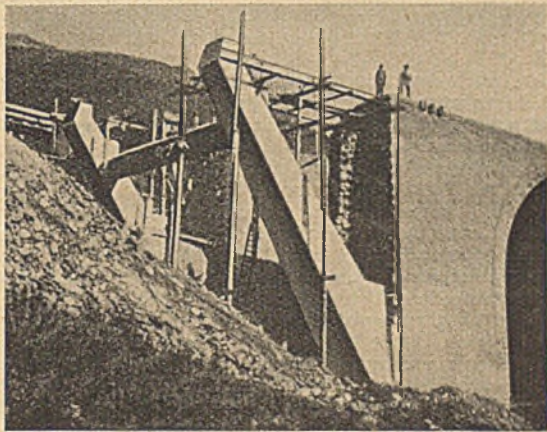


Abb. 8.

Weite und 32 m lichter Höhe über den Kämpfern hat die Form einer Ellipse erhalten. Die Übermauerung ist beiderseits zwischen Scheitel und Landpfeiler in je drei kleine Bögen aufgelöst, die in der Mitte auf Pilastern abgestützt sind. An die Landpfeiler schließen sich auf der einen Seite zwei Kreisbogengewölbe mit je 11 m lichter Weite, auf der anderen Seite ein solches mit 13 m lichter Weite an. Die Stärke des Gewölbes im Scheitel beträgt 1,50 m. Im allgemeinen werden Tonnengewölbe bei Bauwerken, die in der Kurve liegen, geradlinig angeordnet, so daß sich die Brückenachse an den Brückenden gegebenenfalls nicht unerheblich von der Bogenachse entfernt und dadurch, bei Unsymmetrie, Unterschiede in den Pfeilerstärken auftreten können. Um dies im vorliegenden Falle zu vermeiden, ist das Gewölbe in der Kurve belassen und die Gewölbeleibung als Fläche eines Hohlkegelstumpfes ausgebildet worden, dessen Begrenzung im Scheitel horizontal liegt, im übrigen einer Ellipse folgt. Das Gewölbe-mauerwerk ist auf einem fächerartig konstruierten hölzernen Lehrgerüst (Abb. 6) hochgeführt worden, das, nach dem Vorbild der von Séjourné erbauten Brücke bei Luxemburg, auf einer Kabelkonstruktion abgefangen war. Die Stahlkabel bildeten zusammen mit der übrigen Lehrgerüstkonstruktion ein Hängewerk; sie sind in den beiderseitigen Knotenpunkten des Lehrgerüsts mit Schraubenziehbändern verankert. Die Verwendung von Spannkabeln ermöglicht die Berichtigung etwaiger Formänderungen des Gewölbes während der Ausführung, so z. B. der Senkung des Scheitels, wobei gegebenenfalls ein leichtes Anziehen der Schraubenmutter an der Kabelverankerung genügt; und umgekehrt, durch das Aufdrehen der Schrauben wird das Lehrgerüst nach Schließen des Gewölbes abgesenkt.

Die ebenfalls in Bruchsteinmauerwerk ausgeführte Brücke bei Saorge (Abb. 7) mit obenliegender Fahrbahn überquert die Roya-Schlucht in 59 m Höhe in einem Bogen von 40 m lichter Weite bei einem Pfeilverhältnis von 1 : 3,5. Die Scheitelstärke beträgt 1,48 m. Auch bei diesem Bauwerke ist ein Hängewerk unter Verwendung von Stahlkabeln für das Lehrgerüst ausgeführt worden, durch die das Anheben und Absenken der hölzernen Bogenbinder des Lehrgerüsts besonders leicht und einfach bewirkt und somit von der Verwendung von Spindeln

auf einer umfangreichen und kostspieligen Gerüstkonstruktion vom Grund heraus abgesehen werden konnte.

Abschließend ist die Gewölbebrücke über die Lavina mit 14 m lichter Weite zu erwähnen, bei welcher Eisenbeton-Konsolen mit 8,5 m Ausladung und 15,12 m Höhe über dem Widerlager ausgeführt wurden. (Abb. 8.) Die Brücke steht auf einer starken, sehr geneigten Gipsschicht;

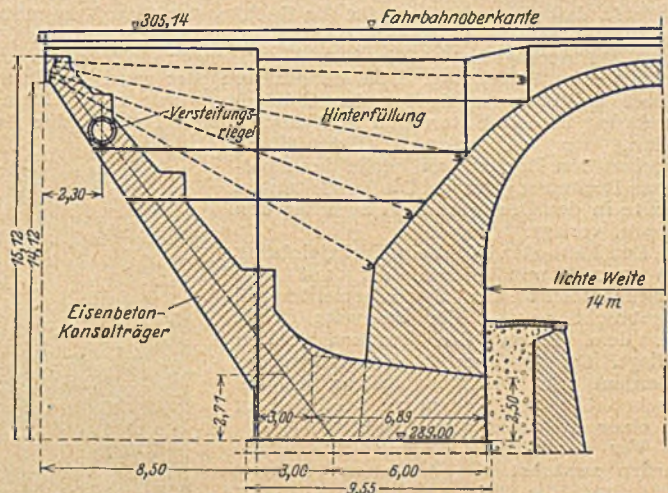


Abb. 9.

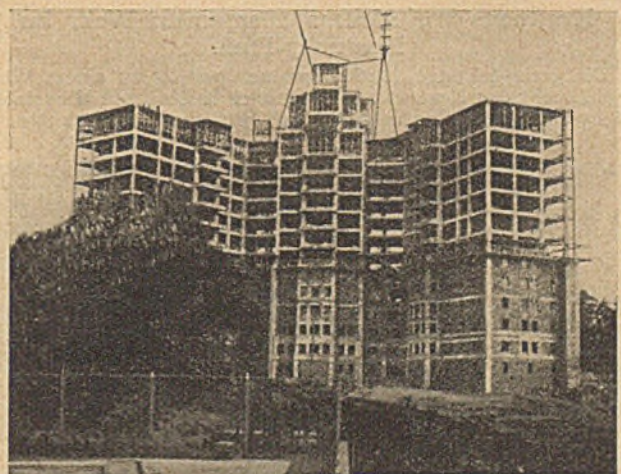
hätte man auf dieser die Anschlußmauer der Brücke gründen wollen, so wäre eine kostspielige, mindestens 22 m tiefe Gründung notwendig geworden. Um diese zu vermeiden, wurden die beiderseitigen Konsolen angeordnet, auf denen die beiden Futter- bzw. Anschlußmauern ruhen. Die Konsolen sind, wie die Abb. 9 zeigt, in ihrem oberen Teile durch einen zylindrischen Riegel aus Eisenbeton miteinander verbunden. Die Fußenden der Konsolen sind bis zu der inneren Gewölbeleibung durchgeführt. Zur Vermeidung von Bewegungen der Kragträger bzw. zur Sicherung des auf ihnen hochgeführten Mauerwerks sind die Enden der Konsolträger je durch 4 Stahlanker mit dem Gewölbe-mauerwerk verbunden.

Dr. Ehnert.

Amerikanische Schnellbauweise.

(Nach „Engineering News-Record 1928, Seite 736, Vol. 101.)

Bei der Erstellung des zwölfstöckigen Cambridge-Hauses in einer Vorstadt von Philadelphia gelang es, elf Geschosse mit je etwa 1900 m² Deckenfläche in 44 Tagen zu betonieren. Dabei wurden 4900 m³ Beton, 550 t Bewehrungs-eisen und 140000 Füllsteine verarbeitet. Aus der nachfolgenden kurzen Schilderung der Entstehung dieses Baues ist



zu ersehen, daß man bei Verwendung von Eisenbeton mit dem eigentlichen Bau unmittelbar nach Fertigstellung der ersten Planunterlagen beginnen konnte, und daß andererseits außerordentlich kurze Bauzeiten möglich waren, vor allem, da man beim Entwurf auf möglichste Vereinfachung und Typisierung sah.

Die ersten Projektionsarbeiten für das Cambridge-Haus begannen am 12. März. Da eine günstige Kaufgelegenheit für Bewehrungs-eisen die Fertigstellung aller Pläne und Eisenauszüge bis zum 9. April erforderlich machte, wurden diese Unterlagen tatsächlich mit Ausnahme der

Dachkonstruktionen fertiggestellt. Der Boden-Aushub begann am 9. April und am 15. Juli war das auf der Abb. ersichtliche Baustadium erreicht.

Diese erstaunlichen Leistungen waren nur dadurch möglich, daß alle Arbeitsvorgänge weitgehendst vereinfacht wurden. Sämtliche Decken wurden als Rippendecken mit gleichen Abmessungen und gleicher Bewehrung hergestellt. Dabei waren die Schalungen so eingerichtet, daß sie auch gleich für die Dachkonstruktion Verwendung finden konnten.

Alle Unterzüge hatten dieselben Abmessungen (20 × 45 cm) und genau gleiche Bewehrung. Den Windkräften oder sonstigen Zusatzkräften an einzelnen Stellen des Gebäudes wurde durch Zusatzbewehrung in den Unterzügen und durch zonenweise massive Ausbildung der Deckenplatten (Betonfüllung zwischen den Rippen, an Stelle der Hohlsteine) Rechnung getragen. Die Rohrleitungen wurden in den Deckenplatten, zwischen den Rippen, verlegt.

Den Fußboden bildet ein Korksteinbelag von nur 8 mm Stärke, der auf eine Zwischenschicht aus Spezialzementmörtel aufgebracht wurde, die ihrerseits direkt auf dem Beton der Tragkonstruktion aufliegt. Durch diesen dünnen Belag, der außerdem sehr leicht ist, gelang es, die Geschoßhöhe auf 2,77 m zu beschränken, bei einer Lichthöhe von 2,58 m.

Vor der Dimensionierung der Stützen wurden zunächst alle Auflasten ermittelt und dann die Stützen in 12 Gruppen unterteilt. Innerhalb dieser Gruppen haben jeweils alle Stützen dieselben Abmessungen, was für die Vorbereitung und Aufstellung und jeweilige Wiederverwendung der Schalungen von größter Bedeutung war. Die meisten Stützen sind als gewöhnliche Eisenbetonsäulen mit 1/2 bis 1% Längsbewehrung ausgebildet. Auch die Fundamente der Stützen sind gleichartig; 85% davon entfallen auf 6 Haupttypen.

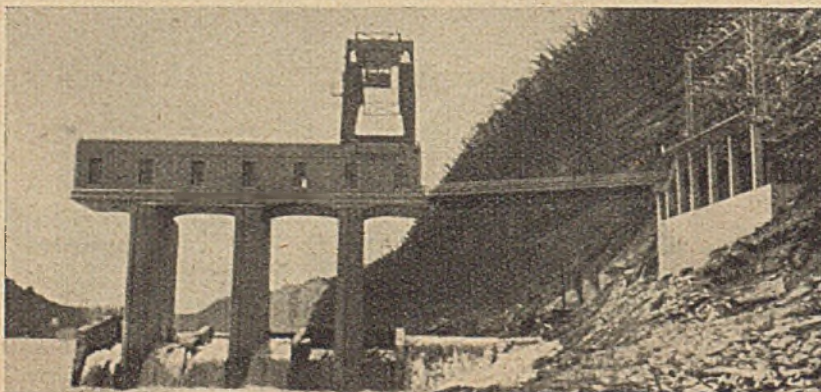
Der Arbeitsvorgang beim Betonieren war so, daß zunächst mindestens die Hälfte aller Stützen eines Stockwerks eingeschalt und betoniert wurde mittels eines eigens dazu konstruierten leicht beweglichen Gießwagens, dem der Beton von einem Gießturm zufließt. Dabei wurden die Säulenschalungen vorläufig nur bis etwa 5 cm unter Deckenunterkante ausgegossen; nach deren Entfernung wurden die Decken eingeschalt und dabei in reichlichem Maße die schon fertigen Betonstützen zur seitlichen Versteifung der Rüstungen herangezogen. Vierzehn Tage nach dem Betonieren der Decken wurden auch diese ausgeschalt.

Die Mischanlage bestand aus einem 500 Liter-Mischer, der von 2 hölzernen Bunkern mit je 45 t Fassungsraum mit Sand und Kies beschickt wurde, während die Zementbeigabe aus Papiersäcken direkt erfolgte. Der Beton gelangte durch Rinnenanlagen von einem zentralen Gießturm aus in die einzelnen Bauteile und übertraf bei vorgenommenen Druckfestigkeitsproben die an ihn gestellten Forderungen im Mittel um etwa 10%.

Dipl.-Ing. Kurt Pfletschinger, Karlsruhe.

Krafthaus auf Pfeilern über einem Wehr im Kentucky-Fluß.

Die geringe Länge des Hochwasserüberfalls an einem Wehr in einer Schlucht des Kentuckyflusses mit einer höchsten Überströmung von 8,25 m machte es unmöglich, das Krafthaus, das wenigstens 24 m



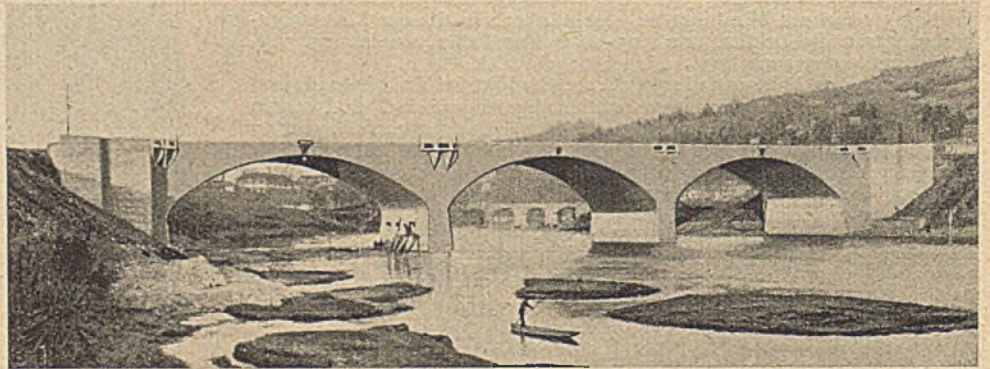
Länge brauchte, in der üblichen Weise in der Verlängerung des Wehres zu errichten und nötigte, es auf drei 15 m hohen Pfeilern über das Wehr zu setzen (s. Abb.). Die drei Turbinenkammern sind in den Betonwehrdamm gelegt, die Hauptwellen in den Pfeilern hochgeführt und die drei Stromerzeuger von je 2000 kW in dem 28 × 6,5 m großen Überbau untergebracht. Für den Einbau der Turbinen, die zu Schiff heran-

gebracht werden mußten, läuft über dem Krafthaus ein entsprechend weit ausladender Laufkran, mit dessen Hilfe auch die Einläufrechen gereinigt und die Absperrschützen auf die Wehrkrone gesetzt werden, um während der Einbauarbeiten die betreffende Turbinenkammer gegen Wassereinlauf abzuschließen. (Nach Engineering-News-Record 1928, S. 1003—1005, mit 3 Zeichn. und 1 Lichtbild.)

N.

Neue Straßenbrücke über den Po in Turin.

Die neue Victor-Emanuel-Straßenbrücke über den Po in Turin (s. Abb.) hat 147 m Länge, 14 m Fahrbahn- und 2 × 3 m Fußwegbreite und 15 m Höhe der Fahrbahn über Niedrigwasser. Sie besteht in



allen Teilen, auch den Druckluft-Senkklästen der Pfeiler und Widerlager, aus Eisenbeton. Die drei parabelförmigen Bogen von je 38,5 m Spannweite und 7,30 m Pfeilhöhe, mit Ausrundungen an den Kämpfern, sind im Scheitel nur 32 cm stark, die Pfeiler infolge der Hochführung bis zur Fahrbahntafel und der Verbindung mit ihr am Bogenanfang nur 2,60 m, am Fuß 3,30 m stark. Pfeiler und Widerlager sind in Zellenbauweise hergestellt, die Fahrbahntafel zwischen den Stirnwänden von Einzelstützen getragen. Die Widerlagergründung reicht 5 m, die Pfeilergründung 7 m unter Niedrigwasser. Die hölzernen Lehrbogen ruhten in der linken Öffnung auf Eisenbetonstützen mit Beton-Grundswellen in der Flußsohle, in den beiden anderen Öffnungen auf gerammten Holzpfählen. Der Gesamtverbrauch an Eisenbeton war rd. 3000 m³, die Bauzeit zwei Jahre. Der Berechnung wurde zugrunde gelegt ein Straßenbahnzug und Straßenwalzen von 24 t für die Fahrbahntafel, 1200 kg/m² auf der Fahrbahn und 700 kg/m² auf den Fußwegen für die Bogen und die Gründungen. Die Belastungsprobe im April 1928 mit 2-Zugmaschinen und 9 Straßenwalzen von zusammen 160 t ergab bei den ungünstigsten Laststellungen nur 5 mm größte Durchbiegung (mit Feinlibellen gemessen) und nur 30% davon als bleibende Durchbiegung sowie keine seitlichen Verschiebungen. (Nach Il Cemento armato 1928, S. 98—102 mit 7 Lichtbildern und 2 Zeichnungen.)

Kurze Mitteilung über die Ergebnisse von Festigkeitsversuchen mit gemischten Zementen.

Anlässlich einer zufällig zustande gekommenen Mischung von gewöhnlichem und hochwertigem Zement hat der Verfasser Versuche angestellt, um den Einfluß einer solchen Mischung auf die Festigkeitseigenschaften von Beton kennen zu lernen. Als Prüfkörper wurden normale Probekörper angefertigt, die mittels einer primitiven Einrichtung zerdrückt wurden. Hierüber ist nichts Besonderes zu sagen, dagegen über die Festigkeitszahlen, die sich ergeben haben. Bei möglichst gleichmäßigem Zuschlagsmaterial wurden eine Reihe von Körpern im Mischungsverhältnis 1 : 4 hergestellt, wobei der Zement der Reihe nach wie folgt zusammengesetzt war

Körper Nr.	1	2	3	4	5
Gewöhnlicher Portlandzement	100%	75%	50%	25%	0%
Hochwertiger Zement	0%	25%	50%	75%	100%

Im Alter von 7 Tagen und 16 Tagen ergab sich im allgemeinen ein Verlauf, wie Abb. 1 zeigt, also nahezu proportionale Festigkeitszunahme mit der Steigerung des Zusatzes von hochwertigem Zement. Ganz anders sahen die Diagramme nach 28 Tagen aus (Abb. 2). Hier zeigte sich ein Festigkeitsmaximum bei 75% hochwertigem Zement, teilweise schon bei 50%. Die in die Abbildg. eingeschriebenen Zahlen sind Idealzahlen, wie sie dem etwaigen Verlauf der Diagramme entsprechen ohne Anspruch auf absolute Gültigkeit. Da je nur etwa 3 Versuche gemacht werden konnten, und dabei noch verschiedene Körper offenbar stark aus der Reihe fielen, kann von einer sichern Mittelbildung nicht die Rede sein. Doch schien dem Verfasser die Gesetzmäßigkeit immerhin so deutlich ausgeprägt zu sein, daß die Mitteilung dieses Ergebnisses

mit dem Zweck, die Bekanntgabe ähnlicher oder abweichender Beobachtungen anzuregen, gerechtfertigt erscheint. Der Gedanke läßt sich ja nicht ganz von der Hand weisen, daß die verschieden feine Mahlung der beiden Zemente, wenn sie im günstigsten Verhältnis zusammengesetzt werden, festigkeitsmehrend wirkt, daß es also für

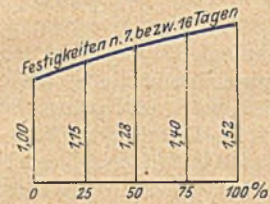


Abb. 1
(links)

Abb. 2
(rechts)



den Zement auch so etwas wie eine Siebkurve gibt. Scheinen nicht die Beobachtungen beim Zusatz von Traß beispielsweise auch so etwas anzudeuten?

Daß natürlich nur die Zusammensetzung von chemisch gleichartigen Zementen möglich ist, braucht kaum betont zu werden, wobei im übrigen diese Zusammensetzung Sache der Fabrikation und nicht der Baustelle sein müßte.

Auffallend war der verschiedene Verlauf der Diagramme nach 7 bzw. 16 und 28 Tagen, woraus folgen würde, daß es nicht immer gerechtfertigt ist, aus der 7-Tage-Probe auf die endgültige Festigkeit zu schließen, und zwar auch nicht bei ungemischten Zementen, da auch diese in Wirklichkeit ein „Gemisch“ darstellen. Die Frühhochfestigkeit ist kein sicherer Maßstab für die Endfestigkeit.

Es erscheint noch erwähnenswert, daß die Körper während eines Winters allen Einflüssen der Witterung, Schnee, Frost, Auftauen usw. ausgesetzt wurden und dabei keinerlei Schäden vorgekommen sind.

J. Faerber, Reg.-Baumeister.

Stellungnahme des amerikanischen Betonvereins zur Frage der Kornzusammensetzung des Zuschlagmaterials.

Einige Vorberichte zu der diesjährigen Tagung sind sehr bemerkenswert und verdienen auch in deutschen Fachkreisen Beachtung. Sie zeigen, wie man in Amerika bemüht ist, die Erkenntnisse der neueren Materialforschungen nicht nur allgemein bekannt zu machen, sondern auch deren Einführung in die Praxis weitgehendst zu fördern durch die Schaffung nicht zu sehr ins Einzelne gehender Richtlinien.

In einem Bericht wird die große Anzahl und Verschiedenheit der Richtlinien bemängelt, die von den einzelnen Behörden herausgegeben sind. In jeder der Vorschriften sind andere Korngrößen vorgeschrieben, manche bevorzugen die Verwendung von Lochsieben, andere wieder Drahtsiebe. Nimmt man dazu noch die Verschiedenheit in der Entnahme von Proben und der Durchführung von Siebanalysen so ist es zu verstehen, daß die Lieferanten von Kies und Sand es nahezu als unmöglich erachten, allen Wünschen der verschiedenen Verbraucher gerecht zu werden. Es wird dieserhalb als unbedingt erforderlich betrachtet, daß Verkäufer und Verbraucher einheitliche, überall einzuführende Richtlinien aufstellen, die einen allgemeinen Charakter haben sollen. Sonderwünsche für ganz bestimmte Zwecke sollen von Fall zu Fall Berücksichtigung finden. So müßte es möglich sein, mit zwei Sorten von Sand und mit drei, höchstens vier Sorten von Grobzuschlägen auszukommen. Es sollten überall dieselben Kornstufen gewählt und die gleiche Art von Sieben verwendet werden.

In einem weiteren Bericht werden dann auch bestimmte Vorschläge gemacht, bei deren Aufstellung man eine hohe Druckfestigkeit des herzustellenden Betons als in erster Linie wünschenswert erachtete. Diese Vorschläge sind sehr allgemein gehalten.

Sand und Grobzuschläge sollen aus harten, festen, beständigen Gesteinsmaterialien bestehen mit höchstens 5% Verunreinigung (Kohle, Lehm usw.), an den Grobzuschlägen sollen außerdem keine losen Teile anhaften. Auch granuliertes Hochofenschlacke ist zugelassen, wenn sie ein Mindestraumgewicht von etwa 1 t/m³ aufweist, bzw. 1,2 t/m³ bei Konstruktionen mit möglichst hoher Verschleißfestigkeit; bezüglich der Kornzusammensetzung werden bestimmte Vorschläge gemacht. Es soll erlaubt sein, auch Materialien zu verwenden, die obigen Richtlinien nicht entsprechen, sofern nachgewiesen wird, daß bei Verwendung desselben Zementes nach 7 und 28 Tagen der aus dem angebotenen Material hergestellte Beton mindestens dieselben Festigkeiten aufweist wie Beton, dessen Zuschläge den Richtlinien entsprechen.

Im letzten Bericht wurden eine große Zahl von Betonmischungen bestimmter Festigkeit in Tafeln und Tabellen zusammengefaßt und zwar geordnet nach fünf verschiedenen Arten der Berechnung des Wasserzusatzes.

1. W. Z. F. nach Volumen (Abrams)
2. Liter Wasser/Sack Zement
3. Gallonen Wasser/Sack Zement
4. W. Z. F. nach absolutem Volumen
5. W. Z. F. nach Gewicht.

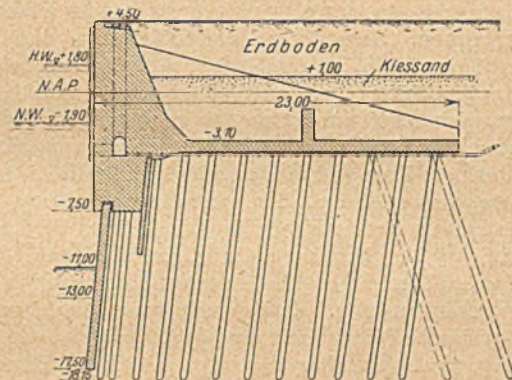
Zweck dieser Zusammenstellungen ist, jederzeit trotz der verschiedenen Arten, den Wasserzusatz auszudrücken, Vergleiche und Übergänge zu ermöglichen sowohl für wissenschaftliche als auch für praktische Zwecke.

Dipl.-Ing. Kurt Pflöschinger, Karlsruhe.

Erweiterung des Vlissingener Hafens.

(Der Ingenieur 1928, Heft 36, S. B, 223 bis B, 240 mit 23 Abb.)
Von W. H. Brinckhorst.

Vlissingen liegt am Nordufer der Mündung der Wester-Schelde, die bekanntlich den Zugang nach Antwerpen bildet, auf der Insel Walcheren. Die Hafenanlagen, die z. T. noch aus früheren Jahrhunderten stammen, erfuhren seit 1867 große Veränderungen dadurch, daß Vlissingen an das holländische Eisenbahnnetz angeschlossen wurde, und durch den Bau eines durch die Insel Walcheren führenden Schiffahrtkanals. Letzterer mündet in einen Dockhafen, zu dem zwei größere Hafenbecken gehören, und der durch zwei Schiffahrtsschleusen von 8 und 20 m Weite an den sogenannten Außenhafen angeschlossen ist. Im Außenhafen, der stets von See aus zugänglich ist, legen die Dampfer der Dampfschiffahrt-Gesellschaft „Zeeland“ an, die täglich nach London (Queenborough) fahren, außerdem die auf der Wester-Schelde verkehrenden Dampfer und das Motorfährrboot, während an dem erwähnten Dockhafen die Anlagen der Schiffswerft „De Schelde“ sich befinden (2000 Arbeiter), der die Stadt Vlissingen hauptsächlich ihre Blüte verdankt. Um der Werft den Bau von größeren Schiffen als bisher zu ermöglichen, soll eine Sperrschleuse von 35 m lichter Weite und einer Drempeltiefe von — 7,30 m N. A. P. erbaut werden, womit schon begonnen ist. Daneben wird aber eine große Erweiterung des Außenhafens vorgenommen, der 35 ha Fläche erhalten soll und



Querschnitt durch die neue Hafenmauer

vorläufig eine Tiefe von — 10 m N. A. P. Mit Rücksicht auf die beständige Aufschlickung wird die Sohle aber 1 m tiefer ausgebaggert. Dies reicht aber noch nicht aus für die größten nach Antwerpen fahrenden Dampfer, die bis 9,30 m Tiefgang haben; deshalb werden die Hafenmauern so gebaut, daß die Sohle davor später bis — 13 m vertieft werden kann. Außer den erforderlichen Baggerarbeiten und der Aufspülung des Bodens neben dem neuen Hafenbecken ist der Bau einer 300 m langen Hafenmauer eine der hauptsächlichsten Aufgaben. Die Abbildung zeigt den Querschnitt. Mit Hilfe eines vorläufigen Abschlußdammes und einer Grundwasserabsenkung bis — 7,50 m ist es möglich gewesen, den Betonkörper ganz im Trocknen herzustellen. Die Mauer ist in Eisenbeton erbaut, an den Hauptkörper schließt sich eine 0,70 m starke Grundplatte an mit 0,50 m starken Querrippen in Abständen von 2,80 m. Das Ganze ruht auf 0,40 m dicken Rammpfählen aus Eisenbeton, die in Reihen von 1,40 m Abstand geschlagen sind. Den vorderen Abschluß bildet eine 0,50 m starke Eisenbetonspundwand, die aber gelenkartig mit dem Mauerkörper verbunden ist, so daß sie keinen senkrechten Druck erhält und auch keine Biegemomente, die etwa durch das Setzen der Hafenmauer entstehen könnten. Eine zweite kleinere Spundwand dient hauptsächlich als Schalung bei Herstellung des unteren Betonkörpers. In Abständen von 23,40 m sind durchgehende Schwindfugen angeordnet. Sehr sorgfältig ist die Mauer auf wagerechten Druck berechnet, der bei einer freien Höhe von 17,50 m beträchtlich werden kann; dazu kommt eine Nutzlast hinter der Mauer von 4 t auf das m² und eine Einwirkung der Seeschiffe auf die Poller von 1 t auf das Meter. Um der Gefahr des Abschiebens des ganzen Bauwerks im Grunde (Lage der Pfahlspitzen auf — 18,15 m) zu begegnen, hat man die Mauer einschl. Grundplatte 23 m breit machen müssen. Ursprünglich hatte man beabsichtigt, mit 15 m Breite und weniger Pfählen auszukommen, die aber bis — 22 m reichen sollten, doch war es bei den Proberammungen nicht gelungen (trotz Spülung), die Pfähle unbeschädigt so tief einzutreiben. Die Bewehrung des aufgehenden Mauerwerks besteht aus Winkel- und Flacheisen, die zunächst allein hingestellt sind, und an denen man die hölzerne Schalung befestigt hat. Für Spundwand und Pfähle ist ein Beton mit 460 kg/m³ Portlandzement verwendet, für den unteren Mauerteil und die Grundplatte desgl. mit 350 kg/m³, dagegen für das aufgehende Mauerwerk: Hochofenzement mit 335 kg/m³, desgl. mit 440 kg/m³ für eine 50 cm starke Schicht Vorsatzbeton. Zum Anlegen der Dampfer der Gesellschaft „Zeeland“ wird ein Schwimmponton von rd. 80 m Länge und 15 m Breite hergestellt, das von 18 Schwimmkörpern getragen wird. Die Hafenmauer ist im Sommer 1928 erbaut, die übrigen Arbeiten sollen 1930 fertig sein. Die Gesamtkosten betragen rd. 4,3 Mill. Gulden, wovon rd. 1 Mill. auf Erdarbeiten und 1,55 Mill. auf die Hafenmauer entfallen.

L.-M.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Gesundung der Bauwirtschaftlichkeitsforschung.

Heft 3 von „Stein, Holz und Eisen“ bringt ein treffendes Urteil über die Reichsforschungsgesellschaft, es deckt sich mit der Ansicht breiter gewerblicher Kreise. Begreiflicherweise wird man von seiten der Gesellschaft die Unzulänglichkeit der Ergebnisse nicht zugeben, immerhin sucht man jetzt nach Rückendeckung beim Baugewerbe. Für dieses eröffnet sich eine Möglichkeit zur Mitarbeit, der es sich nicht versagen sollte. Es handelt sich ja nicht nur um die Verwendung von 8 bis 10 Millionen öffentlicher Gelder, sondern um die Sicherung von Ergebnissen, die von dauerndem Wert sein können.

Die Persönlichkeiten aus dem Baugewerbe und Handwerk, die sich zur Verfügung stellen wollen, sollten sich aber über die Voraussetzungen, unter welchen sie etwas helfen können, klar aussprechen. Sonst steht zu befürchten, daß auch ihre Arbeitskraft durch die im erwähnten Aufsatz beschriebene eingewurzelte Krankheit mit aufgezehrt wird. Die Gesellschaft hat, vermutlich nicht im Sinne der zuständigen Reichsstellen, Persönlichkeiten aus dem Baugewerbe und Handwerk möglichst ferngehalten; als Vorwand diente gelegentlich die „interessierte“ Einstellung dieser Kreise. An sich könnte dieses Urteil der offenbar stramm altruistischen Mehrheit dem Gewerbe gleichgültig sein, es ist aber zu befürchten, daß man bei diesem Vorurteil die Vorschläge des Gewerbes erst recht in den Ausschüssen versacken läßt. Es ist auch kaum denkbar, daß eine kleine gewerbliche Minderheit eine durchgreifende Änderung an der Überorganisation und an der in verschiedener Hinsicht ungeeigneten personellen Zusammensetzung der Gesellschaftsorgane herbeiführen kann. Das Gewerbe wird also nur dadurch helfen können, daß es einige bestimmte Aufgaben klar formuliert und sie durch geeignete, gewerblich erfahrene Persönlichkeiten bearbeiten läßt. Nur so besteht die Möglichkeit, die Ergebnisse in eine gedrängte, für die Praxis unmittelbar brauchbare Form zu bringen. Dabei ist für die Bewertung baulicher Anordnungen, welche der Einführung jeder Verbesserung vorausgeht, der einzige bekannte Maßstab der Wirtschaftlichkeit, nämlich der der Preis- und Kostengestehung einzuführen. Erst auf einer solchen exakten Bewertungsgrundlage wird es möglich sein, alles, was jetzt auseinanderfließt, zu vereinheitlichen und zu vereinfachen.

Wie könnte sich nun eine solche Mitwirkung im einzelnen vollziehen, bei den

Versuchsbauten einerseits, andererseits bei den eigentlichen Forschungsarbeiten.

Erstere Frage ist am Beispiel der Spandauer Versuchssiedlung zu erörtern. Die Forschungsgesellschaft beabsichtigt, mit einem Einbringen von 5—6 Millionen Mark die Führung zu übernehmen. Die Gesamtkosten der Siedlung mit reichlich 3000 Wohnungen mögen sich gegen 40 Millionen Mark belaufen.

Bei einem solchen Bauvorhaben entscheidet die Aktionsfähigkeit der Leitung. Notwendig folgt daraus, daß, unbeschadet allgemeiner Richtlinien, die Persönlichkeit, die von der Gesellschaft berufen wird, von den wechselnden Beschlüssen der vielen Ausschüsse unabhängig und nur dem Verwaltungsrat oder der geldgebenden Reichsstelle haftbar ist. Vermutlich wird dem geschäftlich stark beanspruchten Leiter des Unternehmens ein erster Architekt als Berater oder Mitarbeiter beigegeben. Will man auch für die handwerkliche oder ausführende Technik etwas erreichen, so muß noch ein gewerblicher Fachmann hinzutreten. Da die Architektenschaft innerhalb der Gesellschaft gut vertreten ist, wird ihr die Wahl des Architekten nicht schwer fallen; ein gewerblicher Fachmann müßte der Gesellschaft, die auf diesem Gebiet kaum Bescheid weiß, von den baugewerblichen Verbänden vorgeschlagen werden.

Ob eine solche Regelung von der Gesellschaft angenommen oder von den Tempelhütern als unzulässige Einmischung in die Kompetenzen des Verwaltungsrats vereitelt wird, läßt sich nicht voraussagen. Vielleicht kann da ein sanfter Druck der öffentlichen Meinung und der Geldgeber etwas nachhelfen. Der zu erwartende Gegenvorschlag, man möge bei den Bauvorhaben die gewerblichen Erfahrungen auf dem Umweg über die Ausschüsse anbringen, ist undurchführbar. (Daß unabhängig hiervon eine stärkere Beteiligung gewerblicher Persönlichkeiten in den Ausschüssen zu wünschen ist, bleibt richtig; es liegt dies aber mehr im Interesse gegenseitigen Meinungsaustausches, wenn einmal exaktere Forschungsgrundlagen vorliegen sollten.)

Im Zusammenhang mit den Versuchsbauten muß auch noch auf die Notwendigkeit einer klaren Nachkalkulation in den abschließenden Berichten hingewiesen werden. Bei den ersten Versuchssiedlungen haben sich die maßgebenden Stellen Ratschläge dieser Art so lange verschlossen, bis es zur Sicherung des Tatsachenmaterials zu spät war. Soviel bekannt, sollte später eine exakte Baustellenberichterstattung unter Aufsicht eines kalkulationskundigen Mitgliedes der Gesellschaft eingerichtet werden. Was hier nachgeholt werden konnte, müssen die späteren Veröffentlichungen zeigen. Jedenfalls ist hier ein Gebiet, auf dem Baugewerbe und Handwerk einige Fachleute zur laufenden Einblicknahme und Mitarbeit bestimmen müßten¹.

2. Forschungsarbeiten.

Zunächst einige grundsätzliche Bemerkungen, vielleicht werden wir sie in einer besonderen Abhandlung noch durch Beispiele glaubhaft machen müssen. Der Aufsatz in „Stein, Holz und Eisen“ sagt, man solle die großen Redeschlachten bleiben lassen und erst einmal die theoretischen Grundlagen sichern. Wir möchten das gleiche so ausdrücken, man möge zuerst die Methode und Maßstäbe zur Erzielung bzw. Darstellung praktisch brauchbarer Resultate erarbeiten.

Das gelingt sicher nicht durch allgemein gehaltene Referate in Ausschüssen, sondern höchstens durch präzise Studienaufträge an wirtschaftlich erfahrene und wissenschaftlich geschulte Persönlichkeiten, die einzeln, eventuell auch paarweise, mit einem Wissenschaftler oder mit einem Institut zusammenarbeiten.

Wir haben schon gesagt, daß wir für wirtschaftlich brauchbare Darstellung einen einheitlichen Maßstab brauchen und deshalb auf die Bewertung und Vergleichung in den jeweils gültigen Kosten oder Preisen zurückgreifen müssen. Dem wird man entgegenhalten, bei solch materialistischer Betrachtungsweise kämen die ideellen Gesichtspunkte zu kurz, Preise seien als Maßstab nicht stetig genug und sehr undurchsichtig.

Nun unterscheiden wir erstens den ausschlaggebenden, grob wirtschaftlichen Gesichtspunkt der Billigkeit, allein in diesen spiegelt sich rationelle Verwendung von Arbeit und Material einigermaßen deutlich wieder.

¹ Hierzu wurde vom Standpunkt des Baugewerbes bemerkt: Selbstverständlich veröffentlicht kein Gewerbetreibender von sich aus der Konkurrenz seine Kalkulationserfahrungen. Hier aber liegen die Verhältnisse ganz anders. Die Veröffentlichung belastet den einzelnen nicht. Sie schaden auch der Firma nicht, auf deren Baustelle die Feststellungen vorgenommen werden, denn das für interne Zwecke bestimmte Buchungsschema und die Preispolitik der Firma bleiben ja unberührt. Darüber hinaus hat das Baugewerbe sogar ein Interesse an einer sachgemäßen Darstellung, mehr schadet es, wenn die Bauherren Unterangeboten, die auf mangelnder Kalkulationskenntnis beruhen, Glauben schenken, als eine gewisse Publizität der Einstandspreise, die ja allen in gleicher Weise zugute kommen, jemals schaden kann. Ausgeräumt würde dabei das Gerede vom Baupreiswucher des Baugewerbes. (Auch die irrige Ansicht, man könne den Baustoffindex auf den allgemeinen Fertigwaren-Index senken, welcher ja nur die Beleihung erschwert, wird damit eingedämmt.)

Dazu kommen zweitens die feineren imponderablen Einflüsse, Änderungen in den kulturellen, sozialen, ästhetischen Ansprüchen und in den Wohnungssitten. Diese Einflüsse beruhen auf fast unmerklichen Änderungen nach irgendwelchen historischen Gesetzen, verzerrt durch die jeweiligen Modeströmungen. Man braucht den Meinungsaustrausch über solche Fragen natürlich nicht ganz auszuschalten; solange man aber für die eigentliche Wirtschaftlichkeitsforschung nicht mehr geleistet hat, überlasse man alles grundsätzlich möglichst den hierfür zuständigen Stellen, dem Verein für Wohnungsreform und den Architektenvereinen. Notfalls subventioniere man diese. In der Gesellschaft für Wirtschaftlichkeit muß man zuerst die grob wirtschaftlichen Gesichtspunkte behandeln und den Maßstab der Preisbildung benutzen, um welchen in der Praxis Bauherr, Gewerbetreibende und Architekt ja doch nicht herumkommen. Die zusätzlichen kulturellen Anforderungen kann man später dadurch zur Geltung bringen, daß man die Mehrkosten feststellt, die sie verursachen; nur so kann man sehen, ob sie unter den jeweiligen Verhältnissen tragbar sind; die wirtschaftliche Auswirkung dieser feineren Strömungen führt also ebenfalls notwendig zur Bewertung nach Kosten und Preisen.

Selbstverständlich wird man keinem Architekten oder Baubeamten zumuten, daß er sich jahrelang Zeit nimmt, um die gewerbliche Kalkulation restlos zu durchdringen. Gerade darum ist es ja nötig, daß gewerbliche Fachmänner einspringen, die die Vorarbeit leisten und die Ergebnisse so darstellen, daß sie auch dem Nichtspezialisten, der sich einmal eine Ausschusssitzung spart und dafür einige Stunden exakt arbeitet, ein abschließendes Urteil über die einzelne zu prüfende Rationalisierungsmaßnahme gestatten.

Vielleicht werden auch auf diesem Weg die Erkenntnisse noch langsam genug fortschreiten, aber sie sind im Gegensatz zum bisherigen Verfahren, bei dem alles auseinanderfließt, wenigstens möglich.

Hierzu einige Hinweise. Das Punktbewertungssystem, von welchem in einem Protokoll gesprochen wird, hat man — glücklicherweise — wohl nie ernstlich in Angriff genommen. Als Maßstab etwaiger quantitativer Untersuchungen nahm man mehr materielle oder physikalische Einheiten (Flächen, Stundenaufwand usw.) in Aussicht.

Beispielsweise würde man den spezifischen Geländeaufwand bei Aufteilungsplänen in Quadratmetern vergleichen. Das allein hilft dem Bauherrn noch nicht, wenn man ihm nicht gleichzeitig sagt, um wieviel die Wohnung in fünfstöckigem Haus teurer ist als in zweistöckigem (daß diese Fragestellung durch den Bluff früherer Jahre etwas in Mißkredit geraten ist, darf nicht schrecken). Ebenso kann man Vergleiche verschiedener Bauweisen nicht allein auf Grund von Stunden und Materialquanten durchführen, ihren einzigen gemeinsamen Maßstab finden sie doch wieder nur in den Kosten. Weiter erhellt die Unentbehrlichkeit des verbindenden Maßstabs bei Auswertung physikalischer Untersuchungen; der Bauherr will nicht wissen, wieviel Kalorien die eine Wandkonstruktion mehr durchläßt als die andere, sondern wieviel Mark und Pfennig er dadurch an Heizung spart. Ebenso muß die Hausfrau nicht nur wissen, wie die praktische eingebaute Küche aussieht, sondern auch um wieviel sie die Miete verteuert.

Bei diesen Fragen bedarf es allerdings nicht nur einer handwerksmäßigen vergleichenden Kostenaufstellung, sondern kritischer und analytischer Überlegungen zur Elimination von Zufälligkeiten, welche die Vergleiche gefährden konnten².

² Es gibt Baugewerbetreibende, welche von analytischer Forschung nicht viel halten und den Fortschritt von der gleichzeitigen Ausnutzung aller Möglichkeiten durch den gewandten Fachmann erwarten. Soweit hier das rein persönliche Moment quantitativ nicht restlos erfaßt werden kann, so entzieht es sich erst recht der diskursiven Behandlung in Ausschüssen; wenn man also nicht die Möglichkeit der Wirtschaftsforschung überhaupt leugnet, so muß sie doch wieder quantitativ sein.

Wir fassen zusammen:

Die wissenschaftlichen Errungenschaften auf dem Gebiete der Physik, der Materialkunde, der Statik sind auf einem befriedigenden Stand angelangt, das gleiche gilt für die raum- und grundrißgestaltende Architektur. Wieweit diese Errungenschaften auch wirklich verwertbar sind, ergibt sich aus der Kalkulation bei der Ausführung. Will die Wirtschaftsforschung diese Entwicklung beschleunigen, so muß sie die Bewertung in Preis oder Kosten mitvornehmen und veröffentlichen, denn fast allein um diese kümmert sich die Praxis. Man lasse sich von den baugewerblichen und handwerklichen Verbänden einige exakte Forschungsaufgaben vorschlagen unter Angabe, wo, durch wen und mit welchen Kosten sie bearbeitet werden sollen.

Was diese Kostenbeträge betrifft, so könnten sich diese gegenüber den Zuteilungen für Versuchssiedlungen und gegenüber dem Verwaltungsaufwand der Gesellschaft in verhältnismäßig bescheidenen Grenzen bewegen. Hoch einzuschätzen ist dem gegenüber der Gewinn, daß das bei den Verbänden vorliegende exakte und wissenschaftliche Material mit erschlossen wird.

Einen erheblichen Vorzug der vorgeschlagenen Regelung sehen wir darin, daß die Maßnahmen exakter gewerblicher Forschung für sich getroffen werden können; die Frage, ob der innere Betrieb der Gesellschaft wie bisher weitergeführt oder aber gesundet werden soll, kann unabhängig hiervon in den statutengemäß zuständigen Gremien erörtert werden.

Daß jetzt eine Abtrennung zielbewußter gewerblicher Forschungsarbeiten von den Aufgaben, an welchen sich die Gesellschaft bisher versuchte, nötig ist, daß die ersteren mit Erfolg nur noch von den zuständigen Verbänden veranlaßt werden können, ist eine notwendige Folge der bisherigen Entwicklung. Die Gesellschaft hat einerseits gezeigt, daß sie ihrer Zusammensetzung nach diese besonderen Probleme nicht mit Erfolg in Angriff nehmen kann, andererseits ist es sehr zweifelhaft, ob die maßgebende Mehrheit am inneren Aufbau eine ernstliche Änderung vornehmen läßt, zum mindesten würden darüber ein bis zwei weitere Jahre verloren gehen. Der wichtige Gesichtspunkt, mit dem 10 Millionen-Fonds Resultate schon binnen weniger Jahre zu erarbeiten, so daß sie noch während der Dauer der öffentlichen Wohnungsfinanzierung nutzbar gemacht werden können, ist ohnehin schon zu sehr in Vergessenheit geraten.

Vielleicht wird es der Gesellschaft, die bisher nur Persönlichkeiten und keine Verbände kannte, schwer ankommen, diesen Stellen Aufgaben und finanzielle Mittel zu deren Lösung zu überlassen. Sie würde aber damit nur einen anderen ihrer Grundsätze verwirklichen, nämlich den, die Arbeitskraft bestehender Organisationen zur Vermeidung von Doppelarbeit nutzbar zu machen.

Weiten Kreisen innerhalb der Gesellschaft fehlt das Verständnis für die dem wirtschaftlichen Zwang unterliegende Entwicklung des Baugewerbes, das angeblich aus beschränktem Eigennutz bei der Technik des Königs Pharao stehen geblieben ist, die Gesellschaft braucht sich andererseits nicht zu wundern, daß das Baugewerbe seinerseits ihre bisherigen Methoden, die Plangestaltung zu rationalisieren, für aussichtslos erachten. Auf dem vorgeschlagenen Wege könnten beide Teile am ehesten zu einer positiven Arbeitsleistung und damit zum gegenseitigen Verständnis gelangen.

Zu den Verbänden, die für eine etwaige Mitarbeit in Betracht kommen, gehört der Reichsverband Industrieller Bauunternehmungen. Für seine Mitglieder ist der Wohnungsbau gegenüber dem Industrie- und Tiefbau von minderer Bedeutung. Hieran knüpft sich noch die grundsätzliche Frage, ob die Reichsforschungsgesellschaft, die in ihrem Titel nicht nur die Wohnungswirtschaft, sondern ganz allgemein die Bauwirtschaft anführt, auch Mittel zur Förderung bestimmter bedeutsamer Aufgaben bereitstellen soll, die außerhalb der eigentlichen Wohnungsbaufrage im industriellen Bauwesen der Lösung harren.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Materialprüfungen für Straßenbauzwecke. Von Ragnar Schlyter. 1928. Berlin. (Tonindustrie-Zeitung Berlin NW 21.) 32 S. 8°. Preis RM 1,20.

Bei dem schwedischen staatlichen Materialprüfungsamt in Stockholm ist auf Ersuchen der schwedischen Studiengesellschaft für Straßenbau ein Laboratorium für Straßenbaumaterial- und Kühlversuche eingerichtet worden. Über die Ausrüstung dieses Institutes, über die daselbst zur Anwendung gebrachten Prüfungsverfahren und über einige bisher erzielte Prüfungsergebnisse berichtet das oben genannte Schriftchen. Die Tätigkeit des Amtes erstreckt sich in der Hauptsache auf die Untersuchung der in Schweden vorkommenden Gesteinsarten.

Die Ausrüstung des Institutes entspricht im allgemeinen der in Deutschland üblichen. Die Prüfungsverfahren sind ebenfalls die gleichen wie bei uns. Nur die Abnutzungshärte wird außer dem bekannten Verfahren nach Bauschinger mit Hilfe einer rotierenden eisernen Scheibe nach Dorry bestimmt. Die Probekörper zur Festsetzung der Bindekraft haben abweichend von den deutschen Verhältnissen eine zylindrische Form von 25 mm Durchmesser und Höhe.

Die Körper zur Bestimmung der Druckfestigkeit haben dieselbe Form mit einem Durchmesser und einer Höhe von 50 mm. Von den Prüfungsergebnissen verdient besonders erwähnt zu werden, daß sich bei den Materialien geringerer Druckfestigkeit im allgemeinen auch die Schlaghärte vermindert, während zwischen der Abnutzung der Probekörper nach Dorry, der sogenannten Dorry-Härte, und den anderen Eigenschaften keine Beziehung zu bestehen scheint.

Interessant ist der Versuch des Prüfungsamtes, die Ergebnisse durch eine andere, unabhängige Stelle nachprüfen zu lassen. Zu dem Ende wurde mit dem Chef des „Bureau of Public Roads“ in den Vereinigten Staaten ein Abkommen getroffen, wonach ihm ein Doppel der geprüften schwedischen Gesteine zu Vergleichszwecken regelmäßig überlassen wird. Hierbei ergibt sich, daß die Ergebnisse fast vollkommen übereinstimmen und demnach ein Vergleich der an beiden Stellen erzielten Prüfungsergebnisse ohne weiteres möglich ist.

Das Büchlein kann allen am Materialprüfungswesen der Straßenbaustoffe interessierten Stellen empfohlen werden.

Prof. Geißler-Dresden.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

An unsere Mitglieder!

Wir gestatten uns, Sie auf die Veranstaltungen der diesjährigen Baumesse auf der Leipziger Messe hinzuweisen.

In der Halle 19, einem mehr als 9000 m² umfassenden Neubau, sowie auf dem angrenzenden Freigelände werden die Industrien der Baustoffe, Baumaschinen und Bauzubehöriteile ausstellen.

Am Sonntag, den 10. März, findet unter gemeinsamer Leitung des Forschungsinstitutes für Maschinenwesen beim Baubetrieb der Technischen Hochschule Berlin und der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen eine Vortragsreihe statt. Den Vorsitz haben die Herren Prof. Dr. Garbotz und vom Vorstände der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen Ministerialrat Busch übernommen.

Es werden vortragen:

10.30 Uhr: Prof. Dr. Garbotz, Berlin: „Betonmischen auf der Grundlage der Ergebnisse der neuesten Mischmaschinenuntersuchungen“.

11.30 Uhr: Prof. Graf, Stuttgart: „Der Einfluß des Messens und Wägens der Zuschlagstoffe sowie des Wassers auf die Eigenschaften des Betons“.

12.30 Uhr: Baurat Dr.-Ing. Agatz, Bremerhaven: „Die modernen Methoden zur Verarbeitung des Betons“.

Anschließend an die Vorträge ist Gelegenheit zur Aussprache gegeben.

Außerhalb dieser Veranstaltungen werden an sämtlichen Tagen von ausstellenden Firmen Vorträge über Neuerungen aus verschiedenen Gebieten des Bauwesens gehalten, über die in der Baumessehalle besondere Bekanntmachungen erfolgen.

Am Montag, den 11. März, findet bei genügender Beteiligung ein Besuch der Ammoniakwerk Merseburg G. m. b. H. (Leuna-Werke) statt. Die zugelassene Höchstteilnehmerzahl beträgt 20. Die Teilnahme von Damen ist nicht möglich. Abfahrt ab Leipzig 9.54 Uhr, an Halle 10.25 Uhr, ab Halle 10.54 Uhr, an Leuna 11.24 Uhr. Die Rückfahrt kann ab Leuna 17.56 Uhr oder 18.16 Uhr in Richtung Halle erfolgen, von wo ab Anschluß zu den verschiedensten Abendschnellzügen besteht (Ankunft z. B. in Berlin 21.38 Uhr). Der Fahrpreis von Leipzig nach Leuna beträgt einschließlich D-Zug-Zuschlag 3. Klasse M. 2.60, 2. Klasse M. 4.20.

Wir bitten diejenigen Herren, die bestimmt an der Besichtigung der Leuna-Werke teilnehmen wollen, um möglichst baldige Nachricht bis spätestens einschließlich 5. März an die Geschäftsstelle; ebenfalls bitten wir um Nachricht, welche Herren beabsichtigen, an den Vorträgen in Leipzig und einem etwaigen anschließenden Beisammensein sich zu beteiligen.

Lehrschau „Holz“ Königsberg.

Gelegentlich der diesjährigen Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure vom 22. bis 24. Juni in Königsberg findet als Ergänzung der wissenschaftlichen Tagungen, die hauptsächlich das Thema Holz behandeln, auch eine Lehrschau über das Holz statt. Die Lehrschau wird in wissenschaftlicher Darstellung zeigen, wie das Holz gewonnen wird, welches seine Eigenschaften sind und wie es verarbeitet und verwendet wird. Unter den Anwendungsgebieten des

Holzes nimmt das Bauwesen einen großen Raum ein. Es sind zwei Abteilungen der Schau besonders für dieses Gebiet bestimmt und zwar eine Abteilung für Tiefbau und eine für Hochbau. Es sollen in diesen Abteilungen belehrende Darstellungen über die Verwendung des Holzes für Bauzwecke erfolgen. Gedacht ist an bildliche Darstellungen durch Zeichnungen oder Photographien, sowie hauptsächlich Modelle und natürliche Stücke über Einzelkonstruktionsteile, Verbindungen und Gesamtbauten.

Da es sich um eine wissenschaftliche Veranstaltung handelt, werden für die Lehrschau keinerlei Platzmieten oder sonstige Abgaben erhoben. Die zur Verfügung gestellten Gegenstände müssen nur frei Halle Königsberg angeliefert werden und werden nach dem Abbau ab Halle Königsberg wieder zur Verfügung gestellt. Alle weiteren Kosten für den Aufbau, Betrieb und Abbau einschließlich Versicherung übernimmt der Verein deutscher Ingenieure.

Der Verein deutscher Ingenieure hat die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen eingeladen, die Vorarbeiten für die Vorbereitung und Durchführung der das Bauwesen betreffenden Abteilungen zu übernehmen. In ähnlicher Weise sind die übrigen Fachgebiete der gesamten Technik an die in Frage kommenden wissenschaftlichen und wirtschaftlichen Organisationen verteilt. Die Vorarbeiten sind dort bereits im Gange und finden großes Interesse.

Wir richten daher an die Bauingenieure die Bitte, uns in jeder Weise dazu zu verhelfen, daß das Bauingenieurwesen als einer der großen Verbraucher des Werkstoffes Holz nicht gegenüber den anderen Zweigen der Technik zurückbleibt.

Die Geschäftsstelle der D. G. f. B. bittet alle Baubehörden, Firmen, Einzelmitglieder usw., die bereit sind, für die Veranstaltung Material zu überlassen, zunächst um schriftliche Mitteilung.

Mitgliedbeitrag 1929.

Der diesjährige Mitgliedbeitrag für die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist seit Januar 1929 fällig. Wir bitten unsere Mitglieder um baldige Überweisung auf unser Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329. Der Beitrag beträgt RM 10.—, für Mitglieder, die gleichzeitig dem VdI angehören, RM 7.50 und für Junioren (Studierende) RM 4.—.

Welcher Beruf wird nach der Reifeprüfung ergriffen?

Noch im Laufe dieses Monats findet an den höheren Schulen die Reifeprüfung statt. Die Entscheidung über den zu ergreifenden Beruf muß, soweit sie nicht schon getroffen ist, bald gefällt werden. Hierbei wird der Ratgeber für die Berufswahl „Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs“ als Wegweiser sehr willkommen sein. Der Ratgeber ist dazu angetan, den Schülern und Abiturienten den Ernst der Wahl des Bauingenieurberufes vor Augen zu führen. Auch diejenigen, die sich von vornherein nach bestandener Reifeprüfung dem Bauingenieurwesen zuwenden wollen, werden es begrüßen, sich an Hand dieses Ratgebers über den Ausbildungsgang und die Eigenart des Berufes unterrichten zu können. Das kleine Heftchen ist durch die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zum Preise von 60 Pf. zu beziehen.