

DIE BRÜCKEN DER REICHAUTOBAHNEN.

Von Dr.-Ing. Karl Schaechterle, Berlin.

Vorbemerkung: Im folgenden ist¹ weniger von Großleistungen im Brückenbau, von neuen Konstruktionen, Berechnungsmethoden, Bauweisen und Arbeitsverfahren die Rede, ja nicht einmal von den technischen Dingen an sich als vielmehr von unserer Einstellung zu diesen Dingen, von Baugesinnung und Baukultur. Die Forderung der künstlerischen Gestaltung der Brücken ist nicht von heute. Die Meister des Brückenbaus haben sich von jeher um die schöne Brücke bemüht. Wenn man heute Werke der Brückenbaukunst nach den Vorbildern der alten Meister schaffen will, ist das verständnisvolle Zusammenarbeiten von Ingenieur und Architekt notwendig. Aber nicht jeder Architekt ist zur Mitarbeit, oder wie der bescheiden angemeldete Anspruch lautet, zur Führung der deutschen Brückenbaukunst berufen. Dazu gehört mehr als Formgefühl und Phantasie. Es kann auf jeden Fall nicht schaden, wenn der Brückenarchitekt auch etwas von den statischen und dynamischen Gesetzen, von den Festigkeitseigenschaften der Bau- und Werkstoffe und anderen wichtigen Grundlagen des Brückenbaues versteht. Der Architekt muß versuchen, in die Gedankenwelt des Ingenieurs einzudringen, muß die Eigengesetzlichkeit seiner Gestaltungen verstehen lernen, um zur Synthese von Rechnung und Form, Verstand und Empfinden vorzustoßen. „Wahre Schönheit erblüht aus der Übereinstimmung von Form und Gehalt“, das hat einmal ein berühmter Professor der Technischen Hochschule Stuttgart ausgesprochen, der Ästhetiker Friedrich Theodor Vischer. In aller Baukunst führt der Weg nach einem Wort Goethes:

„Vom Nützlichen
durchs Wahre
zum Schönen.“

Verkehrsanlagen und Brückenbau.

Die Brücken dienen dem Verkehr.

Der Aufschwung der Brückenbaukunst ist deshalb eng verknüpft mit den Fortschritten in den Verkehrsmitteln. Im 19. Jahrhundert haben die Eisenbahnen den Brückenbau befruchtet; heute steht der Straßenbau im Vordergrund. Mit der bahnbrechenden Erfindung Gottlob Daimlers, dem Aufkommen des Kraftwagens, der fortschreitenden Motorisierung der Straßenverkehrsmittel und der damit verbundenen Steigerung der Fahrgeschwindigkeiten und Beförderungsleistungen auf der Straße hat eine Wandlung im Verkehrswesen eingesetzt, deren Folgen und Auswirkungen noch nicht abzusehen sind.

Es sind gerade 100 Jahre her, daß der Schwabe Friedrich List mit dem weitausschauenden Plan eines allgemein deutschen Eisenbahnsystems hervorgetreten ist. In einem heroischen Kampf hat er um die Verwirklichung seiner Idee gerungen und ist am Unverstand seiner Zeitgenossen und an der Kleinstaaterei gescheitert. Heute im geeinten Dritten Reich erleben wir die Entstehung eines in der wechselvollen Geschichte des deutschen Verkehrswesens einzig dastehenden Werkes. Kaum je ist in der Welt ein Verkehrsnetz so einheitlich, so mit einem großen Wurf geplant und so schlagartig in die Tat umgesetzt worden, wie die Reichsautobahnen.

Die Straßen Adolf Hitlers stellen dem Brückenbau neuartige, vielseitige und dankbare Aufgaben. Die zügige Linienführung der Autobahnen, die Durchführung eines 24 m breiten Straßenprofils mit zwei doppelspurigen durch Grünstreifen getrennten Fahrbahnen von je 7,5 m Breite bedingt Brücken von ungewöhnlichen Abmessungen für die Überführung von Strömen, Flüssen, Seen, Tälern, Mulden und Schluchten, die vollkommen plankreuzungsfreie Anlage eine unübersehbare Zahl von Über- und Unterführungen der Eisenbahnen, Straßen, Feldwege, Fuß- und Radfahrwege, wozu noch die Autobahnkreuzungs- und Gabelungsbauwerke hinzukommen. Auf rd. 800 bis 1000 m Streckenlänge kommt ein Kunstbau, in dicht besiedelten Gebieten und in der Nähe der Großstädte

stehen die Bauwerke noch dichter. Seit dem denkwürdigen ersten Spatenstich in Frankfurt (Main) am 23. September 1933 und der allgemeinen Aufnahme der Bauarbeiten an den Straßen Adolf Hitlers sind bis Ende 1935 insgesamt 800 Brücken mit einem Kostenaufwand von 120 000 000 RM fertiggestellt worden. Im Baujahr 1936 ist mit einer weiteren Steigerung der Bauleistungen zu rechnen.

Von den mit der Planung, Entwurfsbearbeitung und Bauausführung von Brücken betrauten Ingenieuren wird erwartet, daß sie den Forderungen des Verkehrs mit den Mitteln, die Wissenschaft und Technik bieten, unter Ausnutzung aller bautechnischen Möglichkeiten und Gewährleistung dauernder Betriebssicherheit mit einem Mindestaufwand an Bau- und Unterhaltungskosten genügen. Darüber hinaus wird unter Beachtung der wirtschaftlichen Gesichtspunkte eine künstlerische Gestaltung der Bauwerke mit Nachdruck gefordert. Durch enges Zusammenarbeiten von Ingenieuren, Architekten und Landschaftsgestaltern ist man mit wachsendem Erfolg bemüht, den Forderungen zu entsprechen und die Bauwerke harmonisch in die Landschaft einzuordnen.

Was die verschiedenen Bauweisen, Mauerwerk, Eisenbeton, Stahl oder Holz anlangt, so ist im Sinne der Arbeitsbeschaffung auf eine möglichst gleichmäßige Beschäftigung der in Frage kommenden Zweige des Baugewerbes und der Bauindustrie zu achten.

I. Wirtschaftliche Gesichtspunkte.

Wirtschaftliche Betrachtungen mögen manchem überholt und überflüssig erscheinen. Diese Auffassung kann der verantwortungsbewußte Techniker nicht teilen. Höchstleistungen mit einem Mindestaufwand zu erzielen, ist die Richtschnur seines bisher erfolgreichen Schaffens gewesen und wird es auch künftig bleiben. Die Aufgaben des Brückenbaues sind nun hinsichtlich Baustoff, Bauweise, Konstruktion und Form außerordentlich vielgestaltig. Die wirtschaftlichste Lösung läßt sich nicht errechnen, sie muß in jedem Einzelfall auf Grund von eingehenden Erhebungen über die örtlichen Verhältnisse und Bedingungen durch Vergleichsentwürfe und Kostenberechnungen gesucht werden. Bei der großen Zahl von Ausführungsmöglichkeiten, der Abhängigkeit der Baukosten von den Bau- und Werkstoffpreisen und den Löhnen, den Beförderungskosten, den Aufwendungen für Baustelleneinrichtung und Unterbringung der Bauarbeiter, der Beeinflussung der Baukosten durch wechselnde Konjunktur, ist es kaum möglich, die verschiedenartigen Verhältnisse auf einen Nenner zu bringen. Im Ruhrgebiet liegen die Verhältnisse anders als in Ostpreußen oder Bayern, in der Ebene anders als im Hügelland und Gebirge, in Randgebieten an Großstädten anders als auf dem platten Lande. Man hat deshalb in der Praxis versucht, durch freie Wettbewerbe zur wirtschaftlichsten Lösung zu gelangen. Aber selbst damit werden bestenfalls nur die reinen Baukosten erfaßt. Unberücksichtigt ist der Faktor *Zeit*. Es ist nun etwas anderes, ob ein Bau vorübergehenden Zwecken dienen oder Jahrhunderte überdauern soll. Bei Bauten der Industrie beispielsweise ist eine übergroße Lebensdauer nicht nötig, weil die Anforderungen an die baulichen Anlagen oft wechseln und über kurz oder lang Umbauten und Veränderungen notwendig machen. Hier kann also eine vergängliche Bauweise wohl am Platze sein. Anders bei Brücken der Autobahn, die Jahrhunderte lang stehen und Zeugnis ablegen sollen vom Wollen und Können unserer Zeit.

Die billigste Ausführung ist auf lange Sicht gesehen selten die

¹ Nach einem Vortrag im Außeninstitut der Technischen Hochschule Stuttgart.

beste und wirtschaftlichste Lösung. Leider gibt es in der Wertung der Dauerhaftigkeit der Bauweisen keinen in Zahlen ausdrückbaren Maßstab.

Die Erfahrung lehrt, daß sorgfältig ausgeführte Bauwerke aus Stein nahezu unbeschränkt halten. Die Steinbrücken der Römer sind bis zwei Jahrtausend alt und dienen zum Teil heute noch dem Verkehr. Die wundervollen alten Steinbrücken in Regensburg, Würzburg und anderen deutschen Städten zeugen gleichfalls von der Güte und Witterungsbeständigkeit des Mauerwerks. Man hat sich recht wenig um den baulichen Zustand und die Unterhaltung der alten Bauwerke bekümmert und trotzdem haben sie Jahrhunderte überdauert, gefährlichen Hochwassern und Eisgängen standgehalten und genügen auch heute noch den Ansprüchen des gesteigerten Verkehrs.

Über die neuzeitlichen Bauweisen Stahl und Eisenbeton liegen so lange Erfahrungen nicht vor. Die ältesten eisernen Brücken sind 150 Jahre alt. Inzwischen sind viele Stahlbrücken gebaut worden, die beweisen, daß die Bauweise volles Vertrauen verdient. Mit Stahl können die größten Weiten freitragend überspannt, die niedrigsten Bauhöhen erreicht und die schwierigsten Bauaufgaben gemeistert werden. Zu diesen unbestrittenen Vorzügen kommt noch die Anpassungsfähigkeit an wechselnde Bedürfnisse. Stahlkonstruktionen können bei Steigerung der Last leicht verstärkt werden. Um dauernd gebrauchsfähig zu bleiben, bedürfen aber die Stahlbrücken einer sorgfältigen Unterhaltung. Die Anstriche sind je nach der Intensität der äußeren Einwirkungen und Angriffe in Zeitabständen von 7 bis 10 Jahren zu erneuern. Nach den bei den Eisenbahnen gesammelten Erfahrungen betragen die Unterhaltungskosten, d. h. die auf ein Betriebsjahr umgerechneten Aufwendungen für Ausbesserung und Erneuerung der Anstriche, 0,6—0,8% der Baukosten. Mit Rücksicht auf die Unterhaltungskosten ist beispielsweise bei reichlicher Bauhöhe und gutem Baugrund eine gewölbte Brücke in Quader- oder Bruchsteinmauerwerk wirtschaftlicher als eine Stahlbrücke, auch wenn die reinen Baukosten um 15—20% höher sind.

In der Beurteilung der Eisenbetonweise kann man sich erst auf etwa 30jährige Erfahrungen stützen.

Der Aufschwung und die vielseitige Anwendung des Eisenbetons ist wirtschaftlich begründet. Die Eisenbetonbauweise brachte nicht nur eine Senkung der Baukosten, sondern auch eine Verkürzung der Bauzeiten. Durch die weitgehende Heranziehung maschineller Hilfsmittel ist die wirtschaftliche Wettbewerbsfähigkeit der Bauweise außerordentlich gehoben worden. Diesen Vorzügen stehen aber auch Nachteile gegenüber. Viel mehr als beim Mauerwerk aus Naturstein oder beim Stahlbau ist die Güte der Ausführung bei Eisenbeton abhängig von der Schulung, Gewissenhaftigkeit und Zuverlässigkeit der Facharbeiter und Poliere, von der Erfahrung der Sachkenntnis und Vertrauenswürdigkeit der Unternehmer. Die Arbeiten auf der Baustelle werden außerdem durch die Witterung beeinflusst und durch Frost beeinträchtigt. Ausführungsmängel, die sich nachträglich herausstellen, lassen sich bei dem monolithischen Charakter der Bauweise nur in seltenen Fällen technisch einwandfrei beseitigen, verursachen auf jeden Fall hohe Kosten. Eine Verstärkung der Eisenbetontragwerke bei Steigerung der Verkehrslasten ist außerordentlich schwierig. Man muß deshalb von vornherein den künftigen Entwicklungsmöglichkeiten Rechnung tragen, also oft teurer bauen als es die augenblicklichen Bedürfnisse verlangen.

Was die Unterhaltungskosten und die Lebensdauer von Eisenbetonbrücken anlangt, so gehen hierüber die Ansichten noch weit auseinander. In einem kürzlich erschienenen Aufsatz über Natursteinmauerwerk² schreibt Prof. Dr.-Ing. E. Gaber: „Wie lange aber dünnwandige Eisenbetonbauwerke den Unbilden der Witterung widerstehen werden, weiß niemand. Man kann nicht erwarten, daß ihre Lebensdauer über ein Jahrhundert gehen wird.“ Als die ersten großen Bahnbrücken in Eisenbeton anlässlich des Bahnhofsumbaues Stuttgart gebaut wurden, haben Fachmänner prophezeit, daß sie keine 30 Jahre halten werden. Die Brücken stehen aber

heute noch unter schwerstem Verkehr, ohne daß nennenswerte Unterhaltungskosten entstanden sind. Bemerkenswert sind auch die hohen Dauerfestigkeitswerte des Betons und der Eisenbetonträger, die Prof. Graf, Stuttgart, bei Dauerprüfungen festgestellt hat. Niemand wird jedoch behaupten, daß Eisenbetonbauwerke unbeschränkt haltbar sind. Es muß auch offen zugegeben werden, daß in der Einführungszeit Fehler vorgekommen sind, die zu schweren Bauunfällen oder vorzeitigem Verfall geführt und den Eisenbeton eine Zeitlang in Mißkredit gebracht haben. Man kannte noch nicht den großen Einfluß der Kornzusammensetzung und des Wasserzusatzes auf die Güte des Betons und hat auch zu wenig auf die sorgfältige Abdichtung der Fahrbahntafeln und den Schutz der Bauteile gegen das Eindringen von betonschädlichen Wässern und die Einwirkung von Säuren und Rauchgasen geachtet. Werden jedoch solche Fehler vermieden, die Bauwerke technisch einwandfrei ausgeführt und gegen schädliche Einflüsse und Einwirkungen geschützt, so dürfen die beiden Bauweisen bei sorgfältiger Beobachtung, Prüfung und Unterhaltung für die Zeiträume, mit denen der Techniker zu rechnen gewohnt ist, als gleichwertig angesehen werden. Die jährlichen Unterhaltungskosten sind niedriger als bei Stahlkonstruktionen, weil der Anstrich wegfällt, immerhin ist vorsichtig mit einem auf das Betriebsjahr umgerechneten Aufwand von 0,2—0,4% der Baukosten für Ausbesserungsarbeiten, Schutzmaßnahmen und Abdichtung zu rechnen. Bei wirtschaftlichen Vergleichen mit Bauausführungen aus Mauerwerk ist zu den Baukosten in Eisenbeton ein kapitalisierter Betrag für Unterhaltungsaufwendungen von 5% zuzuschlagen.

Durch den billigeren Beton ist das Mauerwerk aus Naturstein, der bis zur Mitte des 18. Jahrhunderts den Straßen- und Eisenbahnbau bei Brücken, Durchlässen, Stütz- und Futtermauern noch ganz beherrschte, mehr und mehr verdrängt worden, trotzdem unsere guten Natursteine in Hinsicht auf Festigkeit und Dauerhaftigkeit allen Ansprüchen genügen und in schönheitlicher Hinsicht dem Beton weit überlegen sind. Brücken ganz aus Stein zu bauen, dürfte heute aus wirtschaftlichen Gründen kaum zu vertreten sein. Wo wegen des ausdrucksvollen Aussehens des Mauerwerks durch Fugenteilung und Tönung und wegen der Witterungsbeständigkeit Naturstein bevorzugt wird, bleibt seine Verwendung auf die Verkleidung der Sichtflächen beschränkt, während der Kern aus dem billigeren Beton besteht. Die Steinverkleidung kommt für Pfeiler und Widerlager, Stütz- und Futtermauern in Betracht, also für Bauteile, die vorwiegend auf Druck beansprucht werden. Nur Gewölbe werden auch heute noch handwerksmäßig ganz in Quader- oder Bruchsteinmauerwerk ausgeführt. Die Mehrkosten von Mauerwerk gegenüber einer Ausführung in Beton sind nicht unbedeutend.

Bei 30—40 m hohen Talbrücken haben Kostenvergleiche als Einheitspreis auf 1 m² nutzbarer Fahrbahnfläche ergeben:

400—500 RM	in Naturstein,
320—380 „	„ „ Stahl und
200—250 „	„ „ Eisenbeton.

Bei einigen Autobahnbrücken (z. B. am Alaufstieg) ist es gelungen, mit Eisenbetonkonstruktionen die Einheitskosten unter 150 RM/m² Grundfläche zu senken. Durch weitergehende Ausnutzung der Mauerwerksfestigkeiten und Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen von Bruchstein- und Quadermauerwerk wird es vielleicht gelingen, die altbewährte Bauweise für Wölbbrücken wieder wirtschaftlich wettbewerbsfähiger zu machen.

Der weitgehenden Verwendung von Naturstein stehen aber nicht nur die Kosten, sondern oft auch die kurzen Baufristen entgegen. Bei der handwerksmäßigen Ausführung von Mauerwerken läßt sich das Bautempo nicht so beschleunigen, wie bei Eisenbeton- oder Stahlausführung, obwohl der Baustoffbezug aus ergiebigen, gut eingerichteten Steinbrüchen keine Schwierigkeiten macht. Unter dem Drängen auf kürzeste Bauzeiten leidet auch die Güte der Arbeit. Man sollte sich immer vor Augen halten, daß das fertige Bauwerk später nicht danach beurteilt wird, ob es ein paar Wochen früher oder später fertig geworden ist, sondern danach, ob es werkmäßig gut gelungen und schön ist. In Gegenden, wo Mauerwerk noch bodenständig ist und bestes Steinmaterial reichlich zur

² Straße 2 (1935) S. 810.

Verfügung steht, wie im Schwarzwald, Odenwald, Thüringen, am Rhein, Main . . . kann trotz der Mehrkosten die bevorzugte Verwendung von Naturstein wohl begründet werden.

Musterbeispiele für Steinverkleidungen an Pfeilern und Widerlagern sind bei den Brücken der OBK. Nürnberg, Dresden, Essen, Frankfurt (Main) und Berlin zu sehen. Über Natursteinmauerwerk an der Autobahn Schleiz—Ingolstadt hat Reichsbahnoberrat Limpert einen beachtenswerten Aufsatz³ veröffentlicht. Wird die fast unbegrenzte Lebensdauer zünftig ausgeführten Mauerwerks aus besten Natursteinen richtig in Rechnung gesetzt und damit eine gerechte Grundlage für den Wettbewerb geschaffen, so ist zu hoffen, daß die lange Zeit vernachlässigte Steinbaukunst wieder zu neuer Blüte gelangt.

Die wirtschaftlichen Kostenvergleiche unter Einbeziehung der Lebensdauer und der Unterhaltungskosten sollen dazu beitragen, die Anwendungsgebiete der verschiedenen Bauweisen richtig gegeneinander abzugrenzen, so daß jedem Bau- und Werkstoff die Aufgabe zugewiesen werden kann, bei dem seine besonderen Vorzüge voll zur Entfaltung kommen.

Altes und neues Bauen.

Mit der zunehmenden Verdrängung der Handarbeit durch die Maschine, der fortschreitenden Spezialisierung, Mechanisierung und Rationalisierung ist die alte bodenständige Handwerkskunst immer mehr verloren gegangen.

Auf handwerklicher Grundlage ist einst im deutschen Mittelalter eine reiche Holz- und Steinbaukunst erwachsen und Kulturgut geschaffen worden, dem wir künstlerisch gewertet, wenig Ebenbürtiges zur Seite zu stellen haben. Wohl sind mit den Mitteln neuzeitlicher Technik Bauwerke geschaffen worden, die durch Stoffbeherrschung und Kühnheit Achtung verdienen, ja Staunen und Bewunderung erregen, trotzdem keinen Kunstwert besitzen. Die Gestaltung blieb oft hinter der technischen Leistung zurück.

Will man wieder eine Brückenbaukunst nach den Vorbildern der alten Meister, so muß neben der ingenieurtechnischen Seite der Bauaufgaben die künstlerische Gestaltung mehr als bisher in den Vordergrund gerückt werden. Vergleicht man unbefangen die neuzeitlichen Stahl- und Eisenbetonbrücken mit den Werken der alten Meister, so fällt der Vergleich selten zugunsten der Ingenieurgebilde aus.

Vorbildlich sind die mittelalterlichen Steinbrücken in Regensburg, Würzburg und anderen deutschen Städten (Abb. 1—4). Man weiß nicht, was man an diesen Brücken mehr bewundern soll, die zünftige, werkgerechte Ausführung, die künstlerische Formgebung oder die feinfühligte Einpassung in die Umgebung. Die alten Bauwerke sind mit Stadtbild und Landschaft verwachsen und in ihrer Geschlossenheit und Verbundenheit Denkmale hoher deutscher Baukultur.

Der Wesensunterschied alten und neuen Bauens wird anschaulich, wo

Altes und Neues auf engem Raum zusammentrifft. So steht bei Unterboihingen, wo die Autobahn Stuttgart—Ulm das Neckartal überquert, nicht weit von der neuen Autobahnbrücke ein altes Bauwerk, die durch Hauffs Lichtenstein bekanntgewordene Königener Brücke (Abb. 5), die sich mit ihren hohen Gewölben, den breiten bis zum krönenden Abschlußgesims hochgezogenen Pfeilern,

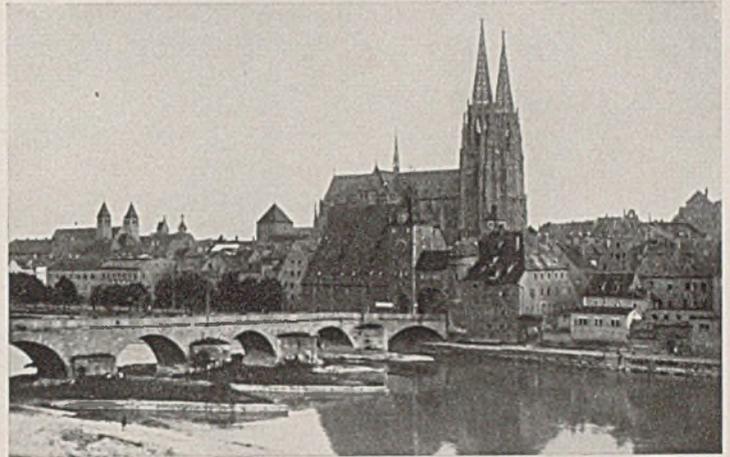
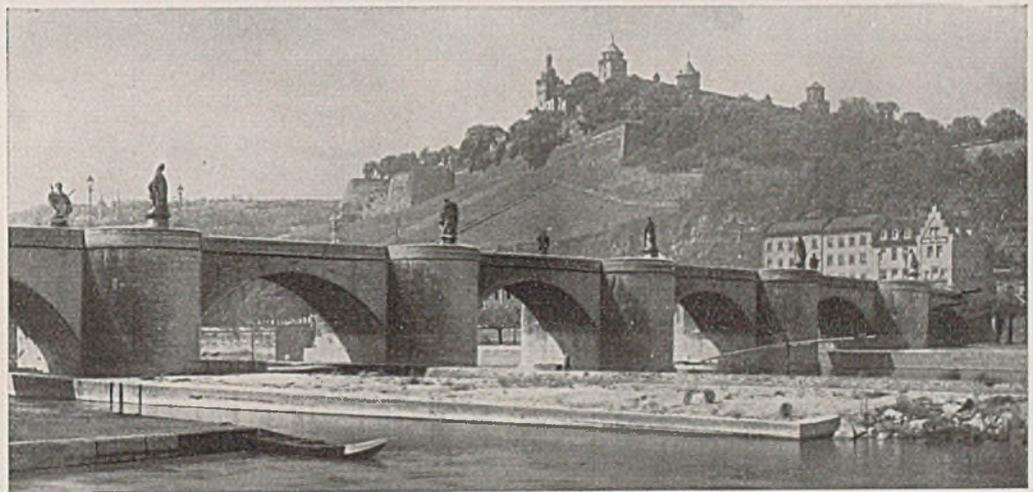


Abb. 1. Die steinerne Donaubrücke zu Regensburg, in den Jahren 1135 bis 1146 erbaut.



Phot. Gundermann, Würzburg.

Abb. 2 a. Marienbrücke über den Main in Würzburg. Vom Unterstrom gegen die Marienburg gesehen. Erbaut 1474—1607.



Phot. Gundermann, Würzburg.

Abb. 2 b. Alte Würzburger Mainbrücke. Vom Oberstrom.

³ Limpert, Fritz: Natursteinmauerwerk an der Autobahn Schleiz—Ingolstadt. Straße, 3 (1939), S. 210.

den im Gelände auslaufenden Wangenmauern und der das Gesamtbild beherrschenden Schwingung der Fahrbahn wundervoll in die weiche Flußlandschaft einfügt; ein Stück mittelalterlicher Romantik. Die Autobahn mit ihrer straffen Linienführung hat einen anderen Rhythmus. Der Schnellverkehr fordert gerade und ebene Bahn und freie Sicht. Durch die Streckung der Fahrbahnlinie geht

lichen Anschluß zu gewinnen ist eine wichtige Gestaltungsaufgabe, die noch nicht restlos befriedigend gelöst ist.

Mit den gesteigerten Anforderungen des Verkehrs sind die Gestaltungsbedingungen für die Brücken ungünstiger geworden. Je stärker und gewaltsamer der Eingriff in die Natur ist, um so mehr muß alles versucht werden, um die baulichen Anlagen harmonisch in die Umgebung einzuordnen. Was das formale Verhältnis zur Landschaft anlangt, so wirken die alten Steinbrücken durch Masse und Schwere, die feingliedrigen Stahl- und Eisenbetonbrücken durch straffe Linien und Spannung. Die künstlerische Steigerungsmöglichkeit der Stahl- und Eisenbetonkonstruktionen kann deshalb nur in der Leichtigkeit, Kühnheit und Beschwingtheit der Erscheinung gesucht werden.



Abb. 3. Jagstbrücke in Kirchberg a. d. Jagst. (Phot. Lossen.)



Abb. 4. Kocherbrücke bei Geislingen.



Abb. 5. Neckarbrücke bei Köngen.

die Schwingung und der Auslauf der Brücken in langen Wangenmauern, damit das Anschmiegen an das Gelände und die Verbundenheit mit der Landschaft verloren. Der Übergang von der Brücke zu den anschließenden Dämmen mit Widerlagern und Flügelmauern ist meist etwas hart und unvermittelt. Den natür-

lichen Anschluß zu gewinnen ist eine wichtige Gestaltungsaufgabe, die noch nicht restlos befriedigend gelöst ist. Man schätzt nicht die blaugraue, tote Farbe des Betons, Flecken und Ausblühungen, unregelmäßig und willkürlich verlaufende Arbeitsschichten, Abdrücke von Schaldielen und Fugen, Netz- und Schwindrisse und sonstige Mängel von schalungsrauhem, verputzten oder mit fetter Vorsatzschicht versehenen Beton-Sichtflächen. So ist es zu verstehen, daß der Beton oft als minderwertig bezeichnet und abgelehnt wird. In Württemberg hat man schon in der Einführungszeit des Eisenbetonbaues sich mit Erfolg be-

Der Beton.

Wenn wirtschaftliche Gesichtspunkte allein ausschlaggebend wären, müßte für kleine und mittlere Spannweiten überwiegend Eisenbeton gewählt werden. Hiergegen wird eingewendet, daß die Eisenbetonbrücken nicht gut aussehen, oft eintönig und langweilig wirken. Die ersten Ausführungen bei der Autobahn haben auch nicht restlos befriedigt und den hochgespannten Erwartungen ent-

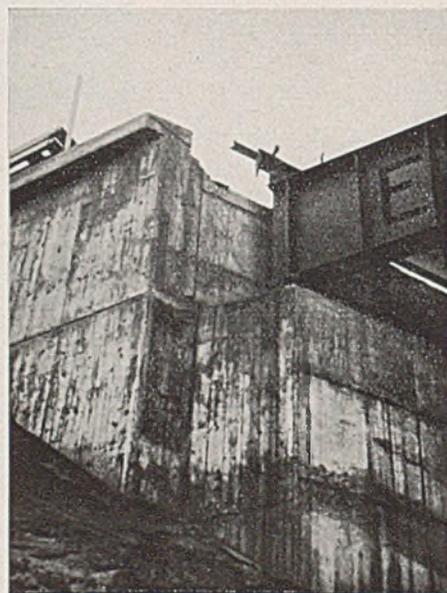


Abb. 6. Betonwiderlager mit Stahlschalung hergestellt. Sichtflächen ohne Nachbehandlung.

müht, diese offensichtlichen Mängel zu beheben. Durch die nachträgliche steinmetzmäßige Bearbeitung erhält der Beton Charakter, wird die Struktur des Betons als verkittetes Steinkonglomerat bloßgelegt. Mit natürlich gefärbten Zuschlagstoffen in geeigneter

Kornzusammensetzung kann man Tönungen erzielen, die dem Naturstein nahekommen. Die Kosten sind verhältnismäßig gering und betragen 2—4 RM auf 1 m² bearbeiteter Sichtfläche. Die ersten Eisenbetonbrücken mit steinmetzmäßig bearbeiteten Sichtflächen haben sich gut gehalten. Die oft geäußerten Bedenken, daß

Stelzschlag versehen, wobei auf scharfe Kanten zu achten ist, große Stampfbettungsflächen werden rau gespitzt oder geprellt, Eisenbetonteile fein gespitzt oder gestockt, wobei die Kanten mit Spitzen mit dem Stockhammer abgerundet oder mit einem Randschlag versehen werden. In Abb. 7 sind verschiedene bearbeitete Sichtflächen

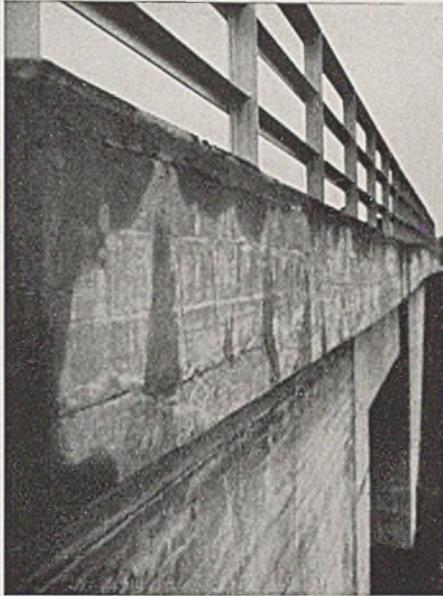


Abb. 6 a. Unterführungsbauwerk, mangelhaft ausgeführt.

die Beseitigung der Zementhaut bei Beton- und Eisenbetonbauten sich auf die Lebensdauer ungünstig auswirken werde, haben sich bei sachkundiger Ausführung als nicht stichhaltig erwiesen. Die handwerkliche Bearbeitung der Sichtflächen ist ein gutes Mittel zur Erzielung von Qualitätsarbeit. Abb. 6 zeigt das Stampfbetonwiderlager einer Autobahnbrücke nach dem Ausschalen. Es sieht unfertig aus; der Beton ist zwar dicht und fest, jedoch ausdruckslos



Abb. 8. Straßenbrücke über die Eisenbahn in Rosenstein in Stuttgart. (Baujahr 1913.) Bildwerk aus dem Beton herausgehauen.

von Beton- und Eisenbetonkörpern dargestellt, ein Grobsplittbeton, ein Kiesbeton mit Steinen bis 8 cm Korngröße, ein Gesims und eine Eisenbetonsäule.

Wie sich aus einem guten Beton bildhauerischer Schmuck herausarbeiten läßt, ist aus Abb. 8 zu ersehen. Das Bildwerk vor

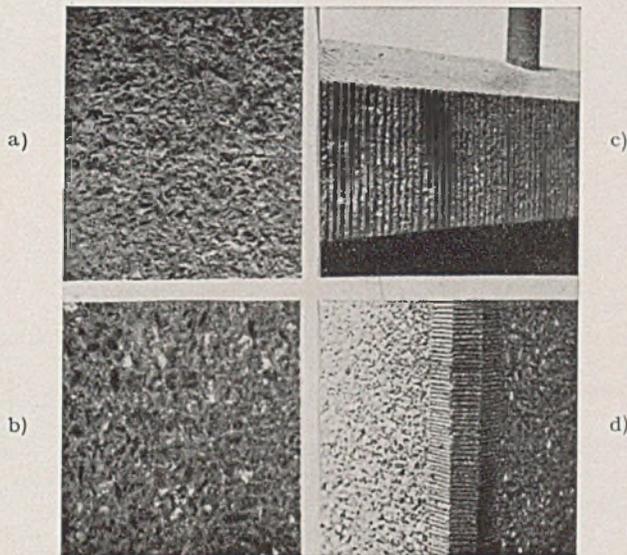


Abb. 7. Werksteinmäßig bearbeitete Betonsichtflächen. a) Splittbeton grob gespitzt, b) Kiesbeton grob gespitzt, c) Gesims mit Stelzschlag, d) Säule gestockt.

und unschön. Das wahre Gesicht des Betons ist unter Zementhaut verdeckt. Man erkennt noch die Schalungsabdrücke, bei Holz auch Maserungen, Äste und Fugen (Abb. 6a). Die Schalung ist aber nur Mittel zum Zweck, wesentlich der Stein, der erst durch die steinmetzmäßige Bearbeitung, durch Stocken, Spitzen, Prellen oder Scharrieren in Erscheinung tritt. Durch verschiedenartige Behandlung der einzelnen Teile eines Bauwerks kann die Wirkung belebt und gesteigert werden. Feingliedrige Gesimse werden scharriert oder mit



Abb. 9. Stampfbetonwände und Säulen am Portal der Ulmer Garnisonkirche.

dem Rosensteintunnel in Stuttgart ist 23 Jahre alt, war in dieser Zeit starken Rauchgasen ausgesetzt und hat sich trotzdem vorzüglich gehalten. Während schalungsrauer Beton und Verputz mit dem Alter nicht schöner wird, gewinnt hochwertiger und steinmetzmäßig behandelter Beton an Tönung und Ausdruck wie ein edler Kalkstein. Hiervon kann man sich an der nahezu 30 Jahre alten, von Prof. Theodor Fischer erbauten Garnisonkirche in Ulm überzeugen, deren Säulen und Gewölbe aus Eisenbeton bestehen (Abb. 9).

Kleinbauwerke.

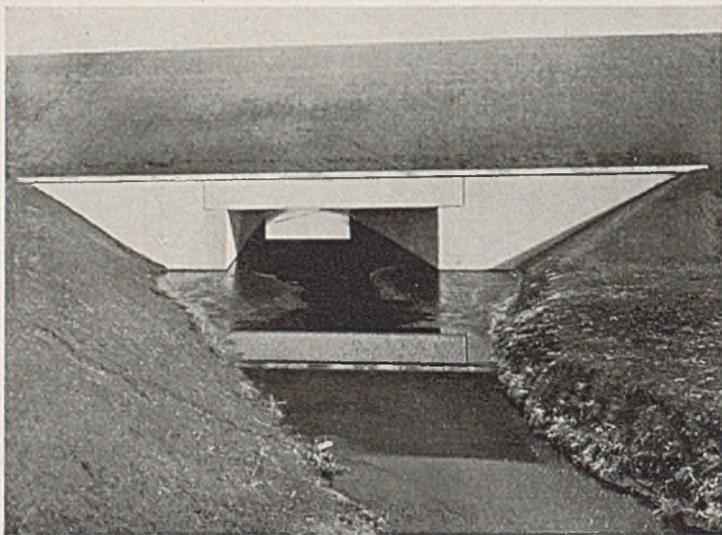
Die Kleinbauwerke, Durchlässe, Fußweg- und Feldwegunterführungen . . . sind bisher etwas nebensächlich behandelt worden. Sie fallen nicht auf und werden meist billig und schlecht im Beton erstellt. Nun sind aber diese Bauwerke unter der breiten Autobahn



Phot. M. Krajewsky, Berlin

Abb. 10. Gewölbter Durchlaß mit Steinverkleidung (OBK Berlin).

und namentlich unter hohen Dämmen verhältnismäßig teuer. Zu beachten ist weiterhin, daß mangelhafte Ausführungen später außergewöhnlich hohe Unterhalts- und Umbaukosten verursachen. Derartige Bauwerke sollten deshalb mit besonderer Sorgfalt ausgeführt werden. Einem Bauwerk der OBK Berlin (Abb. 10) mit Halbkreisgewölben und Natursteinverkleidung an den Stirnflächen glaubt man ohne weiteres, daß es auch im verdeckten Teil gut



Phot. M. Krajewsky, Berlin

Abb. 11. Durchlaß mit Eisenbetonplattenabdeckung (OBK Berlin).

gebaut ist. Wenn ein solcher Durchlaß eingewachsen ist, steht er wie ein Stück Natur da. Neben den mit Halbkreis- oder Segmentbogen überwölbten Öffnungen kommen auch Plattenabdeckungen vor (Abb. 11).

Durchlässe für Fußgänger und Radfahrer werden gebaut, wenn die Autobahn auf einem Damm verläuft, Fußgängerstege, wenn die Autobahn im Gelände oder Einschnitt liegt. Vorgänge für solche Bauvorhaben gibt es bei der Eisenbahn in großer Zahl, aber wenig Bauwerke, die Zweckmäßigkeit mit Schönheit verbinden. Auch die ersten Ausführungen von Fußgängerstegen in Holz-, Stahl- und Eisenbeton über die Autobahn (Abb. 11 u. 12)

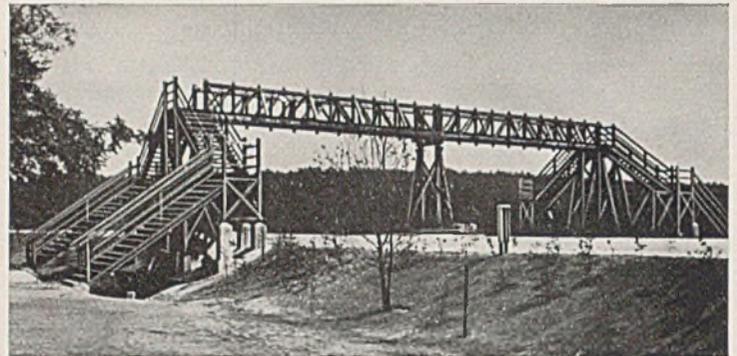


Abb. 12. Jägersteg in Holzfachwerk.



Abb. 13. Fußgängersteg mit verdübelten Holzbalken.

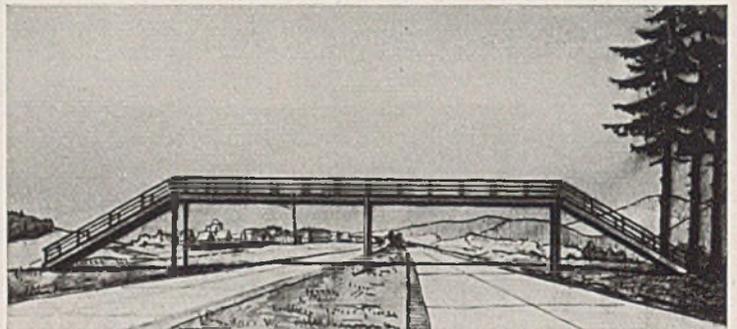


Abb. 14. Stählerner Fußgängersteg.

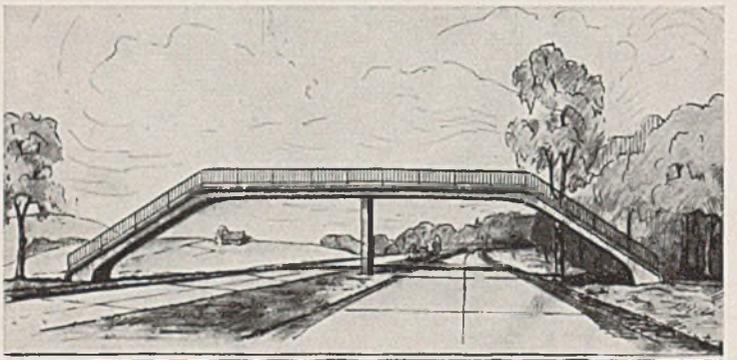


Abb. 15. Eisenbetonsteg.

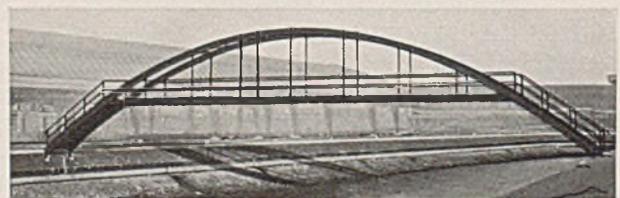


Abb. 16. Fußgängersteg mit Stahlbogen.

haften noch Mängel an; die hölzernen Stege sind sperrig, die Eisenbetonstege mit massiver Brüstung schwer und plump. Die senkrecht zur Stegachse angeordneten Treppenläufe lassen sich mit dem

Tragwerk kaum zu einem geschlossenen Brückenbild verbinden. Die inzwischen erzielten Fortschritte der Gestaltung sind aus den Abb. 13—16 zu ersehen. Die neuen Stege zeichnen sich durch

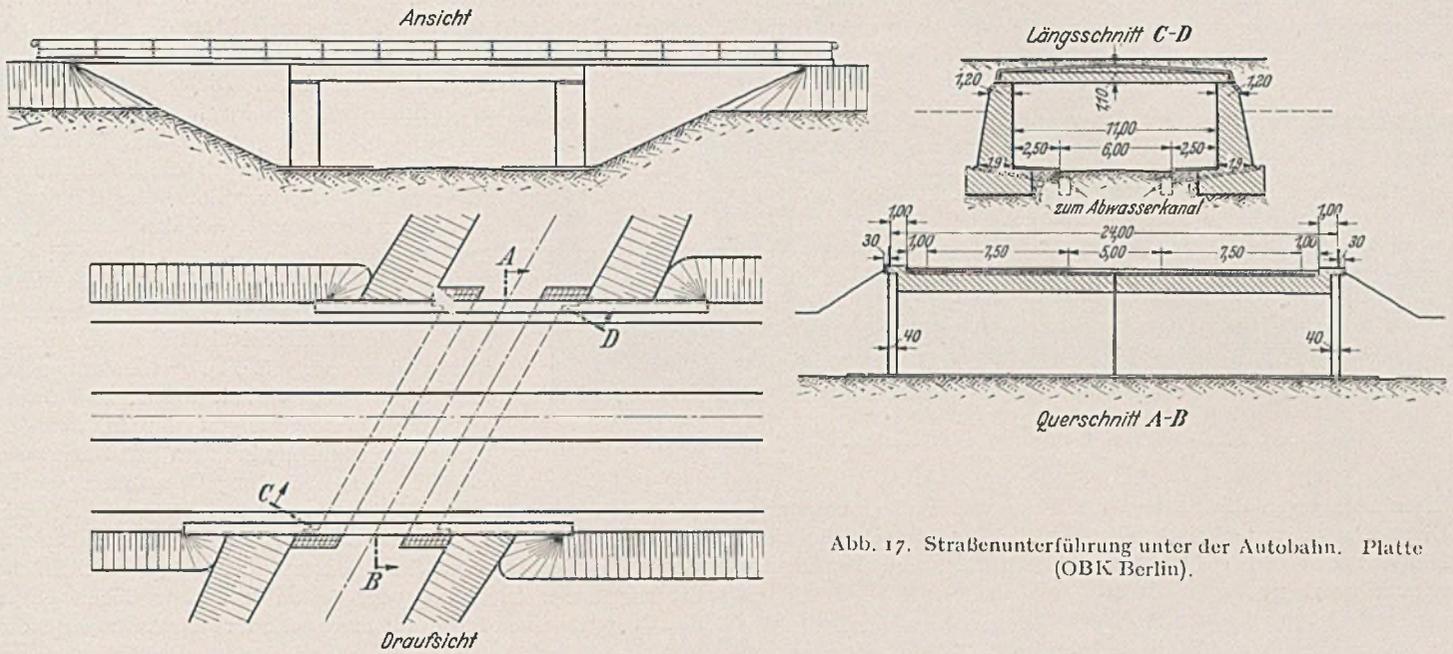


Abb. 17. Straßenunterführung unter der Autobahn. Platte (OBK Berlin).

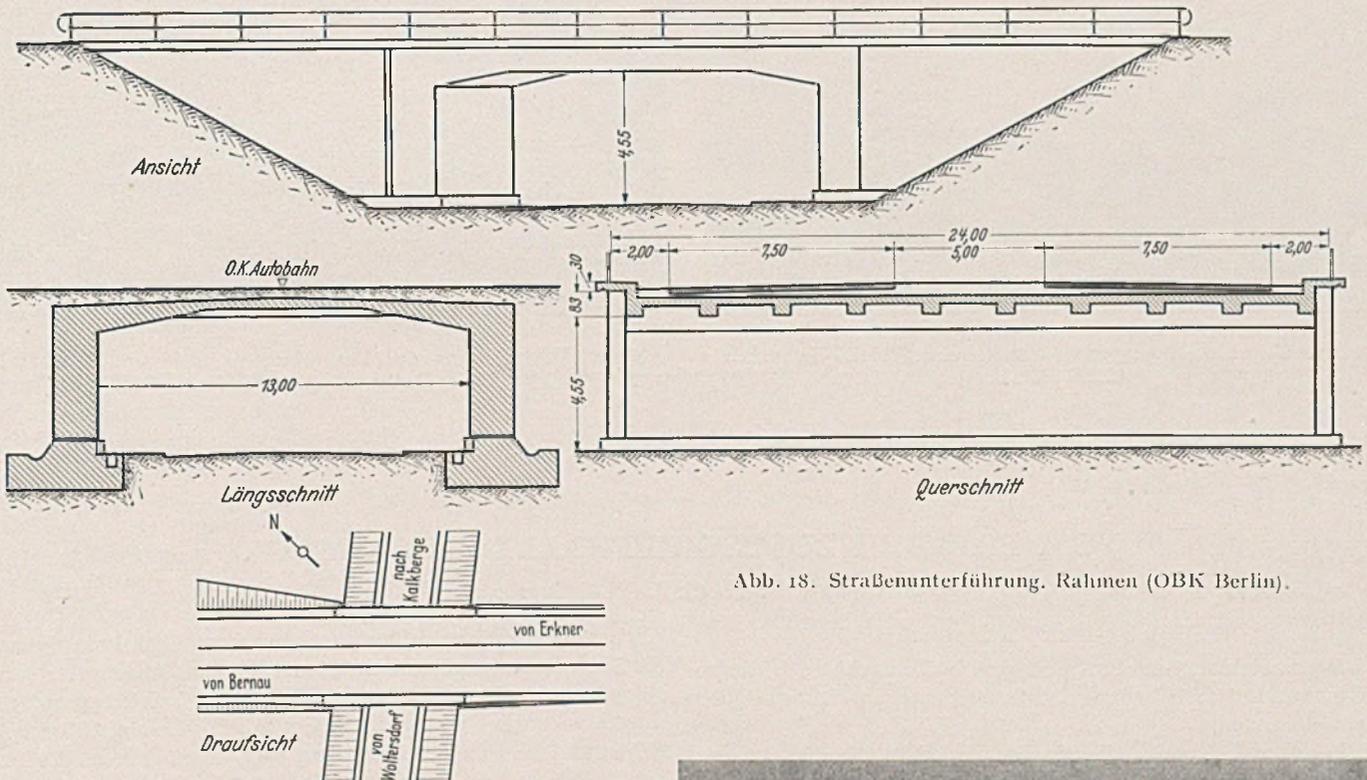


Abb. 18. Straßenunterführung. Rahmen (OBK Berlin).

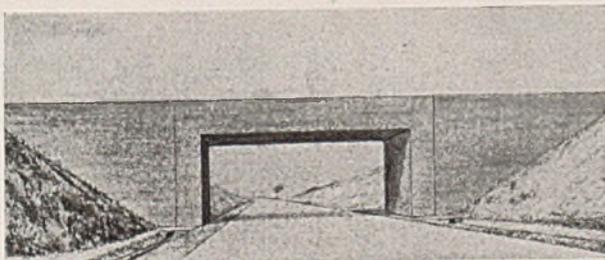


Abb. 19 a. Unterführungsbauwerk, ungliedert.

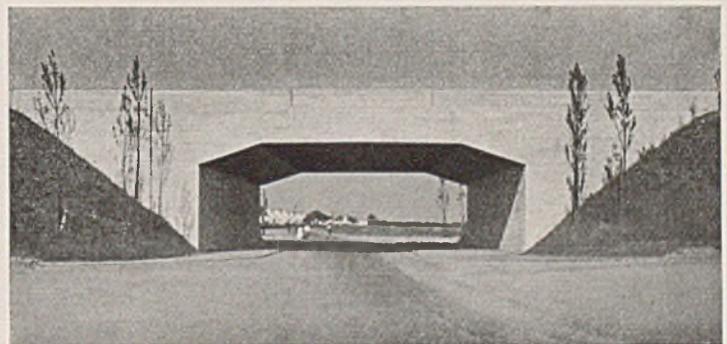


Abb. 19 b. Eisenbeton-Rahmenkonstruktion mit angehängten Flügeln.

schnittige Formen aus und stehen in wirkungsvollem Gegensatz zu den Weg- und Straßenbrücken über die Autobahn. Die Treppenläufe werden, wo es irgend geht, in Richtung der Stegachse angeordnet und zur Längsaussteifung herangezogen. Die Hauptträger gehen so von den Fußpunkten der Treppenläufe aus über die Zwischenstützen durch. Dabei empfiehlt es sich bei Stahl- und

Öffnung gespannte Platte oder Trägerdecke (Abb. 17). Daneben kommen Eisenbetonrahmen mit angehängten Flügeln und bei beschränkter Bauhöhe auch Trogbrücken aus Stahl- und Eisenbeton in Betracht. Die Abb. 18 u. 19 zeigen ältere großflächige und ungliederte Bauwerke mit sog. Kistenarchitektur, die einst als moderne Sachlichkeit gepriesen wurde. Alle Teile der Brückenansicht liegen in einer Ebene. Die Öffnung erscheint so als Ausschnitt aus einer Wand. Es ist nicht zu erkennen, was Träger, Brüstung, Widerlager und Flügelmauer ist, auch die Fahrbahnlinie ist verdeckt. Man vermüßte eine Gliederung sowohl im Überbau als bei den Widerlagern. Am allerwenigsten wird man aber bei dem Bauwerk (Abb. 19a) eine einbetonierte Stahlkonstruktion vermuten. Demgegenüber zeigt Abb. 20 ein Musterbeispiel für ein Unterführungsbauwerk mit klarer Gliederung und wohl abgewogenen Verhältnissen. Die Wirkung kann noch mehr gesteigert werden, wenn die Widerlager und Flügelmauern mit Naturstein- oder Klinkerverblendung ausgeführt werden



Abb. 20. Straßenunterführung auf dem Berliner Ring (OBK Berlin).

Eisenbetonstegen die Stützen am Kopf und Fuß einzuspannen. Diese Bauart ist technisch, wirtschaftlich und in schönheitlicher Hinsicht den bisher beliebten Pendelstützen und Pendelstützrahmen überlegen.

Wegunterführungen.

Die einfachste Grundform der Unterführung ist die über einer



Abb. 21. Wegunterführung auf der Autobahn Schleiz-Bayreuth (OBK Nürnberg).

(Abb. 21). Für größere Weiten ergeben stählerne Überbauten gute Lösungen (Abb. 22). Wichtig ist hierbei die durchlaufende Gesimslinie, die rhythmische Gliederung der Trägeransichtfläche, die sorgfältige Ausbildung der festen und beweglichen Lager, des Übergangs von Stahl zu Mauerwerk und der Auflagerquader. (Schluß folgt.)

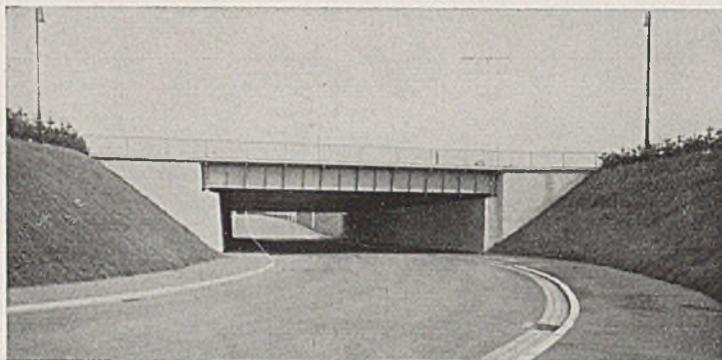


Abb. 22. Unterführung der Regensburger Straße am Bahnhof Nürnberg-Dutzendteich (OBK Nürnberg).

VOM BAU DER LUFTSCHIFFHALLE RHEIN-MAIN.

Von Obering. E. Möckel, VDI, Saarbrücken.

Vorbemerkungen:

Die Entwicklung der Luftschiffahrt in Deutschland bedingte den Bau von Luftschiffhallen, deren Abmessungen sich von Jahr zu Jahr steigerten.

Die ersten Luftschiffhallen in den Vorkriegsjahren waren mit Segeltuch, Wellblech, Holzschalung usw. verkleidet; die fortschreitende Entwicklung der Technik stellte dem Bauingenieur jedoch Material für die Eindeckung der Dächer und die Verkleidung der Tore und Wände usw. zur Verfügung, welches den gestellten hohen Anforderungen beim Größerwerden der Hallen entspricht.

Für die Verkleidung der Hallentore, der Schürzen über den Toren und teilweise auch der Hallenlängswände dienten früher vielfach flache Asbestzementplatten von 6 mm Dicke, da das Eigengewicht dieser Platten sich nur auf 12 kg/m² eingedeckte Fläche beläuft. Diese Platten sind frostbeständig, feuerhemmend und besitzen ein verhältnismäßig hohes Isolationsvermögen gegen Wärme und Kälte.

Vorbedingung für die Ausführung einer einwandfreien und

haltbaren Eternitverkleidung ist die sorgfältige Befestigung der Platten an der Stahlkonstruktion. Bekanntlich ist der Ausdehnungskoeffizient von Asbestzementplatten bei Temperaturänderungen wesentlich geringer als beim Stahl. Um ein Abbrechen der Ecken und Kanten der Platten zu vermeiden, durften die Platten nur in der Mitte mit Befestigungslöchern versehen werden. Die Kanten konnte man an der Stahlkonstruktion nur anklammern. Als besonders geeignet für die Verlegung der Platten bei Stahlbauten erwies sich ein leichtes Belageisen 110×43 mit einem Gewicht von 4,1 kg/lfdm (Abb. 1).

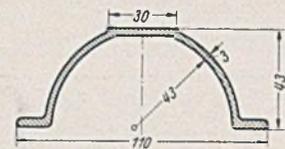


Abb. 1. Belageisen 110/43.

Das an der Außenhaut des Eternits ablaufende Wasser wurde durch eine in Abb. 2 gezeigte Abdichtung am Eindringen verhindert. Bei Schlagregen und starkem Wind auf das Tor entstand bei den hohen Hallentoren an der Innenseite eine Saugwirkung, welche das Wasser nach innen zog, so daß in der Fuge kleine Wasser-

tropfen nach oben sprühten. Aus diesen Gründen war es erforderlich, an der Oberseite der Eternitlaschen durchlaufende, elastisch bleibende Zwischenlagen aus Pappe vorzusehen. Diese Eindeckung hat sich durchaus bewährt.

Für die Verkleidung der schrägen Dachflächen eignete sich das flache Eternit jedoch nicht. Auch die im Laufe der Zeit von den Eternitfirmen aufgenommene Anfertigung von Welleternit mit 20 mm hohen Wellen ergab noch keine einwandfreie Dacheindeckung, da die Tragfähigkeit der Platten zu gering war und eine viel zu enge und darum unwirtschaftliche Pfettenabteilung bedingte; abgesehen von dem Fehlen einer einwandfreien Befestigung mit der Unterkonstruktion.

In den Nachkriegsjahren wurde von einigen deutschen Asbestzementwerken die Fabrikation von Wellasbestzementplatten mit einer Wellenhöhe von 57 mm und einer Wellen-

Hallenfirst und die zylinderförmigen Hallentore an beiden Giebelseiten, bis auf einen Blechsockel von 2,8 m Höhe. Die Schürze über dem Hallentor am Giebel der Halle ist mit 6 mm dickem Flacheternit verkleidet. Nur der flache Dachteil neben dem Lüftungsaufsatz erhält eine Eindeckung mit 7 cm starken Bimsbetonkassettenplatten und doppelter teerfreier Dachpappe, da dieser

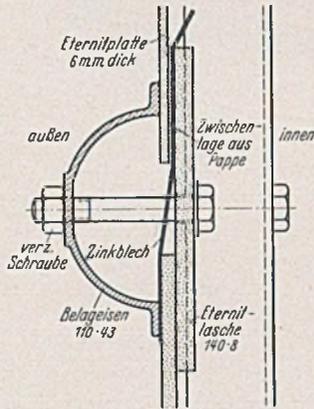


Abb. 2. Abdichtung.

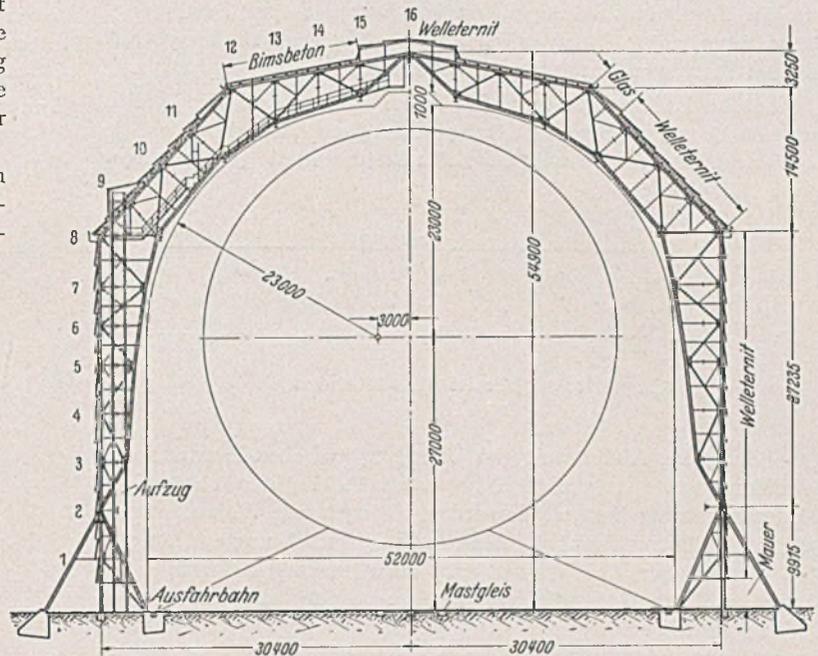


Abb. 3. Querschnitt der Halle.

breite von 177 mm aufgenommen. Diese Platten mit einem Eigengewicht von 16 kg/m² gedeckte Fläche eigneten sich wegen der bereits eingangs erwähnten Eigenschaften nicht nur für die Verkleidung von senkrechten Flächen, sondern auch für Steil- und Flachdächer, unter der Voraussetzung einer sorgfältigen Eindeckung und geeigneter Befestigungen. Der Verfasser hat vor einiger Zeit eine derartige Dacheindeckung für einen Fabrikweiterungsbau im Elsaß beschrieben¹.

Die Zeppelin-Bau-GmbH., Friedrichshafen, hat sich nach eingehenden Besprechungen entschlossen, die neue Luftschiffhalle in Rio de Janeiro mit Welleternit einzudecken.

Auch bei der im Flughafen Rhein—Main unter der Bauleitung von Herrn Ministerialrat Prof. Knapp, Darmstadt, errichteten Luftschiffhalle ist Welleternit verwendet, wodurch die Baukosten wesentlich gesenkt werden konnten.

Der schlüsselfertige Bau dieser Halle wurde im April 1935 von der Südwestdeutschen Flugbetriebs-A.-G. Rhein—Main an die Stahlbaufirma Seibert, Saarbrücken, übertragen. Seibert steht mit der Lieferung von 20 Luftschiffhallen in Deutschland an führender Stelle und verfügt also über reiche Kenntnisse im Bau von Luftschiffhallen.

Luftschiffhalle Rhein—Main.

Die Deutsche Asbestzement-A.-G., Berlin-Rudow, welche bereits die Eternitverkleidung der Halle Rio de Janeiro ausführte, wurde mit der Lieferung der Wellplatten für die Luftschiffhalle Rhein—Main betraut. Das Verlegen der Platten und die Ausführung der damit in Zusammenhang stehenden Abdichtungsarbeiten erfolgte durch die Firma L. Arend, Saarbrücken.

Mit Welleternit eingedeckt sind die 37,2 m hohen Längswände der Halle bis auf einen gemauerten Sockel von 2,8 m Höhe, die Steilflächen des Daches, die 9,3 m breiten Lüftungshauben im

Dachteil bei Landungen des Schiffes zur Bedienung der auf dem Dach befindlichen Blinkfeueranlage begangen wird.

Im Querschnitt (Abb. 3) ist die Aufteilung der Eternitplatten eingetragen. Zu beachten war hierbei, daß nach den behördlichen Bestimmungen die Windbelastung der Wandteile bis 15 m mit 100 kg/m², von 15—25 m mit 125 kg/m² und darüber mit 150 kg/m² anzunehmen ist. Nach den vom Staatlichen Materialprüfungsamt

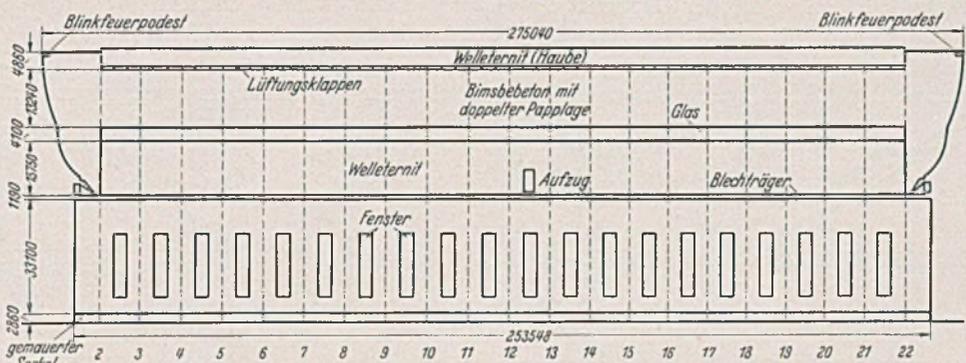


Abb. 4. Abwicklung der Wand- und Dachflächen.

Berlin-Dahlem vorgenommenen Versuchen ist die Verwendung von Welleternitplatten bei 100 kg/m² Windbelastung mit 2,5 m Länge, bei einer Freiauflage von 2,4 m, zugelassen. Bei den Wandteilen über 15 m Höhe mit höheren Windbelastungen mußten die Längen der Platten verkleinert werden.

Für die Dächer hat sich im allgemeinen eine Stützweite von 1,80 m als praktisch erwiesen. Zur Verminderung der Querstöße sind sowohl im Steildach als auch im flachen Teil der Lüftungshauben Platten von 2,5 m Länge mit Pfettenentfernungen von 1140 mm in weitgehendstem Maße verwendet. Für senkrechte Flächen genügt eine Querüberdeckung von 100 mm, in steilen Dachflächen 140 mm, während bei flachen Ausführungen die Überdeckung je nach Dachneigung von 150—250 mm ausgeführt wird. Außerdem ist bei Flachdeckung die Dichtung der Querfuge durch Spezialkitt

¹ Stahlbau 4 (1931) S. 271.

mit Asbestfasern gegen Hochsteigen von Wasser und Eindringen von Pulverschnee unbedingt erforderlich.

Die Wahl des Bindersystems, die Entfernung der Pfetten und Unterstützungskonstruktionen sind von den Normallängen der Platten, den Abdichtungen und der einwandfreien Ausbildung des Hallenfirstes, den Übergängen an den Dachkanten, Oberlichtern und der Traufenausbildung abhängig. Erst nach der Festlegung dieser Einzelheiten ist es möglich, das endgültige Bindersystem mit den Pfettenentfernungen zu bestimmen.

Bei der Luftschiffhalle mußte durch die in jedem Binderfeld vorgesehene regelmäßige Aufteilung der Längswandfenster (Abb. 4) die Verwendung von Platten normaler Breite und die gleichmäßige

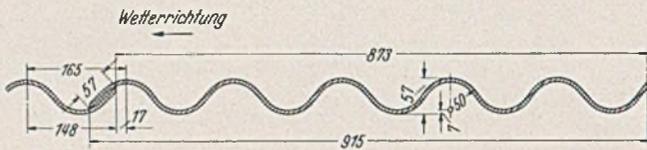


Abb. 5. Deckungsbreite einer Eternittafel.

Ausbildung der Abdichtung am Übergang zwischen Eternit und Fensterrahmen eine von den normalen Tafelbreiten abhängige Binderentfernung festgelegt werden. Eingehende Versuche ergaben mit Rücksicht auf eine einwandfreie Abdichtung am Längstoß der Platten bei Verwendung einer normalen Platte von $5 \times 177 = 885$ mm theoretischer Deckungsbreite, eine praktische Deckungsbreite von 873 mm (Abb. 5). Hieraus ergab sich die Binderentfernung zu 11 968 mm. Es wird besonders darauf hingewiesen, daß derartige Überlegungen nur bei Längswänden mit regelmäßigen Fensteraufteilungen vorzunehmen sind. Für die Eindeckung von Dächern spielt die Binderentfernung keine Rolle.

Gestaltung der Halle.

An den Obergurtpunkten 1—15 (Abb. 3) sind einwandige Gitterpfetten von 1300 mm Systemhöhe vorgesehen, welche an den Untergurten der Hallenbinder nach Abb. 6 herabgezogen sind, um den Bindergurt gegen seitliches Ausknicken zu halten. Die Seiten-tragkraft ist mit 1/100 der Gurtkraft eingesetzt. In den Drittel-

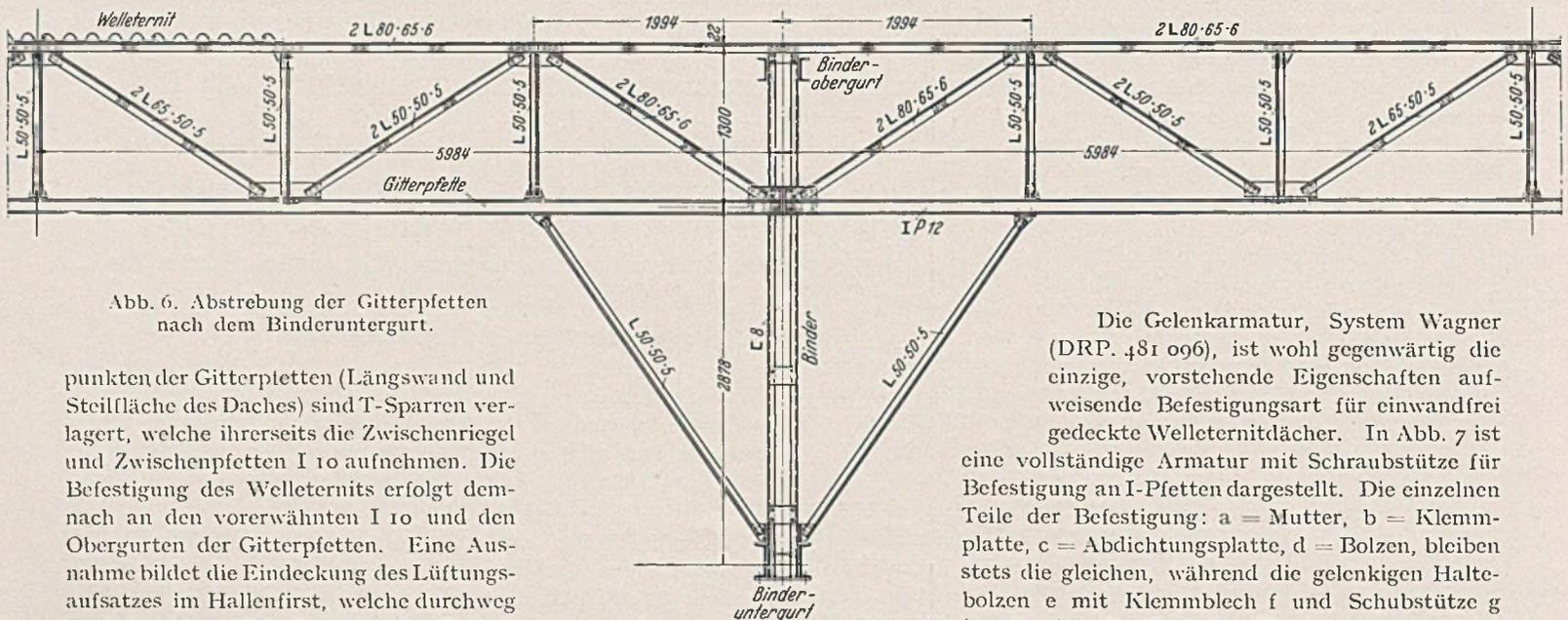


Abb. 6. Abstrebung der Gitterpfetten nach dem Binderuntergurt.

punkten der Gitterpfetten (Längswand und Steiffläche des Daches) sind T-Sparren verlagert, welche ihrerseits die Zwischenriegel und Zwischenpfetten I 10 aufnehmen. Die Befestigung des Welleternits erfolgt demnach an den vorerwähnten I 10 und den Obergurten der Gitterpfetten. Eine Ausnahme bildet die Eindeckung des Lüftungsaufsatzes im Hallenfirst, welche durchweg auf I-Pfetten erfolgt. Zwischen den Hallenbindern sind noch 2 Zwischenbinde von 9,3 m Stützweite zur Aufnahme der T-Eisenpfetten eingeschaltet. Diese Zwischenbinder sitzen auf den Gitterpfetten in Punkt 15 und 15' (zu beiden Seiten des Hallenfirstes).

Die Befestigung der Wellplatten an der Stahlkonstruktion bei

einer einwandfreien Ausführung muß folgende Eigenschaften aufweisen:

1. Völlige Wasserdichtigkeit der Befestigungsstelle.
2. Die Wellplatten dürfen durch die Befestigung nicht starr mit der Konstruktion verbunden werden, da die durch Temperaturschwankungen hervorgerufene verschiedene Ausdehnung der Platten und der Unterkonstruktion zu keiner Beschädigung der Platten führen darf.
3. Die Befestigung muß auch die Saugwirkung des Windes, bei geöffnetem Tor einen Innenwinddruck von 60 kg/m^2 aufnehmen.
4. Die Übertragung des Dachschubes jeder Plattenreihe auf die Unterkonstruktion (bei Steildächern besonders wichtig) muß

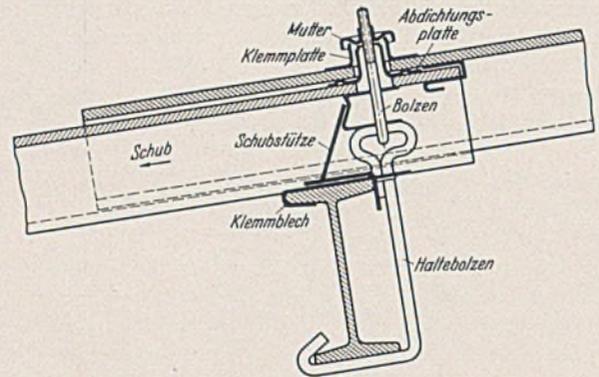


Abb. 7. Befestigungsarmatur.

durch eine geeignete, mit der Befestigungsvorrichtung verbundene Schubstütze möglich sein; bei senkrechten Wandflächen genügen einfache S-Haken.

5. Die Befestigung muß so beschaffen sein, daß die in der Praxis sich ergebende Ungenauigkeit beim Zurichten der Platten, Bohren usw., welches vor dem Hochziehen der Platten erfolgt, beim Verlegen ohne Einfluß bleibt.

6. Sämtliche Arbeitsgänge, welche zum Verlegen der Platten erforderlich sind, müssen von oben her vorgenommen werden, um Arbeitskräfte und Gerüste an der Unterseite der Verkleidung zu sparen.

Die Gelenkarmatur, System Wagner (DRP. 481 096), ist wohl gegenwärtig die einzige, vorstehende Eigenschaften aufweisende Befestigungsart für einwandfrei gedeckte Welleternitdächer. In Abb. 7 ist eine vollständige Armatur mit Schraubstütze für Befestigung an I-Pfetten dargestellt. Die einzelnen Teile der Befestigung: a = Mutter, b = Klemmplatte, c = Abdichtungsplatte, d = Bolzen, bleiben stets die gleichen, während die gelenkigen Haltebolzen e mit Klemmblech f und Schubstütze g jeweils den Profilen der Pfetten oder der Art der Unterkonstruktion anzupassen sind. Mit den gegenwärtig erhältlichen Befestigungen kommt man jedoch in den meisten Fällen aus, so daß man Sonderanfertigungen nur in seltenen Fällen benötigt. Die Befestigungen sind durchweg kadmiert und ermöglichen eine schnelle Eindeckung.

Nachstehend sind einige der beim Bau der Luftschiffhalle verwendete Befestigungen dargestellt (Abb. 8a—d). Bei der Befestigung des Eternits an den Gitterpfetten mußte darauf geachtet werden, daß die Haltebolzen mit den Knotenblechen der Pfetten nicht kollidieren. In diesen Fällen wurde eine besondere Ausführung (Abb. 8 b) im Gegensatz zur Normalausführung 8 c gewählt, welche nur an den in der Dachebene liegenden Winkelflanschen befestigt ist. Es handelt sich hierbei jedoch auch um normale Ausführungen.

Unbedingt erforderlich ist mit Rücksicht auf die Fensterteilungen die Anfertigung eines Aufstellungsplanes in der Längsrichtung unter Berücksichtigung der Anfangs- und Endstellungen der Eternitwellen. Hierbei ist besonders darauf zu achten, daß die Längsdeckung der Wellen so erfolgt, daß der Stoß in der Wetterrichtung liegt (Abb. 11). Die Aufstellung der Stahlkonstruktion ist

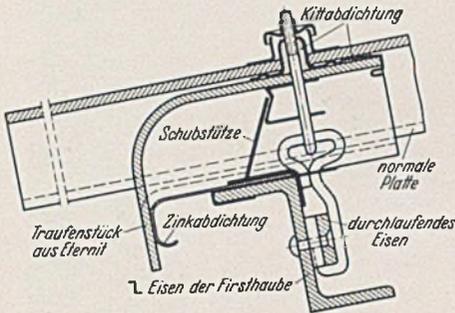


Abb. 8a. Befestigung an der Haube.

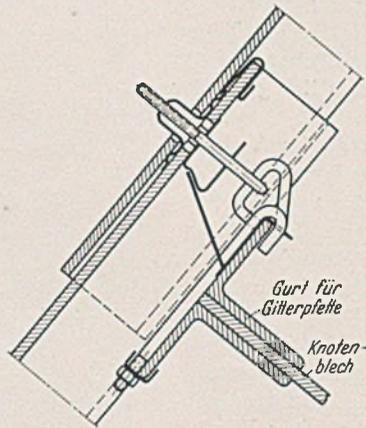


Abb. 8b. Befestigung am Steildach.

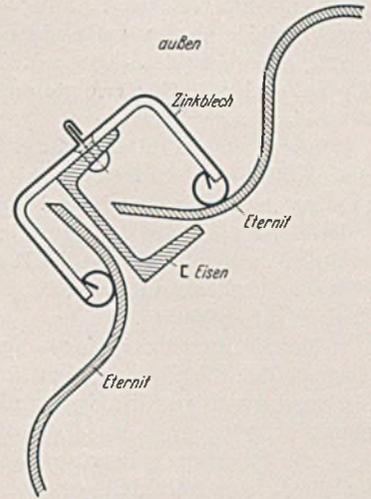


Abb. 10 a. Übergang an Knickstellen der Wand.

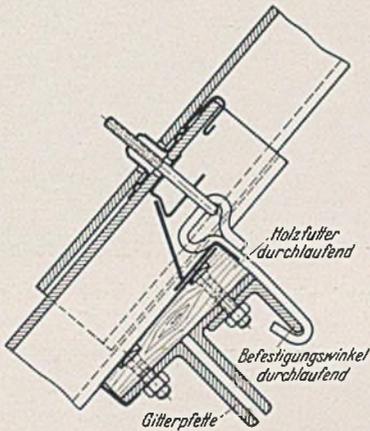


Abb. 8c. Befestigung am Steildach.

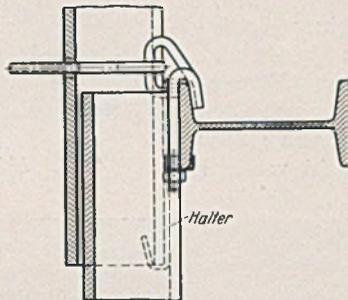


Abb. 8d. Eternitbefestigung an der vertikalen Wand.

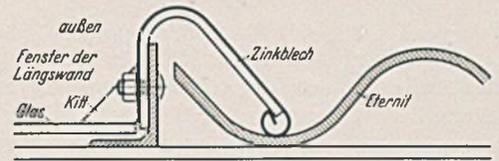


Abb. 10b. Abdichtung am Fenster.

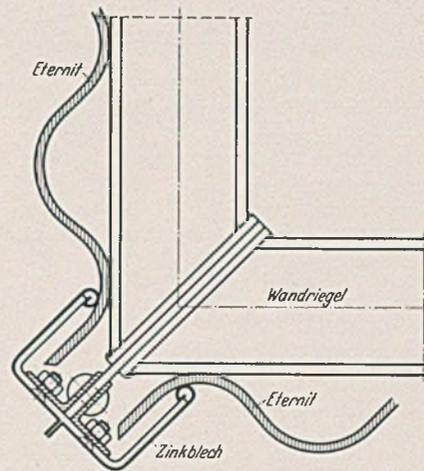


Abb. 10c. Wandabdichtung am Aufzug.

Ein von der Deutschen Asbestzement-A.-G. herausgegebener Leitfaden für die Anwendung und Verlegung von Welleternit, welcher fast alle vorkommenden Sonderfälle eingehend behandelt, unterstützt den Eisenkonstrukteur in weitgehendstem Maße bei der Durcharbeitung seiner Zeichnungen.

Bei einigen Obergurten der Gitterpfetten, welche nicht winkelrecht zur Dachfläche liegen, mußte ein keilförmiges Holz auf dem Obergurt befestigt werden (Abb. 9), da bei der Verlegung der Wellplatten immer für Flächenlagerung gesorgt werden muß. Bei Verlagerung der Platten an scharfen Stahlkanten wird das Material im Laufe der Zeit bei Temperaturschwankungen durchgescheuert.

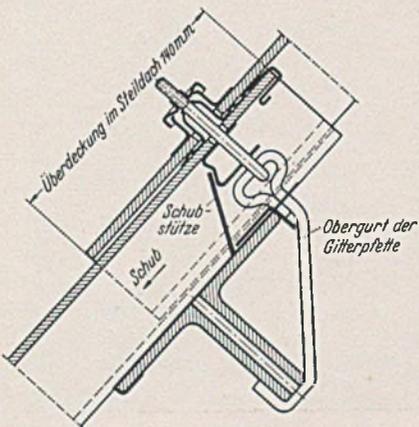


Abb. 9. Befestigung mit Holzfutter.

Besondere Sorgfalt ist auf die Abdichtung der Längsstöße beim Übergang auf Fensterrahmen, beim Abschluß der Wände bzw. Dachverkleidungen an den Giebeln, bei gebrochenen Kanten in den Längswänden usw. zu legen. In Abb. 10a—c sind einige derartige Fälle behandelt. Zweckmäßig werden hier Dichtungen und Übergangsstreifen aus Zinkblech oder verzinktem Eisenblech verwendet.

demnach, falls die örtlichen Verhältnisse dies zulassen, nach Möglichkeit gegen die Wetterrichtung vorzunehmen, damit nach dem Ausrichten eines Teiles sofort mit dem Eindecken des Eternits begonnen werden kann.

Beim Bau der Luftschiffhalle Rhein—Main war dies mit Rücksicht auf die Lage des Anschlußbleises nicht möglich. Auf Grund

Abb. 11. Längsdeckung der Wellen.



des genauen Verlegungsplanes für das Eternit konnte jedoch bereits nach Fertigstellung der Hälfte des Stahlbauwerks mit dem Aufbringen der Platten begonnen werden.

Die Befestigungshaken an der ersten verlegten Tafel wurden

etwas gelockert, um die letzte Welle bei der Eindeckung der zweiten Hälfte unter die Längsüberdeckung zu bringen. Verwendet wurden nur Platten mit normalen Längen von 1600, 2000 und 2500 mm. Alle erforderlichen Schrägschnitte (bei den Hallentoren) wurden auf der Baustelle vorgenommen. Hierbei war es möglich, den Abfall für weitere schräge Platten von geringerer Länge wieder zu verwenden. An den Ecken der Längs- und Querstöße ist es notwendig, zur Vermeidung von 4 übereinanderliegenden Platten die Tafeln schräg abzuschneiden (Abb. 12). Das Bohren der Löcher und das Zurichten der Platten erfolgte auf einer besonderen Zulage in der Nähe des Lagerplatzes.

Für Bruch beim Bahn- bzw. Schiffstransport, beim Ausladen und Herrichten der Platten, sowie beim Eindecken hat sich ein Zuschlag von 4% als ausreichend erwiesen. Die Kosten für das Ausladen der Platten auf der Baustelle, das Herrichten auf der Zulage und das Verlegen betragen im Durchschnitt RM 0,6/m² gedeckter Fläche. Das Liefern und Anbringen der Zinkdichtung ist in diesem Preis nicht enthalten.

Für die Eindeckung der Längswände und die Verkleidung der Tore wurden die erforderlichen Hängegerüste kostenlos beigelegt. Verwendet wurden für die 37,2 m hohen Längswände an der Dachtraufe aufgehängte fahrbare Hängegerüste, welche mit 4 Winden mit Selbstsperrung ausgerüstet waren. Diese Gerüste konnten von den darauf beschäftigten Arbeitern entsprechend dem Arbeitsfortgang gehoben bzw. gesenkt werden (Abb. 13).

Die fast fertiggestellte Halle ist aus Abb. 14 zu ersehen.

Schl u ß.

Welleternit hat sich für Hallenbauten wegen seiner Wetterbeständigkeit, des hohen Isolationsvermögens gegen Wärme und Kälte bei sachgemäßer Ausführung und Verlegung unter Verwendung bewährter Befestigungen und Beachtung der vorstehenden Ausführungen als ein vorzüglich geeigneter Baustoff von großer Haltbarkeit erwiesen. Bei dem geringen Eigengewicht von nur 16 kg/m² gedeckter Fläche ist es möglich, das Gewicht der Hallenkonstruktion und damit der Baukosten gegenüber anderen Dachdeckungen mit größerem Eigengewicht erheblich zu senken. Architekt und Stahlbauingenieur sollten demnach bei ihren Bauausführungen dem Welleternit mehr als bisher Beachtung schenken.

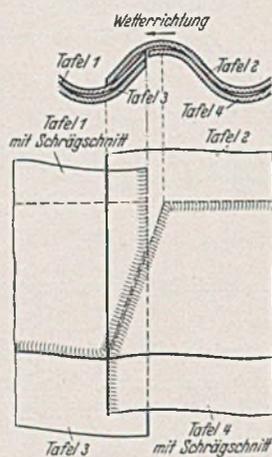


Abb. 12.

Längs- und Querstoß der Eternittafeln.

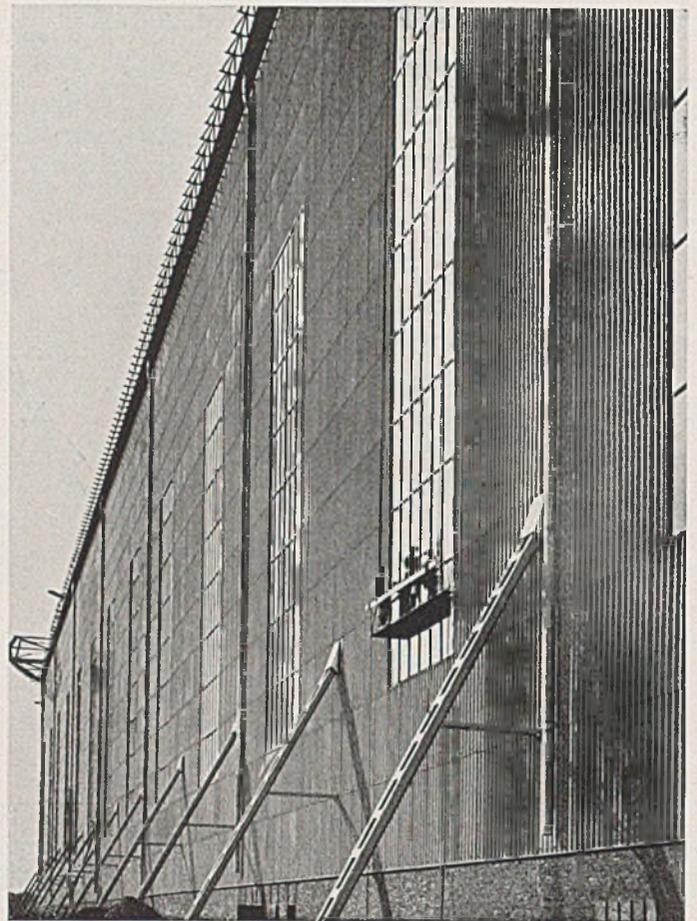


Abb. 13. Längswand mit Hängegerüst.

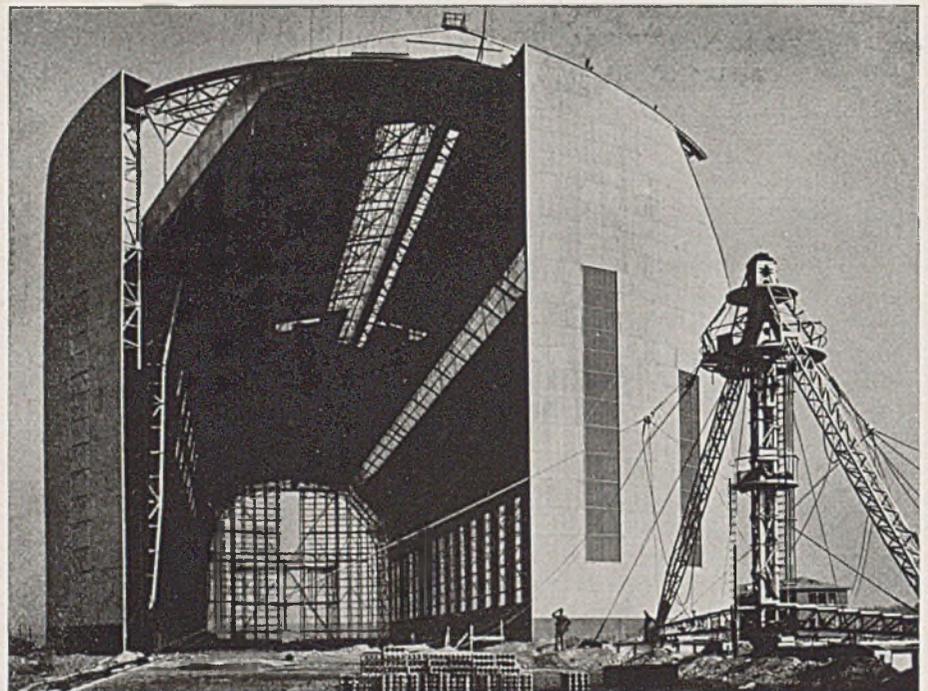


Abb. 14. Halle kurz vor Vollendung.

RISSBILDUNGEN BEI AUFLAGERQUADERN.

Von Stadtbauinspektor Ing. Karl Fischer, Wien.

Übersicht: Bei großen Brückenlagern kann die untere, im Quader versenkte Platte infolge veränderter Wärmedehnung eine Abspaltung hervorrufen, was durch ein Beispiel dargelegt wird. Über die Instandsetzung wird berichtet und eine neue Ausbildung von Brückenlagern beschrieben.

Bei einer größeren Straßenbrücke über den Donaukanal in Wien ergab eine Untersuchung der Auflagerquader, daß die am linken Ufer befindlichen Quader der festen Auflager beachtliche Zerstörungen zeigten. Wie aus Abb. 1 zu ersehen ist, haben sich

von den Ecken der Platte ausgehende Risse gebildet. Um die Sicherheit der Brücke nicht zu gefährden und eine weitere Schädigung der Quader durch die Einwirkung des Frostes zu verhindern, mußte man zur Sicherung und Wiederherstellung derselben schrei-

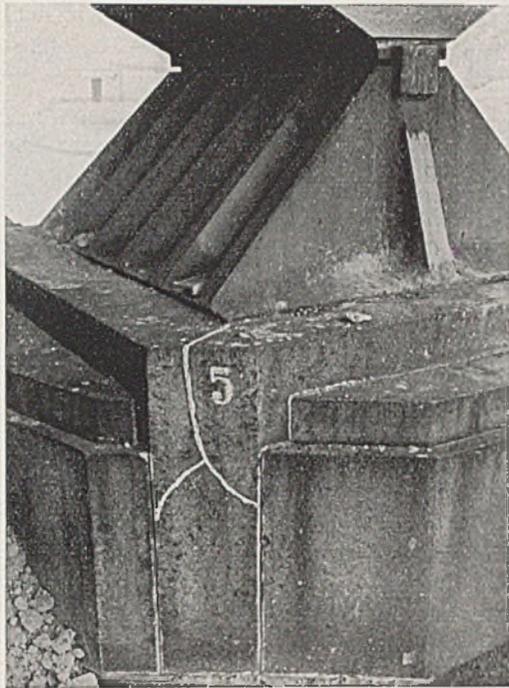


Abb. 1. Risse im Auflagerquader.

ten, nicht ohne vorerst die Ursachen der Schäden festgestellt zu haben. Schon die Tatsache, daß die am rechten Ufer befindlichen Quader der beweglichen Brückenlager keinerlei Schäden aufwiesen, obwohl Steinqualität, Abmessungen und Beanspruchungen unge-

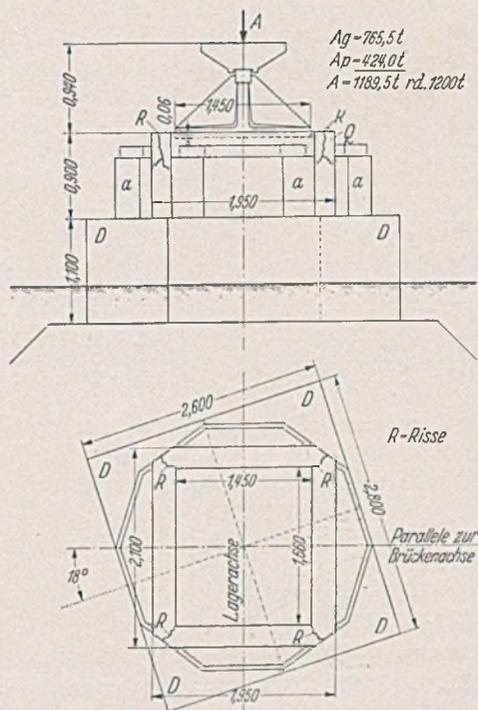


Abb. 2. Form und Abmessungen des Auflagerquaders.

fähr die gleichen wie bei den festen Lagern sind, ließ die Annahme zu, daß ein konstruktiver Fehler die Ursache sein müsse.

Die Grundplatte des festen Lagers hat eine rechteckige Grundrißform mit den Abmessungen 1450×1660 mm (Abb. 2). Sie ruht auf einer zwischen ihr und dem Quader eingelegten Bleiplatte von 8 mm Dicke und ist 60 mm tief in den Quader eingelassen. Der

zum Versetzen notwendige Spielraum am Umfange der Platte war mit Zementmörtel satt bis zur Oberfläche vergossen worden. Laut Prüfungszeugnis hat der für die Quader verwendete schlesische Granit folgende Festigkeiten:

Druckfestigkeit, trockener Stein	2041 kg/cm ²
„ „ nasser Stein	1856 „
Biegefestigkeit	177 „

Der rechnermäßige Auflagerdruck auf einen Quader beträgt:

aus Eigengewicht	$A_g = 765,5 t$
„ Verkehrsast	$A_p = 424,0 t$
„ Gesamtlast	$\max A = 1189,5 t$

Die Beanspruchungen des Quaders sind daher unter der Voraussetzung einer gleichmäßigen Verteilung, für Eigengewicht

$$\sigma_g = \frac{765\,500}{145 \cdot 166} = 31,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ und für Vollast } \max \sigma = \frac{1\,189\,500}{145 \cdot 166}$$

$$= 49,4 \text{ kg/cm}^2. \text{ Die vorhandene Sicherheit gegen Bruch war daher mindestens } n = \frac{1856}{49,4} = 37,5, \text{ woraus hervorgeht, daß der Quader}$$

durch andere als lotrechte Kräfte zerstört wurde.

Bemerkt sei, daß die Achse der Brücke nahezu in der Richtung Nord—Süd verläuft und die am nördlichen, linken Ufer gelegenen Festlager einer stärkeren Sonnenbestrahlung ausgesetzt sind wie die im Widerlagerschatten liegenden Bewegungslager am südlichen Ufer. Bei diesen sind außerdem Schutzkästen aus Blech angebracht, so daß auch dadurch eine Abminderung ihrer Erwärmung gegeben ist. Wie im folgenden nachgewiesen wird, lag die Ursache der Ribbildung darin, daß der harte Zementverguß am Umfang der versenkten Lagerplatte die Möglichkeit einer freien Wärmedehnung verhindert hat, wodurch bei der ansehnlichen Größe dieser Platte ganz bedeutende waagerechte Kräfte auf den Rand des Quaders zur Wirkung kamen und denselben absprengten.

Die Abb. 3 stellt einen lotrechten Schnitt durch die Lagerplatte und den Quader vor, die Breite senkrecht zur Bildebene sei b cm. Der Reibungswiderstand R an der Unterseite der Lagerplatte ergibt sich aus der lotrechten Pressung $\sigma_0 = \frac{A}{b \cdot l}$ mit

$$(1) \quad R = \mu \cdot \sigma_0 \cdot b \cdot r.$$

Die Gegenkraft aus der verhinderten Wärmedehnung ist

$$(2) \quad P = b \cdot d \cdot E \cdot \alpha \cdot t_1.$$

Aus $R = P$ folgt jene Temperaturänderung t_1 , mit welcher die Reibungskraft im Gleichgewichte steht

$$(3) \quad t_1 = \frac{\mu \cdot \sigma_0 \cdot r}{d \cdot E \cdot \alpha}.$$

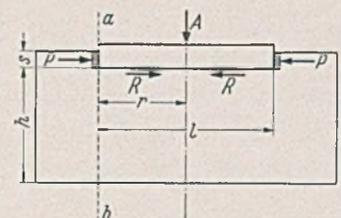


Abb. 3. Lotrechter Schnitt.

In der Richtung quer zur Brückenachse gelten die Werte $l = 166$ cm, $r = 83$ cm, $b = 145$ cm, $d = 8$ cm, $\sigma_0 = 31,8$ kg/cm², $\mu = 0,40$, $E = 2,150000$ kg/cm², $\alpha = 0,000012$, $E_x = 25,8$, woraus nach Gl. (3).

$$t_1 = \frac{0,40 \cdot 31,8 \cdot 83}{8 \cdot 25,8} = + 5^\circ \text{C}.$$

Bei einer Temperaturänderung um t wirkt auf den Rand der Quadervertiefung die Kraft

$$(4) \quad P = b \cdot d \cdot E \cdot (t - t_1).$$

Setzt man $t = + 35^\circ \text{C}$, so ergibt sich $(t - t_1) = 35 - 5 = 30^\circ$ und $P = 145 \cdot 8 \cdot 25,8 \cdot 30 = 898 t$.

Die Beanspruchungen im Schnitt $a-b$ folgen aus den gegebenen Werten $F = 195 \cdot 84 = 16\,380$ cm², $W = \frac{1}{6} 195 \cdot 84^2 = 229\,320$ cm³, $M = 898\,000 \cdot 45 = 40,410\,000$ kg cm mit

$$\sigma = \frac{898\,000}{16\,380} \pm \frac{40\,410\,000}{229\,320} = 55 \pm 176 = + 231 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug} \\ - 121 \text{ „ Druck.}$$

Die laut Prüfungszeugnis festgestellte Biegefestigkeit des Gra-

nites von 177 kg/cm² ist somit um rund 30% überschritten. Bei einer Erwärmung der Lagerplatte um $\Delta t = 30 \cdot \frac{177}{231} + 5 = 28^\circ\text{C}$ erreicht die Beanspruchung des Quaders die Höhe der Biegefestigkeit.

In der Richtung parallel zur Brückenachse ist anzunehmen $l = 145\text{ cm}$, $r = 72,5\text{ cm}$, $b = 166\text{ cm}$, $d = 8\text{ cm}$, die übrigen Größen wie früher. Damit ergibt die Gl. (3).

$$t_1 = \frac{0,40 \cdot 31,8 \cdot 72,5}{8 \cdot 25,8} = 4,5^\circ\text{C}$$

also fast denselben Wert wie in der Querrichtung. Hingegen liefert die Gl. (4) mit $(t-t_1) = 35 - 4,5 = 30,5^\circ$

$$P = 166 \cdot 8 \cdot 25,8 \cdot 30,5 = 1045\text{ t.}$$

Die Beanspruchungen ergeben sich aus den bezüglichen Ansätzen

$$F = 210 \cdot 84 = 17640\text{ cm}^2, \quad W = \frac{1}{6} \cdot 210 \cdot 84^2 = 246\,960\text{ cm}^3,$$

$$M = 1,045\,000 \cdot 45 = 47,025\,000\text{ kg cm mit}$$

$$\sigma = \frac{1\,045\,000}{17\,640} \pm \frac{47\,025\,000}{246\,960} = 59 \pm 190 = +249\text{ kg/cm}^2\text{ Zug}$$

-131 „ Druck.

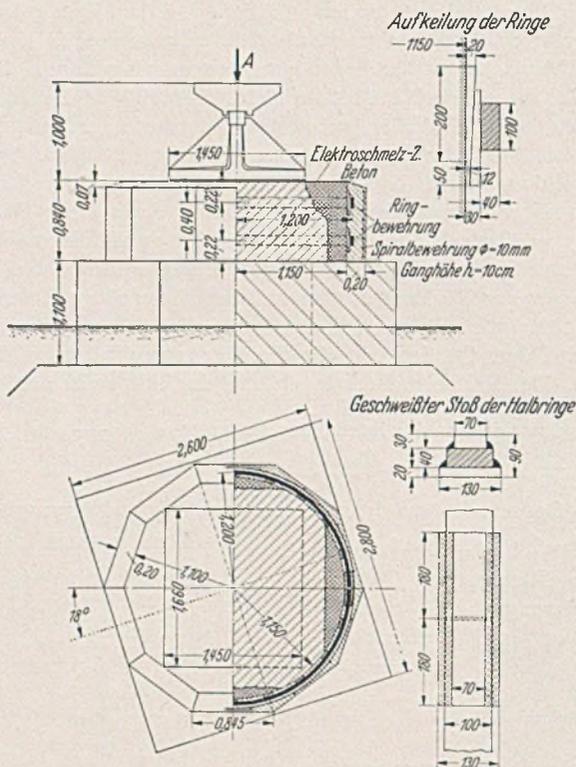


Abb. 4. Instandsetzung des Auflagerquaders.

Die Biegefestigkeit von 177 kg/cm² ist um rund 41% überschritten. Schon bei einer Erwärmung der Lagerplatte um

$$\Delta t = 30,5 \cdot \frac{177}{249} + 4,5 = 26^\circ\text{C}$$

erreicht die Beanspruchung des Quaders die Biegefestigkeit.

Beim Abnehmen der abgesprengten Teile des Quaders zeigte sich, daß die Absprengung in schräg nach außen verlaufenden Rissen erfolgt war und daß der Kern unbeschädigt geblieben war. Die Beschaffenheit desselben war einwandfrei und von homogener, feinkörniger Struktur. Die erforderliche Anarbeitung des Kernes mittels Luftdruckhämmer für die Instandsetzung ergab eine Verringerung der Auflagerfläche auf rund 80% der Lagerplattenfläche, so daß eine vorübergehend erhöhte Pressung auftrat. Sie ergab sich rechnungsmäßig mit

$$\max \sigma = \frac{49,4}{0,80} = 62\text{ kg/cm}^2$$

und die vorhandene Sicherheit $n = \frac{1856}{62} = 30$ fach.

Zunächst wurde der freigelegte Quaderkern mit einer zylindrischen Schalung umschlossen und unter Verwendung von Elektroschmelzement eine Ergänzung in Beton auf einen Vollzylinder hergestellt (Abb. 4). Auf diesen Körper wurden sodann 2 autogen geschweißte Stahlringe 40/100 mm mittels Stahlkeilen aufgezogen (Abb. 5). Schließlich erfolgte eine Wiederherstellung der ursprünglichen Quaderform in etwas vereinfachter Gestaltung durch Anbringung eines spiralbewehrten Vorsatzbetons mit Granitgrus als

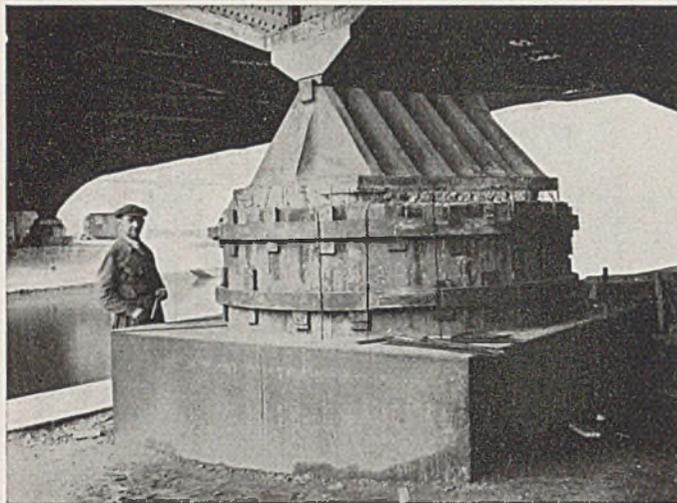


Abb. 5. Aufkeilung der Stahlringe.

Zuschlagstoff und fein gestockten Sichtflächen. Diese Herstellungen erfolgten derart, daß die Lagerplatte samt Bleizwischenlage frei liegend blieb und keine Behinderung der Wärmedehnung mehr eintritt. Eine Gefahr der Überwindung der gleitenden Reibung zwischen Lagerplatte und Quader besteht nicht, da der Reibungs-

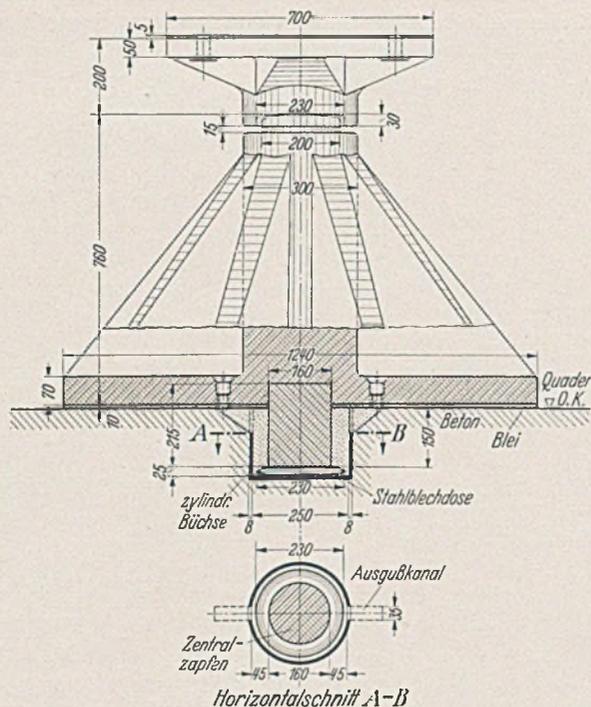


Abb. 6. Neue Ausbildung von Brückenlagern.

widerstand für Eigenlast $R_0 = 0,40 \cdot 765,5 = 306\text{ t}$ weder durch die horizontalen Kräfte aus der Verkehrslast noch durch die rollende Reibung der beweglichen Lager überwunden werden kann. Um bei den unbeschädigten Quadern der Bewegungslager eine ähnliche Zerstörung auszuschalten, wurde dort der Zementvergüß am Umfang der Lagerplatten entfernt und durch einen Ausguß mit Bitumen ersetzt. Die Instandsetzungen waren nach 26 Arbeitstagen einwandfrei fertiggestellt, sie wurden von der Firma Wayß

& Freytag A.G. und Meinong G. m. b. H. durchgeführt, der Entwurf und die Berechnungen stammen von Ing. R. Wuczkowski.

Die geschilderte Ribbildung bei den Lagerquadern und die hierbei veranlaßten Untersuchungen ließen es ratsam erscheinen, bei Neuherstellungen auf eine ungehinderte Wärmedehnung der Lagerplatten bedacht zu sein. Dies ist um so mehr notwendig, je größer die Abmessungen der Lagerplatten sind. Bei der im Bau befindlichen Rotundenbrücke in Wien wurde daher eine andere Art der Ausbildung von Lagerplatten gewählt, welche in der Abb. 6 dargestellt ist. Die 70 mm starke Lagerplatte liegt unter Zwischenschaltung einer 10 mm dicken Einlage aus Hartblei ganz frei auf der Quaderfläche, so daß ihre Wärmedehnungen ungehindert erfolgen können. Zu ihrer dauernden Festhaltung und zur Verhinderung von Verschiebungen bei horizontalen Kraftwirkungen wurde im Schwerpunkte der Platte ein zylindrischer Stahlzapfen von $D = 160$ mm Durchmesser eingesetzt. In dem aus Eisenbeton bestehenden Quader wurde vorher eine zylindrische Büchse aus Stahlblech von $D_1 = 250$ mm Durchmesser und 8 mm Wandstärke einbetoniert. Wenn der lotrechte Auflagerdruck zur Wirkung kommt, so wird die Lagerplatte eine geringfügige Quetschung der Bleizwischenlage hervorrufen. Hierbei könnte ein Aufsitzen des Lagerzapfens auf den Boden der Büchse bzw. auf den Quader ein-

treten, wodurch eine örtliche Überbeanspruchung und allenfalls eine Zerstörung des Quaders erfolgen würde. Um dies zu verhindern, wurde eine flache, linsenförmige Stahlblechdose von $D_2 = 230$ mm Durchmesser unterhalb des Zapfens eingelegt, welche als nachgiebiger Polster bewirkt, daß der Zapfen bei der Übertragung der lotrechten Kräfte ausgeschaltet bleibt. Nach dem Versetzen des Lagers erfolgte durch 2 mit Schrauben verschließbare Ausgußlöcher das Vergießen des Hohlraumes mit eingepreßtem Zementmörtel. Diese Ausbildung von Brückenlagern wird namentlich dort am Platze sein, wo infolge großer Abmessungen der Lagerplatten deren Wärmedehnungen erheblich sind und nicht behindert werden dürfen. Zumindest soll bei versenkten Lagerplatten an der Randfuge ein Verguß mit Zementmörtel nicht angewendet werden, sondern durch eine Füllung mit Blei oder Bitumen ersetzt werden. Die Ausführung von eingehenden Versuchen zur Feststellung des Reibungsbeiwertes von Hartblei unter höheren Pressungen wäre jedenfalls sehr erwünscht, um die Sicherheit der Lagerplatten gegen horizontale Verschiebung verlässlich beurteilen zu können. Das beschriebene Beispiel der Ribbildung zeigte neuerlich, daß auch scheinbar geringfügige Fehler oft nennenswerte Wirkungen auslösen können, und daß daher eine sorgfältige Ausbildung der Einzelheiten jedes Bauteiles immer das erstrebenswerte Ziel sein muß.

BEITRAG ZUR BERECHNUNG VON EISENBETONQUERSCHNITTEN AUF SCHIEFE BIEGUNG MIT UND OHNE NORMALKRAFT.

Von Dipl.-Ing. Ludwig Nolte, Berlin.

A. Einleitung.

Das Problem der schiefen Biegung, d. h. der Biegung in bezug auf beide Querschnittsachsen mit und ohne Normalkraft, ist bislang selten bearbeitet worden. Erst kurz vor Fertigstellung dieses Aufsatzes sind mir zwei Arbeiten bekannt geworden, die dieses Thema behandeln, und zwar ein Aufsatz von Dr. Bayerl¹ und ein Buch von M a g n e l², der ein Kapitel der schiefen Biegung widmet. Trotzdem dürften die im folgenden gezeigten Methoden das Interesse der Fachkollegen in gewisser Hinsicht finden. Der Fall der Biegung auf zwei Querschnittsachsen ist gar nicht so selten. Die Aufgabe, verschiedene Steinpfeiler der Berliner Hochbahn durch Eisenbetonpfeiler zu ersetzen, gab die Veranlassung zu dieser Studie; auch bei anderen Bauteilen tritt schiefe Biegung auf, z. B. bei Eckstützen im Hochbau und bei Rahmenstielen von Eisenbetonbrücken, die auf Wind beansprucht werden. Da nun erfahrungsgemäß auch geübten Statikern die Berechnung auf schiefe Biegung häufig gewisse Schwierigkeiten macht, dürften die folgenden Ausführungen von allgemeinem Interesse sein.

B. Ermittlung der Spannungen für einen Sonderfall.

I. Vorbemerkung.

Die vorliegende Arbeit beschränkt sich auf einen allerdings oft vorkommenden Sonderfall der Bewehrung. Es ist jedoch leicht möglich, die hier gezeigten Entwicklungen auch auf andere Bewehrungsfälle auszudehnen.

Der Rechteckquerschnitt Abb. 1 habe die Seitenlängen d und b . Die Bewehrung längs der vier Querschnittsseiten ist einander gleich und gleichmäßig über die Querschnittslänge verteilt angenommen. Der Abstand der Eisen von den Achsen ist auf $0,45 d$ bzw. $0,45 b$ festgesetzt. Für einen solchen Querschnitt ist Symmetrie in bezug auf die Diagonale vorhanden.

Eine Normalkraft N , die in einem Punkt $P(x, y)$ außerhalb des Kerns angreift, erzeugt im Querschnitt Zug- und Druckspannungen. Bei gegebener Bewehrung und gegebener Lage des Lastangriffspunktes P ist die Lage der Nullinie und damit die Gestalt der wirksamen Betondruckfläche bestimmt, die entweder ein

Dreieck, ein Viereck oder ein Fünfeck ist. Die Spannungen sind hierbei verhältnismäßig der Größe der Kraft N . Man kann diese Spannungen ausdrücken durch die Beziehungen

$$(1) \quad \sigma_{b \max} = m \cdot \frac{N}{bd} = m \sigma_0$$

und

$$(2) \quad \sigma_{e \max} = p \cdot \frac{N}{bd} = p \sigma_0.$$

In Abb. 7 sind für $\mu = 1\%$ für verschiedene Werte von m und p zwei Kurvenscharen aufgetragen. Das bedeutet: Wandert der Angriffspunkt der Kraft N längs einer Kurve m oder p , so erzeugt sie

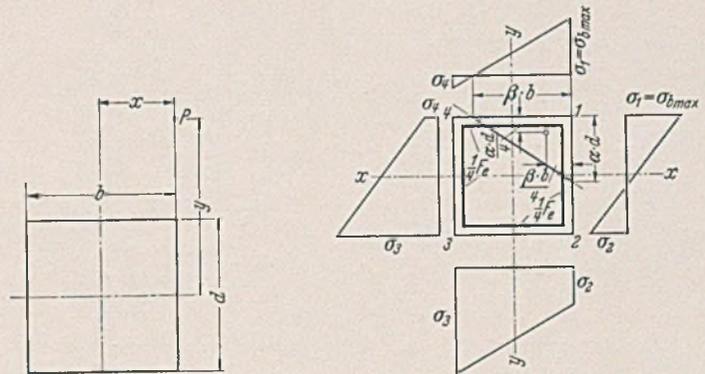


Abb. 1.

Abb. 2.

immer die gleiche größte Druckspannung bzw. Eisenzugspannung in dem untersuchten Querschnitt. Mit diesen Kurvenscharen ist also innerhalb des dargestellten Bereichs die Spannungsermittlung für jeden beliebigen Lastangriffspunkt gelöst. Um zu diesem Endziel zu gelangen, muß man jedoch zunächst die Spannungsnullinie ermitteln. Die Ableitungen sind verschieden, je nach der Form der Betondruckfläche.

II. Ermittlung der Spannungsnullinie.

a) Die wirksame Betonfläche ist ein Dreieck.

Nach Abb. 2 ist der Inhalt des Spannungstetraeders des Betons:

$$(3) \quad V_b = \int \sigma_b dV_b = \frac{1}{6} \alpha \beta \cdot d \cdot b \cdot \sigma_{b \max} = \frac{F \sigma_{b \max}}{24} \cdot 4 \alpha \beta.$$

¹ Doppelt außermittig beanspruchte Eisenbetonquerschnitte bei Ausschluß der Betonzugspannungen. Bauing. 16 (1935) S. 501 ff.

² Practique du calcul du béton armé, 2. Band, Gent 1936; vgl. die Buchbesprechung Bauing. 17 (1936) S. 66.

Die statischen Momente in bezug auf die Querschnittsachsen sind:

$$(4) \quad S_{xb} = V_b \cdot d \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{4} \cdot \alpha \right) = \frac{F d \sigma_{b \max}}{24} \cdot \alpha \beta (2 - \alpha),$$

$$(5) \quad S_{yb} = V_b \cdot b \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{4} \cdot \beta \right) = \frac{F b \sigma_{b \max}}{24} \cdot \alpha \beta (2 - \beta).$$

Zur Berechnung der Eisenspannungen benötigt man noch die ideellen Betonspannungen in den übrigen drei Ecken. Es ist

$$(6) \quad \sigma_2 = \sigma_{b \max} \cdot \left(1 - \frac{1}{\alpha} \right),$$

$$(7) \quad \sigma_3 = \sigma_{b \max} \cdot \left(1 - \frac{1}{\alpha} - \frac{1}{\beta} \right),$$

$$(8) \quad \sigma_4 = \sigma_{b \max} \cdot \left(1 - \frac{1}{\beta} \right).$$

Die Eisenspannungen an den Eckpunkten der Bewehrung sind, wie sich gleichfalls leicht ableiten läßt,

$$(9) \quad \sigma_{1e} = 15 [0,95^2 \sigma_1 + 0,95 \cdot 0,05 (\sigma_2 + \sigma_4) + 0,05^2 \sigma_3]$$

$$(10) \quad \sigma_{2e} = 15 [0,95 \cdot 0,05 (\sigma_1 + \sigma_3) + 0,95^2 \sigma_2 + 0,05^2 \sigma_4]$$

$$(11) \quad \sigma_{3e} = 15 [0,05^2 \sigma_1 + 0,95 \cdot 0,05 (\sigma_2 + \sigma_4) + 0,95^2 \sigma_3]$$

$$(12) \quad \sigma_{4e} = 15 [0,95 \cdot 0,05 (\sigma_1 + \sigma_3) + 0,05^2 \sigma_2 + 0,95^2 \sigma_4]$$

Aus den Gl. (9) bis (12) ergeben sich dann folgende Eckspannungen:

$$(13) \quad \sigma_{1e} = 15 \sigma_{b \max} \left(1 - \frac{0,05}{\alpha} - \frac{0,05}{\beta} \right),$$

$$(14) \quad \sigma_{2e} = 15 \sigma_{b \max} \left(1 - \frac{0,95}{\alpha} - \frac{0,05}{\beta} \right),$$

$$(15) \quad \sigma_{3e} = 15 \sigma_{b \max} \left(1 - \frac{0,95}{\alpha} - \frac{0,95}{\beta} \right),$$

$$(16) \quad \sigma_{4e} = 15 \sigma_{b \max} \left(1 - \frac{0,05}{\alpha} - \frac{0,95}{\beta} \right).$$

Die von den Rundeisen aufgenommene Normalkraft ist also nach Abb. 3:

$$(17) \quad V_e = \frac{F_e}{4} (\sigma_{1e} + \sigma_{2e} + \sigma_{3e} + \sigma_{4e}).$$

Durch Einsetzen von Gl. (13) bis (16) erhält man mit $F_e = \frac{\mu F}{100}$:

$$(18) \quad V_e = \frac{F \sigma_{b \max}}{24} \cdot 1,8 \mu \left(2 - \frac{1}{\alpha} - \frac{1}{\beta} \right)$$

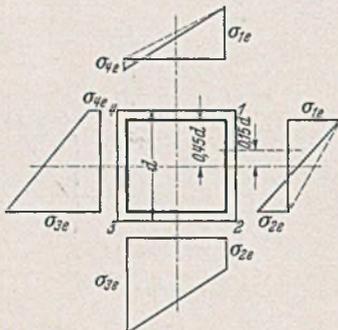


Abb. 3.

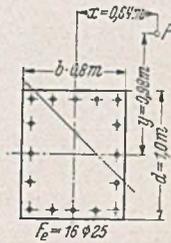


Abb. 4.

Die statischen Momente der Normalkräfte in den Rundeisen sind:

$$(19) \quad S_{xe} = \frac{F_e}{4} (\sigma_{1e} - \sigma_{2e} - \sigma_{3e} + \sigma_{4e}) \cdot \frac{0,45 + 0,15}{2} \cdot d$$

$$(19a) \quad = \frac{F}{8 \cdot 100} \cdot 0,6 \cdot \frac{15 \sigma_b}{\alpha \beta} \cdot 1,8 \beta \cdot d$$

$$(19b) \quad = \frac{F d \sigma_{b \max}}{24} \cdot \frac{0,486 \mu}{\alpha},$$

und entsprechend

$$(20) \quad S_{ye} = \frac{F b \sigma_{b \max}}{24} \cdot \frac{0,486 \mu}{\beta}.$$

Nun folgt aus den drei Gleichgewichtsbedingungen:

$$(21) \quad \sum V = 0,$$

$$(22) \quad \sum M_x = 0,$$

$$(23) \quad \sum M_y = 0.$$

$$(24) \quad N = V_b + V_e = \frac{F \sigma_{b \max}}{24} \left[4 \alpha \beta + 1,8 \mu \left(2 - \frac{1}{\alpha} - \frac{1}{\beta} \right) \right] \\ = F \cdot \sigma_{b \max} \cdot \frac{A}{24},$$

$$(25) \quad N \cdot y = N \eta \cdot d = \frac{F \cdot \sigma_{b \max} \cdot d}{24} \left[\alpha \beta (2 - \alpha) + \frac{0,486 \mu}{\alpha} \right],$$

$$(25a) \quad N \cdot \eta = F \cdot \sigma_{b \max} \cdot \frac{B}{24},$$

$$(26) \quad N \cdot \xi = \frac{F \cdot \sigma_{b \max}}{24} \cdot \left[\alpha \beta (2 - \beta) + \frac{0,486 \mu}{\beta} \right],$$

$$(26a) \quad = F \cdot \sigma_{b \max} \cdot \frac{C}{24},$$

$$(27) \quad \text{wo } A = 4 \alpha \beta + 1,8 \mu \cdot \left(2 - \frac{1}{\alpha} - \frac{1}{\beta} \right),$$

$$(28) \quad B = \alpha \beta \cdot (2 - \alpha) + \frac{0,486 \mu}{\alpha},$$

$$(29) \quad C = \alpha \beta \cdot (2 - \beta) + \frac{0,486 \mu}{\beta}.$$

Folglich ist

$$(30) \quad \eta = \frac{B}{A} = \frac{\alpha \beta \cdot (2 - \alpha) + \frac{0,486 \mu}{\alpha}}{4 \alpha \beta + 1,8 \mu \cdot \left(2 - \frac{1}{\alpha} - \frac{1}{\beta} \right)}$$

$$(31) \quad \xi = \frac{C}{A} = \frac{\alpha \beta \cdot (2 - \beta) + \frac{0,486 \mu}{\beta}}{4 \alpha \beta + 1,8 \mu \cdot \left(2 - \frac{1}{\alpha} - \frac{1}{\beta} \right)}.$$

Durch Gl. (30) und (31) ist für jede beliebige Lage der Nulllinie (soweit die Druckfläche dreieckförmig ist) die zugeordnete Lage des Kraftangriffspunktes gegeben.

Ermittelt man nun bei einer bestimmten Bewehrungsziffer μ für mehrere beliebige Wertpaare, z. B. $\alpha = 0,8, \beta = 1,0$ oder $\alpha = 0,8, \beta = 0,9$ die zugehörigen Werte für ξ und η , und trägt die so erhaltenen Punkte P (ξ, η) auf, dann erhält man durch Verbindung der Punkte eine doppelte Kurvenschar, aus der man durch Interpolation und Probieren die eigentliche Aufgabe, für einen gegebenen Lastangriffspunkt die zugeordnete Nulllinie zu finden, lösen kann.

Dies ist in Abb. 7 für die Bewehrungsziffer $\mu = 1\%$ durchgeführt.

Aus den Gl. (24 a) bis (26 a) kann man dann bei ermitteltem α und β die Betondruckspannung errechnen. Diese ist

$$(32) \quad \sigma_{b \max} = \frac{24}{A} \cdot \frac{N}{F} = \frac{24}{A} \cdot \sigma_0 = m \sigma_0$$

$$(33) \quad = \frac{24}{B} \cdot \frac{N \eta}{F} = \frac{24 \eta}{B} \cdot \sigma_0 = \frac{24 \xi}{C} \cdot \sigma_0.$$

Die Eisenzugspannung (positiv eingesetzt) ergibt sich aus Gl. (15):

$$(34) \quad \sigma_{e \max} = 15 \sigma_{b \max} \cdot \left(1 - \frac{0,95}{\alpha} - \frac{0,95}{\beta} \right) = -15 D \sigma_{b \max},$$

$$(35) \quad \text{wo } D = -1 + \frac{0,95}{\alpha} + \frac{0,95}{\beta}.$$

$$(36) \quad \sigma_{e \max} = 360 \cdot \frac{D}{A} \cdot \sigma_0 = p \cdot \sigma_0.$$

Man kann die Werte m und p als spezifische Beton- bzw. Eisenspannung bezeichnen.

Ein Zahlenbeispiel möge die Methode erläutern: Gegeben sei Querschnitt Abb. 4.

$$F = 80 \cdot 100 = 8000 \text{ cm}^2,$$

$$F_e = 78,54 \text{ cm}^2,$$

$$= \sim 1\%.$$

Die Last $N = 28000 \text{ kg}$ greift im Punkte P mit den Koordinaten $y = 0,98 \text{ m}, x = 0,64 \text{ m}$ an. Dann ist $\eta = 0,98, \xi = \frac{0,64}{0,8} = 0,8$.

Aus der Kurventafel Abb. 7 ergibt sich dann

$$\alpha = 0,7, \quad \beta = 0,9.$$

Ferner folgt aus Gl. (27) und (35):

$$A = 4 \cdot 0,7 \cdot 0,9 + 1,8 \cdot \left(2 - \frac{1}{0,7} - \frac{1}{0,9} \right) = 2,52 - 1,8 \cdot 0,5397 = 1,549,$$

$$D = -1 + \frac{0,95}{0,7} + \frac{0,95}{0,9} = -1 + 1,357 + 1,0556 = 1,413.$$

Somit ist nach Gl. (32) und (36) mit

$$\sigma_0 = \frac{28\ 000}{8000} = 3,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b\max} = \frac{24}{1,549} \cdot 3,5 = 15,45 \cdot 3,5 = 54,3 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{e\max} = 360 \cdot \frac{1,413}{1,549} \cdot 3,5 = 329 \cdot 3,5 = 1150 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ist noch zu erwähnen, daß der Wert A auch negativ werden kann. So ist z. B. für $\alpha = \beta = 0,6687$

$$A = 0.$$

Werden nun α und β kleiner, so wird

$$A < 0 \text{ und folglich } \xi \text{ und } \eta < 0.$$

Das bedeutet, daß bei dieser Lage der Nulllinie der Lastangriffspunkt P im dritten Quadranten liegt und N eine Zugkraft wird. Dieser Fall soll jedoch wegen seiner geringen Bedeutung für die Praxis nicht weiter verfolgt werden. Dagegen ist der Grenzfall $A = 0$ von Wichtigkeit, da er den Fall reiner schiefer Biegung ohne Normalkräfte darstellt. Die Betonspannung kann dann nur durch Gl. (33) ermittelt werden.

b) Die wirksame Betonfläche ist ein Viereck.

Die Ableitung der Werte A, B, C und D ist grundsätzlich dieselbe wie unter a. Der Druckspannungskörper ist jedoch als Differenz zweier Tetraeder aufzufassen.

Nach Abb. 5 ist

$$(37) \quad V_b = \frac{1}{6} \cdot d \cdot b \cdot [\sigma_{b\max} \cdot \alpha (1 + \varphi) - \sigma_4 \cdot \gamma \cdot \varphi].$$

$$(38) \quad S_{xb} = \frac{1}{6} \cdot d \cdot b \cdot [\sigma_{b\max} \cdot \alpha (1 + \varphi) \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{4} \alpha \right) - \sigma_4 \gamma \varphi \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{4} \gamma \right)],$$

$$(39) \quad S_{yb} = \frac{1}{6} \cdot d \cdot b^2 \left[\sigma_{b\max} \cdot \alpha (1 + \varphi) \left(\frac{1}{2} - \frac{1 + \varphi}{4} \right) + \sigma_4 \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{4} \gamma \right) \right].$$

$$(40) \quad \text{Mit } \varphi = \frac{\gamma}{\alpha - \gamma} \text{ und}$$

$$(41) \quad \sigma_4 = \sigma_{b\max} \cdot \frac{\gamma}{\alpha}$$

gehen die Gl. (37) bis (39) inüber

$$(42) \quad V_b = \frac{F \cdot \sigma_{b\max}}{24} \cdot 4 \cdot \frac{\alpha^3 - \gamma^3}{\alpha(\alpha - \gamma)},$$

$$(43) \quad S_{xb} = \frac{F \cdot d \cdot \sigma_{b\max}}{24} \cdot \frac{2(\alpha^3 - \gamma^3) - (\alpha^4 - \gamma^4)}{\alpha(\alpha - \gamma)},$$

$$(44) \quad S_{yb} = \frac{F \cdot b \cdot \sigma_{b\max}}{24} \cdot \frac{\alpha^2 - \gamma^2}{\alpha}.$$

Die Betonspannungen in den Ecken sind:

$$(45) \quad \sigma_2 = \sigma_{b\max} \cdot \left(1 - \frac{1}{\alpha} \right),$$

$$(46) \quad \sigma_3 = \sigma_{b\max} \cdot \frac{\gamma - 1}{\alpha},$$

$$(47) \quad \sigma_4 = \sigma_{b\max} \cdot \frac{\gamma}{\alpha}.$$

Setzt man diese Gleichungen in Gl. (9) bis (12) ein, so erhält man:

$$(48) \quad \sigma_{1c} = 15 \cdot \sigma_{b\max} \cdot \left(0,95 - \frac{0,05}{\alpha} + \frac{0,05\gamma}{\alpha} \right),$$

$$(49) \quad \sigma_{2c} = 15 \cdot \sigma_{b\max} \cdot \left(0,95 - \frac{0,95}{\alpha} + \frac{0,05\gamma}{\alpha} \right),$$

$$(50) \quad \sigma_{3c} = 15 \cdot \sigma_{b\max} \cdot \left(0,05 - \frac{0,95}{\alpha} + \frac{0,95\gamma}{\alpha} \right),$$

$$(51) \quad \sigma_{4c} = 15 \cdot \sigma_{b\max} \cdot \left(0,05 - \frac{0,05}{\alpha} + \frac{0,95\gamma}{\alpha} \right).$$

Hieraus ergibt sich:

$$(52) \quad V_c = \frac{F_c}{4} \cdot (\sigma_{1c} + \sigma_{2c} + \sigma_{3c} + \sigma_{4c}) = \frac{F \sigma_{b\max}}{24} \cdot 1,8 \mu \cdot \frac{\alpha + \gamma - 1}{\alpha},$$

$$(53) \quad S_{xc} = \frac{F_c}{4} \cdot 0,3 d \cdot (\sigma_{1c} - \sigma_{2c} - \sigma_{3c} + \sigma_{4c}) = \frac{F d \sigma_{b\max}}{24} \cdot \frac{0,486 \mu}{\alpha},$$

$$(54) \quad S_{yc} = \frac{F_c}{4} \cdot 0,3 b \cdot (\sigma_{1c} + \sigma_{2c} - \sigma_{3c} - \sigma_{4c}) = \frac{F b \sigma_{b\max}}{24} \cdot 0,486 \mu \cdot \left(1 - \frac{\gamma}{\alpha} \right)$$

und weiter:

$$(55) \quad N = V_b + V_c = \frac{F \cdot \sigma_{b\max}}{24} \cdot \left[4 \cdot \frac{\alpha^3 - \gamma^3}{\alpha(\alpha - \gamma)} + 1,8 \mu \cdot \frac{\alpha + \gamma - 1}{\alpha} \right]$$

$$(55a) \quad = \frac{F \cdot \sigma_{b\max}}{24} \cdot A.$$

$$(56) \quad \left\{ \begin{aligned} N \cdot \eta &= \frac{1}{d} \cdot (S_{xb} + S_{xc}) \\ &= \frac{F \sigma_{b\max}}{24} \cdot \left[\frac{2(\alpha^3 - \gamma^3) - (\alpha^4 - \gamma^4)}{\alpha(\alpha - \gamma)} + \frac{0,486 \mu}{\alpha} \right] \end{aligned} \right.$$

$$(56a) \quad = \frac{F \sigma_{b\max}}{24} \cdot B.$$

$$(57) \quad N \cdot \xi = \frac{1}{b} \cdot (S_{yb} + S_{yc}) = \frac{F \sigma_{b\max}}{24} \cdot \left[\frac{\alpha^2 - \gamma^2}{\alpha} + 0,486 \mu \frac{\alpha - \gamma}{\alpha} \right]$$

$$(57a) \quad = \frac{F \sigma_{b\max}}{24} \cdot C.$$

Hierbei ist:

$$(58) \quad A = 4 \cdot \frac{\alpha^3 - \gamma^3}{\alpha(\alpha - \gamma)} + 1,8 \mu \cdot \frac{\alpha + \gamma - 1}{\alpha},$$

$$(59) \quad B = \frac{2(\alpha^3 - \gamma^3) - (\alpha^4 - \gamma^4)}{\alpha(\alpha - \gamma)} + \frac{0,486 \mu}{\alpha},$$

$$(60) \quad C = \frac{\alpha^2 - \gamma^2}{\alpha} + 0,486 \mu \cdot \frac{\alpha - \gamma}{\alpha}.$$

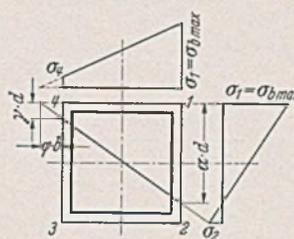


Abb. 5.

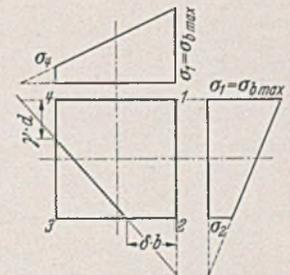


Abb. 6.

Der Wert „D“ ist ähnlich wie vor nach Gl. (34) und (50)

$$(61) \quad D = \frac{0,95 - 0,05\alpha - 0,95\gamma}{\alpha}.$$

Wie für den Fall dreieckförmiger Belastungsfläche ist auch hier für runde Werte von α und γ die doppelte Kurvenschar aufgetragen, wobei die Kurven für α in die der dreieckförmigen Belastungsfläche übergehen. Die Spannungen berechnen sich nach Gl. (32) bis (34); die Werte für A, B, C und D sind hierbei den Gl. (58) bis (61) zu entnehmen.

c) Die wirksame Betondruckfläche ist ein Fünfeck.

Dieser Fall ist von untergeordneter Bedeutung, da hier die Zugspannungen der Eisen immer unter der zulässigen Grenze bleiben. Im Grenzfall $\alpha = 1,0$, $\gamma = 0$ oder $\gamma = \delta = 0$ ist nach Gl. (61):

$$\sigma_c = 15 D \sigma_{b\max} = 15 \cdot \frac{0,95 - 0,05}{1,0} \cdot \sigma_{b\max} = 13,5 \sigma_{b\max}.$$

Die Eisenspannung würde also auch bei der nur ausnahmsweise zugelassenen Betondruckspannung von 80 kg/cm² höchstens 1080 kg/cm² betragen.

Der Vollständigkeit halber sollen jedoch die recht verwickelten Endergebnisse hier mitgeteilt werden.

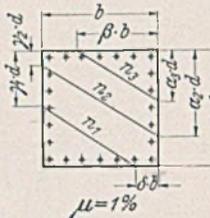
$$(62) \quad A = 4 \cdot \frac{(1-\gamma\delta)^3 - \gamma^3(1-\delta)^3 - \delta^3(1-\gamma)^3}{(1-\gamma\delta)(1-\gamma)(1-\delta)} + 1,8\mu \cdot \frac{\gamma(1-\delta) + \delta(1-\gamma)}{1-\gamma\delta}$$

$$(63) \quad B = \frac{(1-\gamma\delta)^3(1-2\delta+\gamma\delta) - \gamma^3(1-\delta)^3(2-\gamma)}{(1-\gamma\delta)(1-\gamma)(1-\delta)}$$

$$(64) \quad C = \frac{\delta^3(1-\gamma)^3(2-\delta-\gamma\delta)}{(1-\gamma\delta)(1-\gamma)(1-\delta)} + 0,486\mu \cdot \frac{1-\gamma}{1-\gamma\delta}$$

$$(65) \quad D = \frac{0,9 - 0,95\gamma - 0,95\delta + \gamma\delta}{1-\gamma\delta}$$

Diese Werte vereinfachen sich für $\gamma = \delta$ (Nulllinie parallel zur Diagonalen) zu:



$$(66) \quad A = 4 \cdot \frac{(1+\gamma)^3 - 2\gamma^3}{1+\gamma} + 3,6\mu \cdot \frac{1}{1+\gamma}$$

$$(67) \quad B = C = \frac{1+2\gamma-2\gamma^3+\gamma^4}{1+\gamma} + \frac{0,486\mu}{1+\gamma}$$

$$(68) \quad D = \frac{0,9 - 1,9\gamma + \gamma^2}{1-\gamma^2}$$

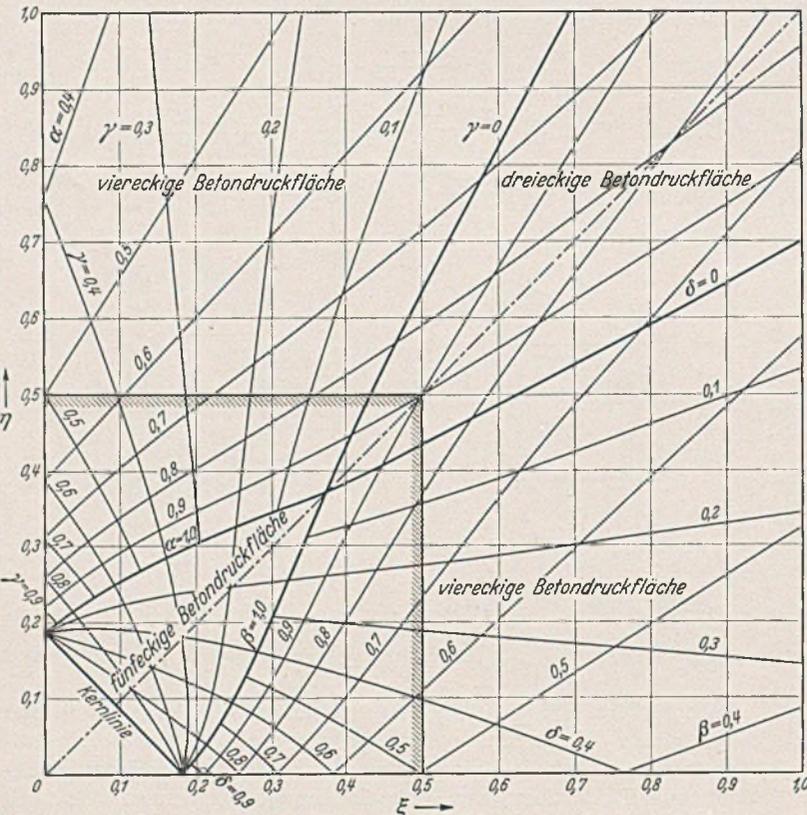


Abb. 7.

Die Kurvenscharen (Abb. 7) sind auch für diesen Lastfall aufgetragen, so daß sich ein vollständiges Bild ergibt. Die Linien entsprechen den U-Kurven in dem genannten Aufsatz von Bayerl.

III. Direkte Ermittlung der Spannungen.

a) Für kleine und mittlere Exzentrizitäten.

Mit Hilfe der in Abschnitt II abgeleiteten Formeln lassen sich, wie das oben durchgeführte Zahlenbeispiel beweist, die Betondruck-

und Eisenzugspannungen berechnen, und zwar gilt das auch für beliebige Werte von μ . Das Verfahren hat aber den Nachteil, daß man die Werte α , β und γ erst nach mehrmaligem Probieren erhält, wobei diese Werte auf mehrere Dezimalen genau ermittelt werden müssen. Es soll daher gezeigt werden, wie man für einen gegebenen Querschnitt mit Hilfe der Linien gleicher Spannungen die Beanspruchungen unmittelbar ablesen kann. Das Verfahren soll für $\mu = 1\%$ durchgeführt werden.

Wie man diese Kurven punktweise konstruieren kann, sieht man am besten aus den folgenden Ableitungen. Für $\gamma = 0$ bzw. $\beta = 1$ gelten nach Gl. (27) bis (29), (35), (58) bis (61) folgende Beziehungen:

$$(69) \quad A = 4\alpha + 1,8 \cdot \frac{\alpha - 1}{\alpha}$$

$$(70) \quad B = \alpha \cdot (2 - \alpha) + \frac{0,486}{\alpha}$$

$$(71) \quad C = \alpha + 0,486$$

$$(72) \quad D = \frac{0,95 - 0,05\alpha}{\alpha}$$

Nun ist nach Gl. (32):

$$(73) \quad \sigma_{b \max} = \frac{24}{A} \sigma_0 = m \sigma_0 \text{ oder}$$

$$(73a) \quad \text{oder } A = \frac{24}{m}$$

Ferner ist

$$(74) \quad \sigma_{e \max} = 360 \cdot \frac{D}{A} \cdot \sigma_0 = p \sigma_0,$$

$$(74a) \quad \frac{A}{D} = \frac{360}{p}$$

(73a) und (74a) in (69) und (72) eingesetzt, ergibt nach einigen Umformungen:

$$(75) \quad \alpha^2 + \alpha \left(0,45 - \frac{6}{m} \right) - 0,45 = 0,$$

$$(76) \quad \alpha^2 + \alpha \left(0,45 + \frac{4,5}{p} \right) - \left(0,45 + \frac{8,55}{p} \right) = 0.$$

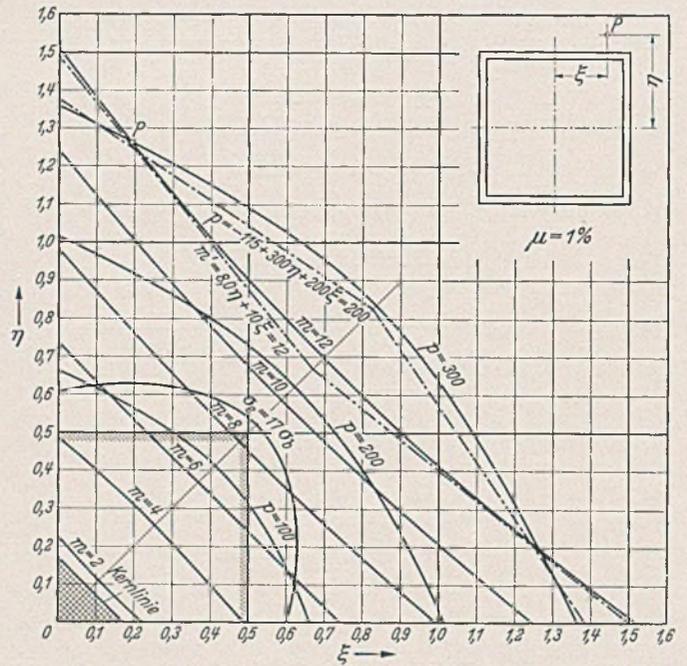


Abb. 8.

Setzt man nun für m und p beliebige ganzzahlige Werte ein, z. B. m = 6, 8, 10 usw., p = 100, 200, 300 usw., so lassen sich die Gl. (75) und (76) für α auflösen. Setzt man dann α in Gl. (69) bis (72) ein, so erhält man mit

$$\eta = \frac{B}{A} \quad \text{und} \quad \xi = \frac{C}{A}$$

die Koordinaten je eines Punktes der Linien m = 6, m = 8, p = 100, p = 200

Ähnliche Gleichungen lassen sich aufstellen für $\gamma = 0,1$ usw., $\beta = 0,9$ usw.

Für $\alpha = \gamma$ (Lastangriff in der Y-Achse, einfache Biegung) lauten die Gleichungen:

$$(77) \quad A = 12\alpha + 3,6 - \frac{1,8}{\alpha},$$

$$(78) \quad B = 6\alpha - 4\alpha^2 + \frac{0,486}{\alpha},$$

$$(79) \quad C = 0,$$

$$(80) \quad D = \frac{0,95 - \alpha}{\alpha}.$$

Für $\alpha = \beta$ (Lastangriff in der Diagonale) gilt:

$$(81) \quad A = 4\alpha^2 + 3,6 - \frac{3,6}{\alpha},$$

$$(82) \quad B = C = \alpha^2(2 - \alpha) + \frac{0,486}{\alpha},$$

$$(83) \quad D = \frac{1,9 - \alpha}{\alpha}.$$

Nach Auflösung der Gleichungen für bestimmte Werte von A bzw. $\frac{A}{D}$ ergeben sich dann neue Punkte der m- und p-Linie.

Auf diese Weise sind die m- und p-Linien für die Bewehrungsziffer $\mu = 1\%$ in Abb. 8 entstanden.

Ferner ist noch die Kurve:

$$\sigma_e : \sigma_b = 17 = 15 D$$

aufgetragen. Greift nämlich die Last auf dieser Kurve an, so sind die Eisenspannungen bei der größten zulässigen Betondruckspannung ($\sigma_b = 70 \text{ kg/cm}^2$) $\sigma_e = 17 \cdot 70 = 1190 \approx 1200 \text{ kg/cm}^2$. Man könnte diese Kurve als „Außenkern“ des Querschnitts bezeichnen, da bei einem Lastangriff innerhalb dieser Linie die Eisenzugspannungen immer unter der zulässigen Grenze bleiben. Ein Zahlenbeispiel möge die Anwendung der Abb. 8 erläutern. Gegeben sei der Querschnitt (Abb. 4). Eine Kraft $N = 24 \text{ t}$ greift im Punkt P mit den Koordinaten $x = 0,156 \text{ m}$, $y = 1,26 \text{ m}$ an. Dann ist

$$\xi = \frac{0,156}{0,80} = 0,195, \quad \eta = \frac{1,26}{1,00} = 1,26,$$

$$\sigma_0 = \frac{24 \cdot 000}{80 \cdot 100} = 3,0 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{b \max} = 12 \cdot 3,0 = 36 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{e \max} = 300 \cdot 3,0 = 900 \text{ kg/cm}^2.$$

Aus der Gestalt der Kurven läßt sich für kleine Exzentrizitäten bis $(\xi + \eta) < 0,8$ folgendes Näherungsverfahren ablesen:

Die Betondruckspannungen sind für $(\xi + \eta) < 0,8$ gleich denen, die eine Kraft, die in der Y-Achse im Abstände $\eta = \xi + \eta$ von der X-Achse angreift, hervorrufen würde. Die Eisenzugspannungen erhält man bei diesem Näherungsverfahren etwas zu groß, was aber ohne Belang ist, da sie fast immer kleiner als 1200 kg/cm^2 sind.

Ferner sieht man deutlich, wie für $m > 6$ und $p > 100$ die Kurven untereinander gleichen Abstand haben, und, was besonders für die m-Kurven zutrifft, wenig von der Geraden abweichen. Es liegt daher die Vermutung nahe, daß für größere Exzentrizitäten sich ein einfaches Gesetz ableiten läßt. Hierzu ist es jedoch erforderlich, den Grenzfall „schiefe Biegung ohne Normalkraft“ zu untersuchen.

b) Für schiefe Biegung ohne Normalkraft.

Setzt man in den Gl. (27) und (58) $A = 0$, so kann man die zugehörigen Werte für α und β , bzw. α und γ ermitteln. Diese Werte setzt man in die Gleichungen für B, C und D ein und erhält nach Gl. (33) und (36):

$$(84) \quad \sigma_{b \max} = \frac{24}{B} \cdot \frac{N\eta}{F} = \frac{24 M_x}{B b d^2} = \frac{24 M_x}{C b^2 d},$$

$$(85) \quad \sigma_{e \max} = 15 D \sigma_{b \max} = \frac{360 D}{B} \cdot \frac{M_x}{b d^2} = \frac{360 D}{C} \cdot \frac{M_y}{b^2 d}.$$

Für den Lastangriff in der Y-Achse wird $M_y = 0$,

$$\alpha = \gamma = 0,2653,$$

$$B = 3,1413, \quad C = 0,$$

$$(86) \quad \sigma_{b \max} = \frac{24}{3,1413} \cdot \frac{M_x}{b d^2} = 7,64 \cdot \frac{M_x}{b d^2} = E \cdot \frac{M_x}{b d^2},$$

$$(87) \quad \sigma_{e \max} = \frac{0,6847}{0,2653} \cdot 15 \cdot 7,64 \cdot \frac{M_x}{b d^2} = 296 \cdot \frac{M_x}{b d^2} = G \cdot \frac{M_x}{b d^2}.$$

Ferner wird für den Lastangriff in der Diagonalen:

$$M_y = \frac{b}{d} \cdot M_x,$$

$$\alpha = \beta = 0,6687, \quad B = C = 1,322,$$

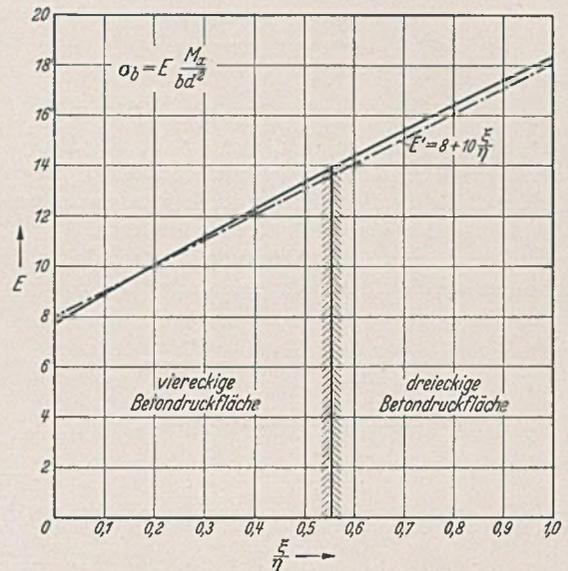


Abb. 9.

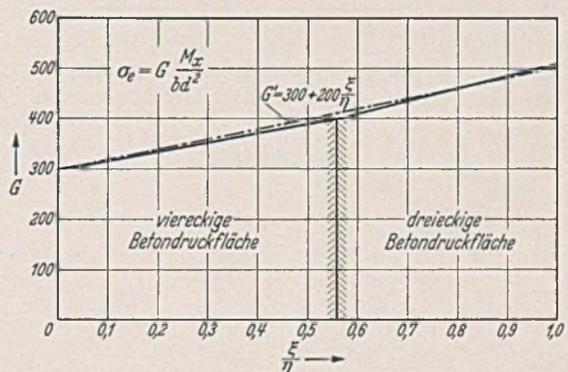


Abb. 10.

$$(88) \quad \sigma_{b \max} = \frac{24}{1,322} \cdot \frac{M_x}{b d^2} = 18,15 \cdot \frac{M_x}{b d^2} = 18,15 \cdot \frac{M_x}{b d^2} = E \cdot \frac{M_x}{b d^2},$$

$$(89) \quad \sigma_e = \frac{1,2313}{0,6687} \cdot 15 \cdot 18,15 \cdot \frac{M_x}{b d^2} = 501 \cdot \frac{M_x}{b d^2} = G \cdot \frac{M_x}{b d^2}.$$

Für $\gamma = 0$, $\alpha = 0,4826$ ist

$$A = 0, \quad B = 1,7394, \quad C = 0,9686,$$

$$(90) \quad \sigma_{b \max} = \frac{24}{1,7394} \cdot \frac{M_x}{b d^2} = 13,80 \cdot \frac{M_x}{b d^2} = E \cdot \frac{M_x}{b d^2},$$

$$(91) \quad \sigma_e = 397 \cdot \frac{M_x}{b d^2} = G \cdot \frac{M_x}{b d^2},$$

$$\frac{C}{B} = \frac{\xi}{\eta} = 0,557.$$

Trägt man die E- und G-Werte als Funktionen von $\frac{\xi}{\eta}$ auf, so erhält man die in Abb. 9 und 10 aufgetragenen Linien, die sich nur wenig von Geraden unterscheiden.

Man kann also mit großer Annäherung setzen:

$$(92) \quad E' = 8,0 + \frac{\xi}{\eta} \cdot 10,0,$$

$$(93) \quad G' = 300 + \frac{\xi}{\eta} \cdot 200.$$

Folglich ist:

$$(94) \quad \sigma_{b \max} = \frac{8,0 M_x}{bd^2} + \frac{10 M_y}{bd^2} \cdot \frac{\xi}{\eta}.$$

Da nun

$$(95) \quad M_y : M_x = \eta d : \xi b \text{ ist,}$$

so geht Gl. (94) über in

$$(96) \quad \sigma_{b \max} = \frac{8,0 M_x}{bd^2} + \frac{10,0 M_y}{b^2 d}$$

und entsprechend

$$(97) \quad \sigma_{e \max} = \frac{300 M_x}{bd^2} + \frac{200 M_y}{b^2 d}.$$

c) Für große Exzentrizitäten.

Hier erhalten die Gl. (96) und (97) ein Zusatzglied, das den Einfluß der Normalkraft berücksichtigt. Bei der Ableitung hat sich ergeben, daß für die Berechnung der Betonspannungen dieses Glied so klein ist, daß es vernachlässigt werden kann.

Auf eine Darstellung dieser Ableitung kann verzichtet werden. Der weiter unten durchgeführte Vergleich zeigt die Richtigkeit der folgenden Gleichungen:

$$(98) \quad \sigma_{b \max} = \frac{8,0 \cdot N \cdot y}{bd^2} + \frac{10,0 \cdot N \cdot x}{b^2 d},$$

$$(99) \quad \sigma_{e \max} = \frac{115 \cdot N}{bd^2} + \frac{300 N y}{bd^2} + \frac{200 \cdot N x}{b^2 d}$$

oder in anderer Schreibweise

$$(100) \quad m' = 8,0 \eta + 10 \xi,$$

$$(101) \quad p' = -115 + 300 \eta + 200 \xi.$$

Setzt man z. B. $m' = 12$ und $p' = 300$, so erhält man zwei gerade Linien als Näherungslinien. Diese Geraden sind in Abb. 8 eingetragen. Da sie meist unter den genauen Kurven für $m = 12$ und $p = 300$ liegen, so erhält man die Spannungen mit Hilfe dieser Linien etwas zu groß. Jedoch beträgt der Fehler nur wenige v.H. Wenn die Gl. (100) und (101) einerseits für kleine Exzentrizitäten, andererseits für $\xi = \eta = \infty$ nur ganz gering von den genauen Werten abweichen, so ist damit ihre allgemeine Brauchbarkeit für $m > 12$ bzw. $p > 300$ bewiesen.

C. Schlußbetrachtung und Ausblick.

Eine Untersuchung, die sich auch nur auf die häufigsten Fälle der Bewehrung erstreckt, hätte den Rahmen eines Zeitschriftenaufsatzes bei weitem überschritten. Ich habe mich daher auf einen ganz bestimmten Sonderfall beschränkt, den Rechteckquerschnitt mit einer Bewehrung von 1%, die auf alle vier Seiten gleichmäßig verteilt ist. Die Ausführungen haben gezeigt, daß es sehr wohl möglich ist, für jede beliebige andere Form der Bewehrung ähnliche m - und p -Kurven wie Abb. 8 aufzutragen und Näherungsgleichungen wie Gl. (98) und (99) zu entwickeln. Diese Aufgabe soll einem späteren Aufsatz vorbehalten bleiben. Der Eisenbetonstatiker kann an Hand dieser Tafeln schnell die günstigste Querschnittsform ermitteln und die in ihr auftretenden Spannungen berechnen.

SENKKASTENGRÜNDUNGEN UND BEURTEILUNG DER TRAGENDEN SCHICHT.

Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. W. Loos, Berlin.

I.

Als Hauptvorteile der Senkkastengründung für Brücken werden u. a. genannt:

1. Der Grundkörper steht, sobald der „tragfähige Baugrund“ erreicht ist, nach dem Ausbetonieren mit seiner ganzen Grundfläche gleichmäßig auf.

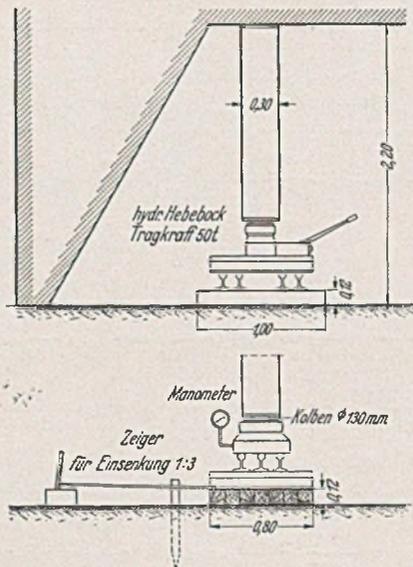


Abb. 1.

2. Während des Absenkens können die durchfahrenen Bodenschichten, die man in völliger Unberührtheit antrifft, besichtigt oder Proben aus ihnen entnommen werden.

3. Die Feststellung der Tragfähigkeit der erreichten Schichten kann durch einfache Bodendruckversuche erfolgen (Abb. 1), wobei der Senkkasten als Auflast dient, indem die Presse oben gegen die Senkkastendecke abgestützt wird.

4. Wenn ein solcher Versuch nicht das gewünschte Ergebnis liefert, ist ohne weiteres Tiefersenkung möglich.

5. Im Senkkastenraum kann der Boden auf der erreichten Sohle abgestampft oder abgerammt werden zur Vermeidung von Setzungen.

(Voraussetzung für die Anwendung der Senkkastengründungen ist nach dem Schrifttum die Einsicht, daß Pfahlgründung oder Ausführung des Pfeilers in offener Baugrube nicht anwendbar sind.)

II.

Wie sehen nun diese wenigen Angaben vom Standpunkt der neueren Baugrunduntersuchungen und der durch sie vermittelten Kenntnisse der Zusammenhänge aus?

Zu I u. 3. Der Ausdruck „tragfähiger Baugrund“ ist ein recht dehnbarer Begriff und muß, je nach der Bestimmung des Bauwerkes, der Form und Größe der Lastfläche, der Anwesenheit bindiger Böden u. dgl. mehr, berichtigt werden. Man würde besser sprechen von den Setzungen, die zulässig sind, z. T. bereits während des Aufbaues der Pfeiler eintreten werden, sich also auf den Überbau der Brücken nicht auswirken, und der Zeit, die sie brauchen, bis der Endzustand erreicht ist. Jedenfalls kann man sich durch die einfachen „Bodendruckversuche“ kein klares Urteil bilden. (Abb. 2 u. 3. Sie streuen stark.)

So wie fast alle geologischen Längsprofile der im Schrifttum beschriebenen Brücken (Querprofile des Flusses oder der Mulde) starke Unterschiede der angetroffenen Schichten angeben, treten diese auch z. T. im Querprofil, also in der Pfeilerachse geschnitten, in Erscheinung (Abb. 4). Sie decken sich meist nicht mit der äußeren Form des Tales. Neuerdings werden — besonders bei den Reichsautobahnen die Senkkästen der Brückenpfeiler etwa 25 m lang. Sobald man drei Bohrungen ansetzte (zwei an den Pfeilerenden und eine in der Brückenachse) zeigten sich fast bei jedem Pfeiler Verschiedenheiten, die in alten Urstromtälern besonders

groß waren. Von „Gleichmäßig-Aufstehen“ ist dort nicht die Rede, wie auch neuere Messungen ergeben haben.

Zu I 2. Die „völlige Unberührtheit“ der durchfahrenen Schichten trifft für die Umgebung der Schneiden der Senkkästen nicht zu. Im Arbeitsraum selbst trifft man den Boden in seiner natürlichen Lagerung, aber auch nicht gänzlich „ungestört“, da ja

— je nach der Bodenart — das Wasser durch den Überdruck mehr oder weniger ausgepreßt und der Boden „trocken“ ist, während er vorher im Grundwasser lag. Wenn solche Schichten auch äußerlich gleich aussehen, z. B. aus demselben Kiessand bestehen, werden sie auf eine Fläche von etwa 300 m² nie gleichmäßig dicht gelagert sein.

Zu I 3. Bodendruckversuche auf der Sohle des Arbeitsraumes haben die Nachteile aller Probebelastungen auf kleiner Grundfläche während beschränkter Zeit. Sie können allenfalls gelten als

ein Hinweis auf die Tragfähigkeit der betreffenden Schicht. Sie erfassen aber keineswegs dieselben Bodenschichten wie das ganze Bauwerk, zeigen eine geringere Einsenkung als größere Lastflächen und geben — vor allem bei bindigem Boden — nicht die mit der Zeit noch zu erwartenden Setzungen an¹.

¹ Loos: Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen (Berlin: Julius Springer 1935). S. 40—48.

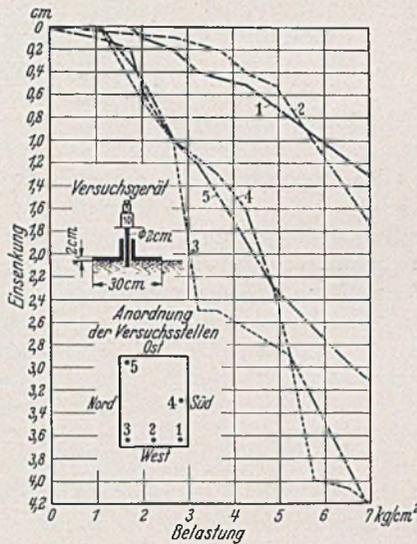


Abb. 2.

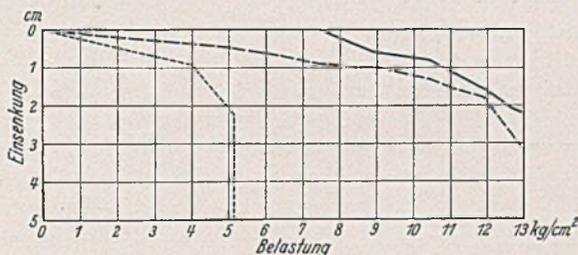


Abb. 3.

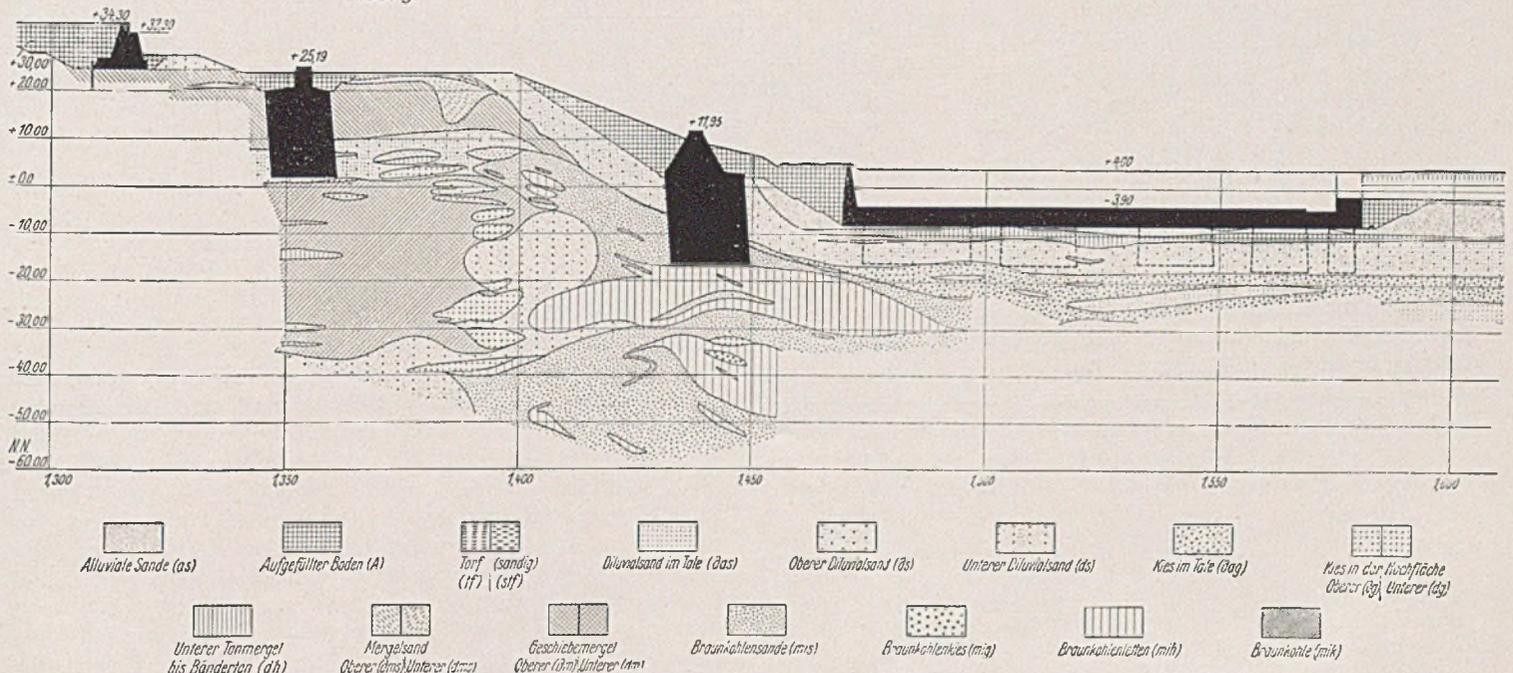


Abb. 4. (Aus Bautechn. 12 (1934) S. 177).

Zu I 4. Die später erst erkannte Notwendigkeit einer Tieferenkung ist praktisch begrenzt. Deshalb sind vorherige Aufschlüsse notwendig, die durch Probebohrungen erfolgen können, und zwar am besten nicht nur mit einem, sondern mit 3—6 Bohrlöchern für jeden Pfeiler. Es brauchen nicht alle Bohrlöcher über 150 mm Lichtweite zu haben, so daß man für Versuche geeignete Proben entnehmen kann, sondern es genügt, wenn einige davon lediglich Sondierbohrungen sind, die die Lage der angetroffenen Schichten angeben. Über geeignete Entnahme, Verpackung und Aufbewahrung der gewonnenen Bodenproben wurde an anderer Stelle ausführlich berichtet².

Bis jetzt wird gerade diesen einfachen Ratschlägen auf der Baustelle noch recht wenig Beachtung geschenkt, so daß man einen großen Teil der Probebohrungen als verloren oder nicht voll ausgewertet bezeichnen kann.

Zu I 5. Gewiß wird das Abstampfen der Sohle des Arbeitsraumes eine kleine Verdichtung der obersten Schicht von 30—40 cm Stärke ergeben. Diese oberflächliche Verdichtung ist jedoch unbedeutend im Verhältnis zur Mächtigkeit der Bodenschichten, die durch einen schweren Pfeiler von beispielsweise 25 m Länge und 12 m Breite erfaßt werden.

III.

Besondere Schwierigkeiten ergeben sich:

1. Wenn die Schichten nicht gleichmäßig verlaufen oder durch geologische Auffaltung stark geneigt sind³.
2. Wenn sie wohl gleichmäßig aussehen, aber stellenweise verschieden dicht gelagert sind.
3. Wenn weit unter der Schneide des Senkkastens und unter den als tragfähig angesprochenen Schichten nochmals plastische Lagen verschiedener Mächtigkeit anstehen, die ungleiche Setzung ermöglichen (Abb. 5)⁴.
4. Wenn eine Kante oder die beiden Enden des Senkkastens den Fels oder eine feste Lage erreichen, während in der Mitte eine mit weicherem Boden gefüllte Mulde vorhanden ist.

IV.

Die vorherbeschriebenen örtlichen Verhältnisse und Einflüsse lassen sich rechtzeitig nur ermitteln durch gründliche Vorarbeiten. Da es sich um Tiefgründungen handelt, kommen Schürflöcher

² Loos: Behandlung von Bodenproben bei Baugrunduntersuchungen. Heft 3 der Schriftenreihe der „Straße“ 1936.

³ S. u. a. Brennecke-Lohmeyer: Der Grundbau, Bd. III, S. 328.

⁴ von Hanfstengel: Die neue Usedomer Bäderbrücke bei Zecherin. Die Bautechn. 10 (1932) Heft 20.

kaum in Betracht und man wird Bohrungen ansetzen müssen und zwar in ausreichendem Maße, mit geeigneten Bohrgeräten und gründlicher Auswertung der gewonnenen Ergebnisse⁵. Es würde zu weit führen, diese Gesichtspunkte hier zu wiederholen.

Daraus kann man Werte für die Zusammendrückungsfähigkeit der verschiedenen Schichten, das ungefähre Maß der zu erwartenden Setzungen und ihren zeitlichen Verlauf ermitteln. Auch Probelastungen auf der Senkkastensole kann man machen; man muß sich jedoch über die unter II beschriebenen Fehlerquellen klar sein. Jedenfalls kann man dadurch gewisse Unterschiede an den verschiedenen Stellen empirisch feststellen. Außer der Entnahme von Bodenproben aus den Bohrlöchern, die nicht immer in vollständig ungestörtem Zustande möglich ist, können auch während des Absenkens ungestörte Bodenproben entnommen und durch beschleunigte Vergleichsversuche ausgewertet werden. Ich denke da z. B. an den Zylinderdruckversuch, die Konsistenzgrenzen, Wassergehalt, Kegelprobe usw., die zum schnellen Vergleich ähnlicher Bodenarten dienen können.

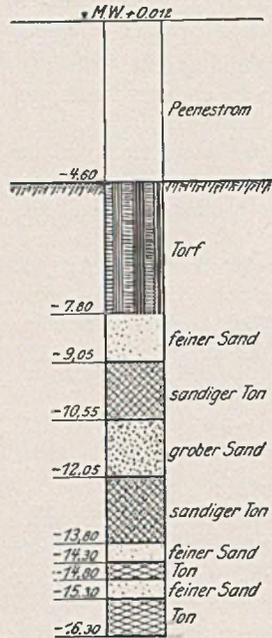


Abb. 5.
(Aus Bautechn. S. 253, 1932.)

V.
Das Erreichen oder Herstellen einer gleichmäßigen Dichte der Sohle soll hier kurz angedeutet werden.

Im Schrifttum sind Fälle angegeben, in denen man stellenweise bis mehrere Meter unter die Schneide des Senkkastens den Boden ausgehoben und sogar beim teilweisen Aufsetzen der Schneide auf Fels eine gleichmäßige Ausfüllung der einzelnen Vertiefungen oder Mulden erreicht hat. Das sind Einzelfälle, die den Ausführenden genug Schwierigkeiten gemacht haben werden.

Bei Sand, der in der Natur auf größeren Flächen fast nie in gleicher Dichte vorkommt, könnte man durch starkes Stampfen

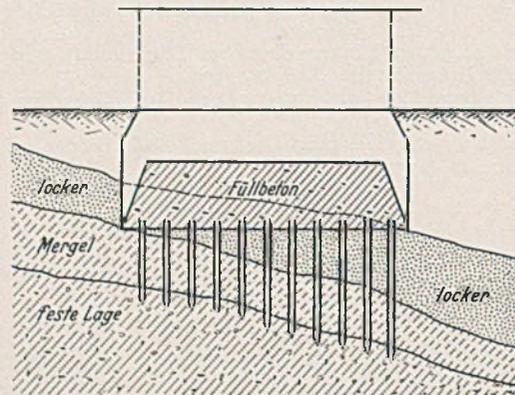


Abb. 6.

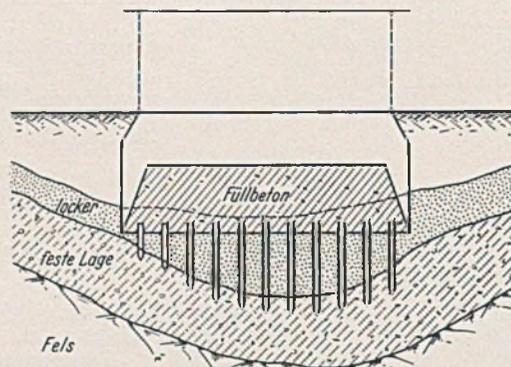


Abb. 7.

der Sohle, durch Einrütteln mit einem Schwinger oder schweren Explosions-Rammen (Delmag-Frosch) wohl eine gleichmäßige Verdichtung bis in 2—3 m Tiefe erreichen.

⁵ Loos: Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen (Berlin: Julius Springer 1935), S. 11 u. 12.

Bei bindigem Boden führen diese Verfahren kaum zum Ziel. Man könnte jedoch — etwa nach den beiden Abb. 6 u. 7 —, sobald die Schneide an einer Stelle eine tragfähige Schicht erreicht, durch Pfähle verschiedener Länge eine gleichmäßige Gründung herstellen. In letzter Zeit ist dies dadurch möglich, daß man kurze Rohrschüsse mit hohem Druck einpreßt, wie dies z. B. durch die Frankipfahl Baugesellschaft mit ihrem Preßrohrpfahl in Stettin und Emden geschehen ist. Die Rohrschüsse sind nur etwa 2 m lang, so daß zum Einpressen mit ausziehbaren, hydraulischen Pressen der Arbeitsraum ausreicht (Abb. 8). Die Verhältnisse sind günstig, da als Auflast das Eigengewicht des Senkkastens vorhanden ist. Jeder Pfahl macht seine eigene Probelastung durch, da beispielsweise erst bei Erreichung von 110 t das Einpressen und Aufsetzen weiterer Rohrschüsse eingestellt werden kann. Dies ist ein praktischer Fall einer anpassungsfähigen Senkkastengründung durch die Unterfangung mit Pfählen, die nicht von vornherein in fertiger Länge angeliefert zu werden brauchen. Wenn ich auch nur dieses mir bekannte Beispiel nenne, wird grundsätzlich die Erreichung der in verschiedener Tiefe liegenden tragfähigen Schicht vielleicht auch auf andere Weise möglich sein.

VI.

Es muß gesagt werden, daß die reine Pfahlgründung an sich ebenfalls anpassungsfähiger an die Bodengestaltung ist als ein großer starrer Caisson. Nur ist es bei Fertigpfählen schwierig, Pfähle verschiedener Länge bereit zu halten, oder man müßte die überstehenden Enden abschlagen oder als verloren einbetonieren. Dem gegenüber wären unter gewissen Verhältnissen Ortspfähle und vor allem verschiedene Bohrpfähle in der Länge besser veränderlich. Wenn aber nach den üblichen Erwägungen der Senkkasten die einzige Lösung ist, muß man sich nach den Bodenverhältnissen richten und

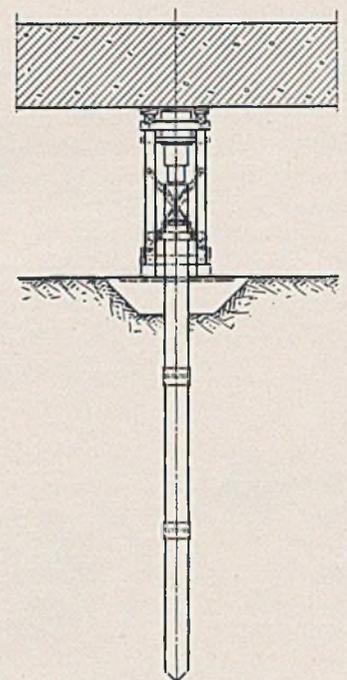


Abb. 8.

Mittel zur Hand haben, um sich ihnen anzupassen. Die Ausbildung der Arbeitsweise im einzelnen ist Sache der Ausführenden, für die das oben Gesagte lediglich als Anregung und Hinweis im Zusammenhange mit der Beurteilung des Baugrundes gemeint ist.

ZUSÄTZLICHE SPANNUNGEN IN FAHRBAHNROSTEN.

Von Dr.-Ing. Bernhard Fritz, Karlsruhe.

Übersicht: Es wird darauf hingewiesen, daß die Verspannungen, die in einem in der Ebene einer Hauptträgergurtung oder eines Bogenzugbandes liegenden Fahrbahnrost auftreten, nicht als Nebenspannungen, sondern als zusätzliche Spannungen zu behandeln sind. Sowohl für die genauere als auch für die näherungsweise Berechnung dieser Spannungen werden Beziehungen aufgestellt. Ferner wird eine Querträgerausbildung vorgeschlagen, die eine Ausschaltung der zusätzlichen Spannungen ermöglicht.

I. Allgemeines.

Bei der Beurteilung der Spannungsverhältnisse eines Tragwerkes und der Abschätzung des Sicherheitsgrades einzelner Bauteile kann man zwei Arten von Materialbeanspruchungen unterscheiden:

1. Spannungen, die zur Erhaltung des Gleichgewichtszustandes des Bauwerkes unbedingt erforderlich sind. Sie werden von Engesser¹ als notwendige Spannungen oder Grundspannungen bezeichnet. In den Berechnungsvorschriften werden sie in der Regel noch in Haupt- und Zusatzspannungen unterteilt.

2. Spannungen, die durch Eigenarten der baulichen Ausbildung oder des Baustoffes verursacht, zusätzlich auftreten können, für den Gleichgewichtszustand aber nicht unbedingt Voraussetzung sind. Eine Verminderung oder Ausschaltung der zweiten Spannungsart ist demnach denkbar und wird in einzelnen Fällen durch besondere Maßnahmen auch erreicht. Sie werden Nebenspannungen genannt und sind weiterhin noch dadurch gekennzeichnet, daß ihre Größe durch eine vorgeschriebene Dehnung, die selbst wieder von den notwendigen Spannungen abhängt, begrenzt ist.

Bleiben letztere unter den „zulässigen Spannungen“, so ist trotz dem Hinzutreten der Nebenspannungen auch bei unbegrenzter Wiederholung eines Spannungswechsels kein Materialbruch und keine Zerstörung des Bauwerkes zu befürchten. Der Sicherheitsgrad wird demnach durch die Größe der von den notwendigen Spannungen abhängigen Nebenspannungen nicht beeinflusst.

Auf diese Feststellung von Engesser¹ und Bleich² ist es wohl zurückzuführen, daß die Nebenspannungen weniger beachtet und in der Regel nicht nachgewiesen werden.

Im folgenden wird nun eine besondere Art von zusätzlichen Spannungen untersucht, die ihrer Entstehung nach mit den Nebenspannungen verwandt sind, in ihrer Auswirkung auf den Sicherheitsgrad aber wesentlich gefährlicher werden können. Sie treten in Fahrbahnrosten auf, die in der Ebene einer Hauptträgergurtung oder eines Bogenzugbandes liegend, ihrer baulichen Ausbildung entsprechend gezwungen werden, einen Teil der Gurt- oder Zugbanddehnungen mitzumachen. Der Unterschied zwischen den auf diese Weise entstehenden zusätzlichen Spannungen und den eingangs beschriebenen eigentlichen Nebenspannungen besteht darin, daß für die Größe dieser zusätzlichen Beanspruchungen nicht mehr die Grundspannung des betr. Fahrbahnlängs- oder Querträgers maßgebend ist, sondern die notwendigen Spannungen eines benachbarten Bauteiles, in unserem Falle der Hauptträgergurtung oder des Zugbandes ausschlaggebend werden.

II. Berechnung der zusätzlichen Spannungen.

1. Grundlegendes.

Bei Fachwerkbalkenbrücken und Bogenträgern mit Zugband, bei welchen Hauptträgergurtung oder Zugband und Fahrbahnkonstruktion fest miteinander verbunden sind, werden in den Fahrbahnlängs- und Querträgern zusätzliche Längskräfte und Momente hervorgerufen, die beträchtliche Überbeanspruchungen verursachen können. Sie entstehen dadurch, daß die in den Knotenpunkten fest angeschlossenen Querträger gezwungen werden, zumindest in ihren Endpunkten die Verlängerungen oder Verkür-

zungen der Hauptträgergurtung oder des Zugbandes mitzumachen, an den Anschlußstellen der Längsträger aber durch diese teilweise daran verhindert werden (Abb. 1 a und b). Auf diese Weise erhalten die Längsträger Längskräfte und die Querträger erfahren seitliche Verbiegungen. Mit der Berechnung der dadurch hervorgerufenen zusätzlichen Spannungen haben sich Winkler, Engesser, Häsel, Kapsch, Bleich und Melan befaßt³. Obwohl Bleich und insbesondere Kapsch schon deutlich auf die Bedeutung dieser oft bedenklich großen zusätzlichen Spannungen hingewiesen haben, hat man sich im praktischen Stahlbau

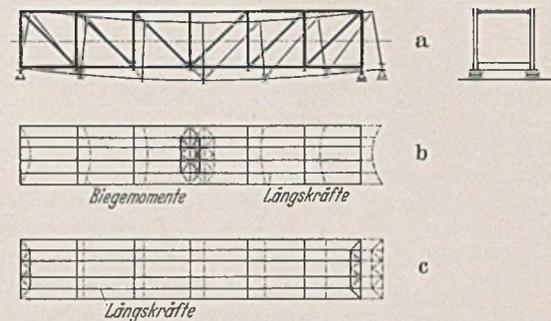


Abb. 1.

doch meist damit begnügt, diese schädlichen Einflüsse durch bauliche Gegenmaßnahmen zu vermindern, ohne die jeweiligen Verhältnisse rechnerisch genauer zu untersuchen.

Eine vollkommene Ausschaltung dieser Zwängungsspannungen ist nur möglich, wenn man die ganze Fahrbahn oder wenigstens die Längsträgerstränge beweglich auf den Hauptträgern bzw. Querträgern lagern kann, also bei oberliegender Fahrbahn, oder bei Hauptträgersystemen, an welche die Fahrbahn freischwebend aufgehängt werden kann. In allen anderen Fällen läßt sich eine Einschränkung der zusätzlichen Spannungen aber dadurch erreichen, daß man bei Brücken größerer Spannweite die Längsträgerstränge durch Anordnen von Fahrbahnunterbrechungen in einzelne Abschnitte zerlegt.

Die Längsträger werden dann an den Trennstellen beweglich gelagert, in den anschließenden Feldern aber mit den Quer-



Abb. 2.

trägern fest verbunden (Abb. 2). Auf diese Weise werden die ungünstigen Auswirkungen der Dehnungen der Hauptträgergurtung auf einzelne Gruppen verteilt und die seitlichen Ausbiegungen der Querträger und Längskräfte in den Längsträgern verringert. Der in der Mitte eines solchen Längsträgerzuges liegende Querträger wird gewöhnlich als Bremsverbandträger ausgebildet und hat die Bremskräfte aufzunehmen, die auf der zwischen zwei Unterbrechungsstellen liegenden Fahrbahnstrecke entstehen können. Da er im Verhältnis zu den übrigen Querträgern so steif ausgebildet ist, daß seine seitlichen Ausbiegungen im Vergleich zu den Ausbiegungen der gewöhnlichen Querträger nicht in Betracht kommen, wird angenommen, daß er die Fahrbahn gegenüber den

¹ Engesser: Zusatzkräfte und Nebenspannungen. Berlin: Julius Springer 1892.

² Bleich: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken. Berlin: Julius Springer 1924. S. 486.

³ Winkler: Eiserne Brücken. Wien: Gerolds. S. 180. — Engesser: Zusatzkräfte und Nebenspannungen. Bd. II, S. 38. — Häsel: Der Brückenbau. Vieweg u. Sohn 1888—1908. S. 248. — Kapsch: 75 Jahre deutscher Brückenbau. Duisburg: Gesellschaft Harkort 1922. S. 91. — Bleich: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken. Berlin: Julius Springer 1924. S. 372. — Melan: Über Nebenspannungen im Fahrbahngerippe eiserner Brücken. Jos. Melan zum 70. Geburtstag. Wien: Franz Deuticke 1923.

Hauptträgern praktisch unverschieblich festhält. Die beiderseits des Bremsquerträgers liegenden Fahrbahnfelder müssen den Dehnungen der Hauptträgergurtungen folgen. Die am weitesten abliegenden Querträger erfahren dabei die größten seitlichen Ausbiegungen, während die unmittelbar an den Bremsverband anschließenden Längsträger die größten Längskräfte aufzunehmen haben. Je größer man die Anzahl oder die Länge der aufeinanderfolgenden Längsträgerfelder wählt, desto stärker wachsen die zusätzlichen Zwängungsspannungen an. Ebenso werden bei Verwendung hochwertiger Baustahles für die Hauptträgergurtungen infolge der dadurch ermöglichten größeren Dehnungen die ungünstigen Verhältnisse nur noch verschärft.

Um seitliche Verbiegungen der Fahrbahnquerträger zu vermeiden, hat man sich in vereinzelt Fällen, z. B. bei der neuen Rheinbrücke Mannheim — Ludwigshafen, auch dadurch zu helfen versucht, daß man den Anfangs- und Endquerträger des Fahrbahnrostes durch einen waagerechten Fachwerkverband derartig biegefest ausgebildet hat, daß diese Querträger als praktisch unendlich steif in Rechnung gesetzt werden konnten (Abb. 1 c). Durch diese Maßnahme entstehen aber in den Fahrbahn-längsträgern sehr große Längskräfte, da sie sich dann entsprechend ihren Querschnittsflächen an der Übernahme der Hauptträgergurtkräfte beteiligen.

Die oben beschriebene Maßnahme, das Anordnen von Fahrbahnunterbrechungen, welche am häufigsten angewandt wird, um die Zusatzspannungen in Fahrbahnkonstruktionen zu vermindern, ist in ihrer Wirksamkeit aber nicht so klar zu überschauen, als daß in allen Fällen auf eine genauere Berechnung der noch vorhandenen, restlichen Zwängungsspannungen verzichtet werden könnte. Vielmehr zeigen die anschließend durchgeführten Zahlenbeispiele, daß

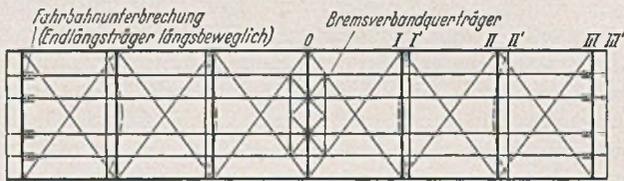


Abb. 3.

es Fälle gibt, in denen sie auch noch nicht ausreicht, um die zusätzlichen Spannungen in erträglichen Grenzen zu halten. Daß der rechnerische Nachweis dieser Zwängungsspannungen bisher aber trotzdem nur in vereinzelt Fällen erbracht wurde, ist wohl darauf zurückzuführen, daß er durch Berechnungsvorschriften noch nicht ausdrücklich verlangt wird und die statische Untersuchung dieser Zusammenhänge sich als verhältnismäßig mühsam erwiesen hat.

Im nachstehenden soll deshalb versucht werden, ein vereinfachtes Näherungsverfahren zu geben, welches auch bei unsymmetrischen Verhältnissen und hochgradig statisch unbestimmten Fällen eine rasche Bestimmung der größten Zusatzspannungen in Quer- und Längsträgern gestattet.

2. Genaue Berechnungstheorie.

a) Voraussetzungen.

Es soll beispielsweise ein zwischen zwei Fahrbahnunterbrechungen liegender Trägerrost einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke untersucht werden (Abb. 3).

Da der Bremsverbandquerträger in Rostmitte als starr angenommen werden darf, können die beiderseits anschließenden Rosthälften voneinander unabhängig behandelt werden. Für die statische Untersuchung darf angenommen werden, daß die Anschlüsse der Längsträger an die Querträger und der Querträger an die Hauptträger waagrecht gelenkig seien. Diese Annahme ist wohl etwas zu günstig, da in Wirklichkeit der Querträger durch die Windverbandknotenbleche zumindest auf der Unterseite der Hauptträgergurtung biegefest verbunden ist. Andererseits rechnet man aber etwas zu ungünstig, wenn man wie ebenfalls angenommen wird, mit den vollen Dehnungen der Hauptträgergurtung rechnet, denn in Wirklichkeit kann sich nur ein Teil dieser

Dehnungen auswirken, da die Schwerachsen von Gurtung, Quer- und Längsträger nicht genau in einer Ebene liegen. Die dadurch in den Querträgern hervorgerufenen Verdrehungsspannungen können meist als Nebenwirkungen zweiter Ordnung vernachlässigt werden.

b) Wahl des Grundsystems.

Im folgenden werden die einzelnen Querträger des untersuchten Fahrbahnrostes als waagrecht belastete durchlaufende Träger auf elastischen Stützen betrachtet. Als statisch unbekannte Größen werden die über den Längsträgern als Stützen auftretenden Momente eingeführt. Setzt man an den Kreuzungstellen von Quer- und Längsträgern im Querträger Gelenke ein, so erhält man das statisch bestimmte Grundsystem (Abb. 4). Auf die Vorteile der Wahl dieses Grundsystems wird bei der Durchführung der Zahlenbeispiele im einzelnen noch hingewiesen werden.

c) Auflösung der Elastizitätsgleichungen.

Die Auflösung der Elastizitätsgleichungen erfolgt durch Anwendung des Gaußschen Algorithmus⁴.

Bei der statischen Untersuchung eines Fahrbahnrostes mit zwei verspannten Feldern und einem daran anschließenden Unterbrechungsfeld (Abb. 3 und 4) ergeben sich folgende Elastizitätsgleichungen:

$$\begin{aligned}
 (1) \quad & 0 = \delta_{am} - \bar{M}_a \delta_{aa} - \bar{M}_b \delta_{ab} - \bar{M}_c \delta_{ac} - \bar{M}_d \delta_{ad} \\
 (2) \quad & 0 = \delta_{bm} - \bar{M}_a \delta_{ba} - \bar{M}_b \delta_{bb} - \bar{M}_c \delta_{bc} - \bar{M}_d \delta_{bd} \\
 (3) \quad & 0 = -\bar{M}_a \delta_{ca} - \bar{M}_b \delta_{cb} - \bar{M}_c \delta_{cc} - \bar{M}_d \delta_{cd} \\
 (4) \quad & 0 = -\bar{M}_a \delta_{da} - \bar{M}_b \delta_{db} - \bar{M}_c \delta_{dc} - \bar{M}_d \delta_{dd}
 \end{aligned}$$

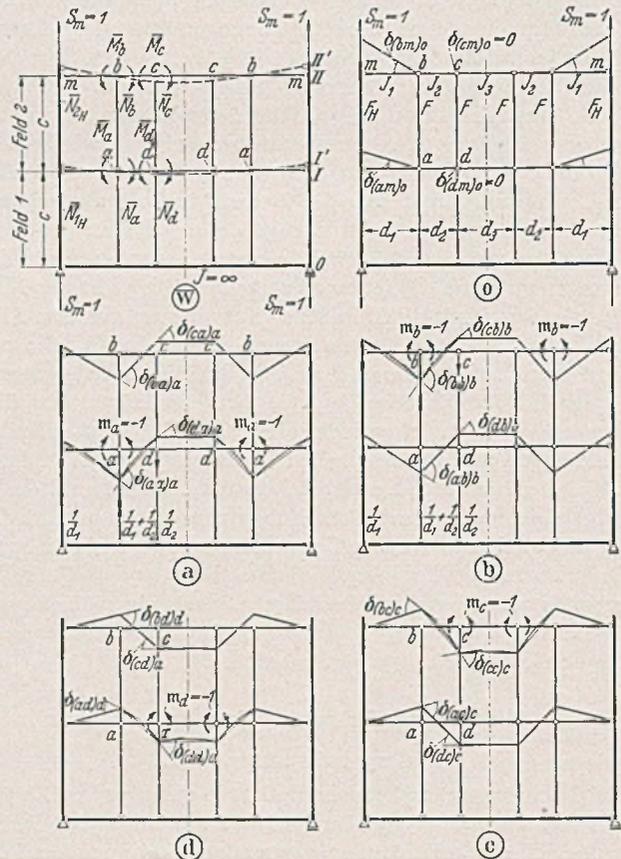


Abb. 4.

Aus dem statisch bestimmten Belastungsplan (o) berechnet man die Belastungsglieder:

$$\delta_{am} = \frac{I \cdot c}{E F_H d_1}; \quad \delta_{bm} = \frac{2 \cdot c}{E F_H d_1}$$

⁴ P a s t e r n a k: Berechnung vielfach statisch unbestimmter biege-fester Stab- und Flächentragwerke. Zürich: Gebr. Leemann 1927.

Aus den Hilfsplänen (a), (b), (c), (d) die Festwerte:

$$\delta_{aa} = + \frac{d_1}{3 E J_1} + \frac{d_2}{3 E J_2} + \frac{c}{E F d_1^2} + \frac{2 c}{E F d_1 d_2} + \frac{2 c}{E F d_2^2} + \frac{c}{E F_H d_1^2}$$

$$\delta_{ab} = \delta_{ba} = + \frac{c}{E F d_1^2} + \frac{2 c}{E F d_1 d_2} + \frac{2 c}{E F d_2^2} + \frac{c}{E F_H d_1^2}$$

$$\delta_{ac} = \delta_{ca} = - \frac{c}{E F d_1 d_2} - \frac{2 c}{E F d_2^2}$$

$$\delta_{ad} = \delta_{da} = + \frac{d_2}{6 E J_2} - \frac{c}{E F d_1 d_2} - \frac{2 c}{E F d_2^2}$$

$$\delta_{bb} = + \frac{d_1}{3 E J_1} + \frac{d_2}{3 E J_2} + \frac{2 c}{E F d_1^2} + \frac{4 c}{E F d_1 d_2} + \frac{4 c}{E F d_2^2} + \frac{2 c}{E F_H d_1^2}$$

$$\delta_{bc} = \delta_{cb} = + \frac{d_2}{6 E J_2} - \frac{2 c}{E F d_1 d_2} - \frac{4 c}{E F d_2^2}$$

$$\delta_{bd} = \delta_{db} = \delta_{ac} = \delta_{ca}$$

$$\delta_{cc} = + \frac{d_2}{3 E J_2} + \frac{d_3}{2 E J_3} + \frac{4 c}{E F d_2^2}$$

$$\delta_{cd} = \delta_{dc} = + \frac{2 c}{E F d_2^2}$$

$$\delta_{dd} = + \frac{d_3}{2 E J_3} + \frac{d_2}{3 E J_2} + \frac{2 c}{E F d_2^2}$$

Die Belastungsglieder und Festwerte werden in der Zahlentafel I geordnet und zusammengestellt.

Bei der Auflösung der Elastizitätsgleichungen beginnt man mit der Bestimmung der ersten Festverhältnisse, die sich aus der Zeile 1 berechnen lassen, welche die Vorzahlen δ_{aa} , δ_{ab} ... der ersten Hauptgleichung A bzw. a enthält. Es wird:

$$\mu_{aa} = - \frac{\delta_{ab}}{\delta_{aa}}; \quad \mu_{ab} = - \frac{\delta_{ac}}{\delta_{aa}};$$

$$\mu_{ac} = - \frac{\delta_{ad}}{\delta_{aa}}$$

Man berechnet jetzt die Zeile 3. Durch Addition der Zeilen 2 und 3 erhält man die Vorzahlen δ'_{bb} , δ'_{bc} , δ'_{bd} der zweiten Hauptgleichung B, in der eine statisch Unbekannte weniger erscheint. Jetzt bestimmt man die zweiten Festverhältnisse

$$\mu_{ba} = - \frac{\delta'_{bc}}{\delta'_{bb}}; \quad \mu_{bb} = - \frac{\delta'_{bd}}{\delta'_{bb}}$$

Damit werden die Zeilen 6 und 7 berechnet. Durch Addition der Zeilen 5, 6 und 7 erhält man die Zeile 8 mit den Vorzahlen δ'_{cc} , δ'_{cd} der dritten Hauptgleichung C, in welcher nur noch zwei statisch

Unbekannte auftreten. In entsprechender Weise errechnet man sich jetzt den dritten Festverhältniswert μ_{ca} , die Zeilen 10, 11, 12 und die Vorzahl δ'_{dd} der vierten Hauptgleichung, die nur noch eine statisch Unbekannte enthält.

Aus den vier Hauptgleichungen:

$$(D) \quad 0 = \delta'_{dm} - \bar{M}_d \cdot \delta'_{dd}$$

$$(C) \quad 0 = \delta'_{cm} - \bar{M}_d \cdot \delta'_{cd} - \bar{M}_c \cdot \delta'_{cc}$$

$$(B) \quad 0 = \delta'_{bm} - \bar{M}_d \cdot \delta'_{bd} - \bar{M}_c \cdot \delta'_{bc} - \bar{M}_b \cdot \delta'_{bb}$$

$$(A) \quad 0 = \delta_{am} - \bar{M}_d \delta_{dd} - \bar{M}_c \delta_{ac} - \bar{M}_b \delta_{ab} - \bar{M}_a \delta_{aa}$$

Zahlentafel I.

Zeile	Bezeichn. der Gleichungen	statisch unbekannte Größen				Festverhältnisse			Belastungsglieder
		\bar{M}_a	\bar{M}_b	\bar{M}_c	\bar{M}_d	μ_a	μ_b	μ_c	
1	A bzw. a	δ_{aa}	δ_{ab}	δ_{ac}	δ_{ad}	μ_{aa}	μ_{ab}	μ_{ac}	δ_{am}
2	b	.	δ_{bb}	δ_{bc}	δ_{bd}				δ_{bm}
3	μ_{aa} A	.	$\mu_{aa} \delta_{ab}$	$\mu_{aa} \delta_{ac}$	$\mu_{aa} \delta_{ad}$				$\mu_{aa} \delta_{am}$
4	B		δ'_{bb}	δ'_{bc}	δ'_{bd}	μ_{ba}	μ_{bb}		δ'_{bm}
5	c	.	.	δ_{cc}	δ_{cd}				.
6	μ_{ab} A	.	.	$\mu_{ab} \delta_{ac}$	$\mu_{ab} \delta_{ad}$				$\mu_{ab} \delta_{am}$
7	μ_{ba} B	.	.	$\mu_{ba} \delta_{bc}$	$\mu_{ba} \delta_{bd}$				$\mu_{ba} \delta'_{bm}$
8	C			δ'_{cc}	δ'_{cd}	μ_{ca}			δ'_{cm}
9	d	.	.	.	δ_{dd}				.
10	μ_{ac} A	.	.	.	$\mu_{ac} \delta_{ad}$				$\mu_{ac} \delta_{am}$
11	μ_{bb} B	.	.	.	$\mu_{bb} \delta'_{bd}$				$\mu_{bb} \delta'_{bm}$
12	μ_{ca} C	.	.	.	$\mu_{ca} \delta'_{cd}$				$\mu_{ca} \delta'_{cm}$
13	D				δ'_{dd}				δ'_{dm}

bestimmen sich die statisch Unbekannten mit:

$$(5) \quad \bar{M}_d = \frac{\delta'_{dm}}{\delta'_{dd}}$$

$$(6) \quad \bar{M}_c = \frac{\delta'_{cm} - \bar{M}_d \cdot \delta'_{cd}}{\delta'_{cc}}$$

$$(7) \quad \bar{M}_b = \frac{\delta'_{bm} - \bar{M}_d \cdot \delta'_{bd} - \bar{M}_c \cdot \delta'_{bc}}{\delta'_{bb}}$$

$$(8) \quad \bar{M}_a = \frac{\delta_{am} - \bar{M}_d \cdot \delta_{ad} - \bar{M}_c \cdot \delta_{ac} - \bar{M}_b \delta_{ab}}{\delta_{aa}}$$

(Schluß folgt.)

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Kabel für die Hängebrücken in San Francisco¹.

Wie jetzt bekannt wird, war Ende Mai das Kabelspinnen an der Hängebrücke über das Goldene Tor bei San Francisco beendet, während es bei der zweiten der beiden Hängebrücken im Brückenzug San Francisco-Oakland der Vollendung entgegengeht. Die folgenden Ausführungen über das Luftspinnen an den beiden Bauwerken dürften daher besonders interessieren, um so mehr als beim Luftspinnverfahren in manchen Einzelheiten vom üblichen Wege abgewichen und sowohl wesentliche Verbesserungen als auch eine erhebliche Vergrößerung der Arbeitgeschwindigkeit erzielt wurden.

Die folgende Übersicht über einige der größeren amerikanischen Hängebrücken zeigt deutlich, wie sich die Neuerungen in einer Erhöhung

¹ Vergleiche hierzu die Berichte: Schleicher: Neue große Hängebrücken in den Vereinigten Staaten von Amerika. Bauing. 14 (1933) S. 330. — Gröger: Über den Baufortschritt bei der Erstellung der San Francisco-Oakland-Bay- und der Golden Gate-Brücke. Bauing. 15 (1934) S. 405. — Lydtin: Senkkastengründung bei der San Francisco-Oakland-Brücke. Bauing. 16 (1935) S. 398. — Schleicher: Hängebrücke über das Goldene Tor bei San Francisco. Bauing. 17 (1936) S. 99. — Burchard: Brücke über die Bucht von San Francisco. Bauing. 17 (1936) S. 102.

der Spinnengeschwindigkeit besonders bei der Golden Gate-Brücke angewirkt haben.

Brücke	Baujahr	Zahl der Kabel	Drähte je Litze	Litzen je Kabel	Ø mm des Kabels	t je Kabel	t je Mon.	Geschw.-Faktor
Delaware-Br.	1924	2	306	61	762	3 365	374	100
George Washington-Br.	1930	4	434	61	911	7 230	483	129
San Francisco-Bay-Br.	1935	2	472	37	727	4 850	404	106
Golden Gate-Brücke .	1936	2	256	61	927	10 900	780	209

Die Angaben über das Verhältnis der Spinnengeschwindigkeiten gelten für den Zeitraum von Fertigstellung der Widerlagerverankerungen und Türme bis zum Beginn des Einbaus des Versteifungsträgers. Berücksichtigt man dagegen die reine Spinnzeit, d. h. den vorstehenden Zeitraum nach Abzug der Arbeitszeit für Anbringen der Fußstege, Aufstellung der Spinnmaschinerie, Pressen, Umwickeln und Streichen des Kabels sowie Befestigen der Hängeseile, so ändern sich die angegebenen Werte noch mehr zugunsten der Golden Gate-Brücke.

Das Luftspinnverfahren ist seit Jahren in seinen Grundzügen unverändert geblieben. Eine derartige Leistungssteigerung war also nur durch eine folgerichtige Verfeinerung und Verbesserung der Arbeitsweise möglich.

Bis zum Bau der George Washington-Brücke über den Hudson betrug die Geschwindigkeit des Spinnrades etwa 140 m/min. Maschinell angetriebene Kabeltrommeln und Bremsen, gleichmäßige Spannung des ablaufenden Drahtes durch Gegengewichte und eine Verbesserung des Spinnradgestells ermöglichten bei diesem Bauwerk schon eine Geschwindigkeit von rd. 200 m/min.

Eine Vergrößerung der Geschwindigkeit des Spinnrades über dieses Maß hinaus erschien auch bei der Golden Gate-Brücke mit Rücksicht auf

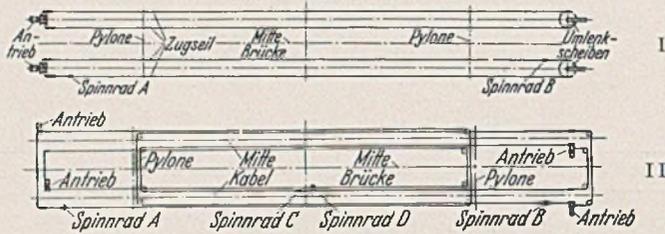


Abb. 1. Schematische Darstellung des Luftspinnens. I. Spinnen einfachster Art. II. Spinnereinrichtung bei der Golden Gate-Brücke.

die Beanspruchung des Drahtes beim Spinnen nicht empfehlenswert. Die Bauzeit war knapp bemessen. Um dennoch die Leistung zu steigern, wurden zwei Spinnräder statt eines am Spinnradgestell befestigt. Bei der verdoppelten Leistung bestand nunmehr die Gefahr, daß sich Drähte überkreuzen würden; wenn dies auch im Feld nicht bedenklich erschien, mußte es jedoch in den Kabelsätteln unter der Pressung zur Zerstörung führen.

Dennoch konnte durch Ausbau der Signalanlagen und durch sehr sorgfältige Überwachung ein einwandfreies Verlegen der Drähte erreicht werden. Die Monteure hatten sich nach einiger Zeit so gut eingearbeitet, daß dem Spinnradgestell sogar ein drittes Rad zugeteilt werden konnte.

Beim Luftspinnen einfachster Art, das in seinen Grundzügen als bekannt gelten darf, werden in einem Arbeitsgang, d. h. wenn beide Spinnräder einmal von einer Verankerung bis zum gegenüber liegenden Widerlager gezogen sind, jeweils 4 Drähte ausgelegt. Beim dreifachen Spinnrad verdreifacht sich also diese Leistung, da von 2 Spinnradgestellen je 6 Drähte einer Litze gelegt werden.

Diese Arbeitsleistung wurde noch einmal verdoppelt. Man errichtete in der Mitte der Hauptöffnung ein sog. Umspannwerk und erhöhte die Zahl der Spinnradwagen auf 4 (bisher 2). Der Spinnvorgang ist jetzt folgender (s. Skizze): Spinnrad A am Zugseil I, Spinnrad B am Seil II verlassen zugleich die Verankerungen A bzw. B. Sie treffen sich nach etwa 6,5 Minuten am Umspannwerk wo innerhalb von 30 Sekunden die

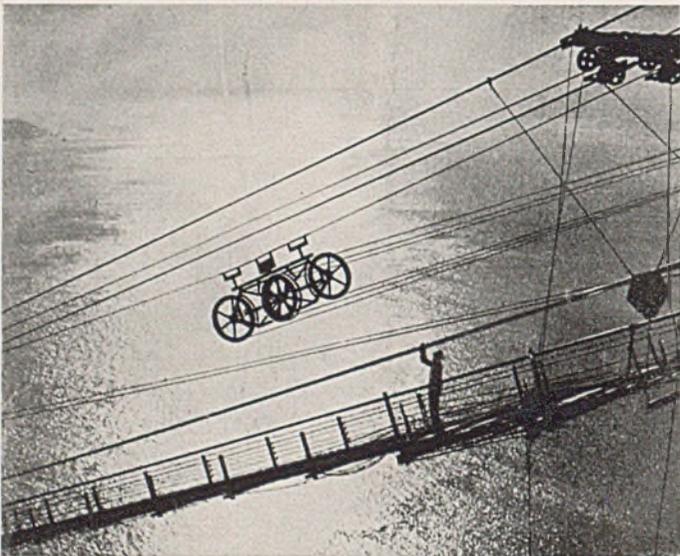


Abb. 1a. Spinnradgestell.

Drahtschlingen gegeneinander ausgewechselt werden. Jedes Spinnrad wandert dann wieder zu seinem Ausgangspunkt zurück. Entsprechendes gilt für die Bewegung der Spinnräder C am Seil II und D am Seil IV. In einem Arbeitsgang werden 24 Drähte ausgelegt, und zwar in der gleichen Zeit wie sonst 4. Das bedeutet das Sechsfache an Leistung gegenüber der George Washington-Brücke in New York. Jeder einzelne Draht wird besonders geführt und durch Farbe gekennzeichnet. In 24 Stunden Arbeit wurden 4 Litzen fertig gesponnen. Bereits 26 Tage vor dem festgesetzten

Zeitpunkt war das Luftspinnen beendet. Zur Zeit wird daran gearbeitet, die Litzen in den Kreisquerschnitt des Kabels von 927 mm Durchmesser zu pressen.

Die bei allen Hängebrücken übliche Anordnung des Querschnitts im Kabelsattel auf den Pylonen ist ebenfalls grundsätzlich geändert worden. Bisher war es bei allen Paralleldrahtkabeln gebräuchlich, die Litzen mit gleicher Drahtzahl zu spinnen (s. auch Tafel 1) und in waagerechten Lagen zu schichten. Daraus ergab sich für das Kabel als Quer-

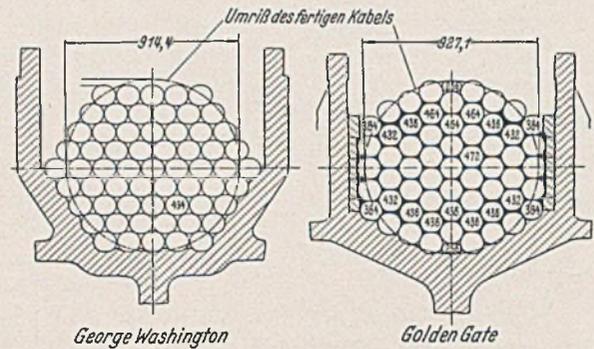


Abb. 2. Seilquerschnitt in den Kabelsätteln.

schnittsform ein „liegendes“ Sechseck, das außerhalb der Kabelsättel durch Pressen auf Kreisform gebracht wurde. Die Kabelsättel sind deswegen Kontrollpunkte für die vorgesehene Lage des Seiles. Infolge des hier herrschenden großen Druckes verformen sich jedoch die Kreisquerschnitte der Litzen zu Ellipsen, während in den oberen Lagen unter Einwirkung der Temperatur die Drähte ins Gleiten geraten. Das „liegende“ Sechseck wird im Kabelsattel zusammengedrückt. Die genaue Lage der Kontrollpunkte läßt sich nicht mehr rechnerisch bestimmen.

Bei der Golden Gate-Brücke ist zum ersten Male der Versuch gemacht, die genaue Sechseckform im Kabelsattel auch nach dem Aufbringen der toten Last einzuhalten. Das „liegende“ Sechseck wurde

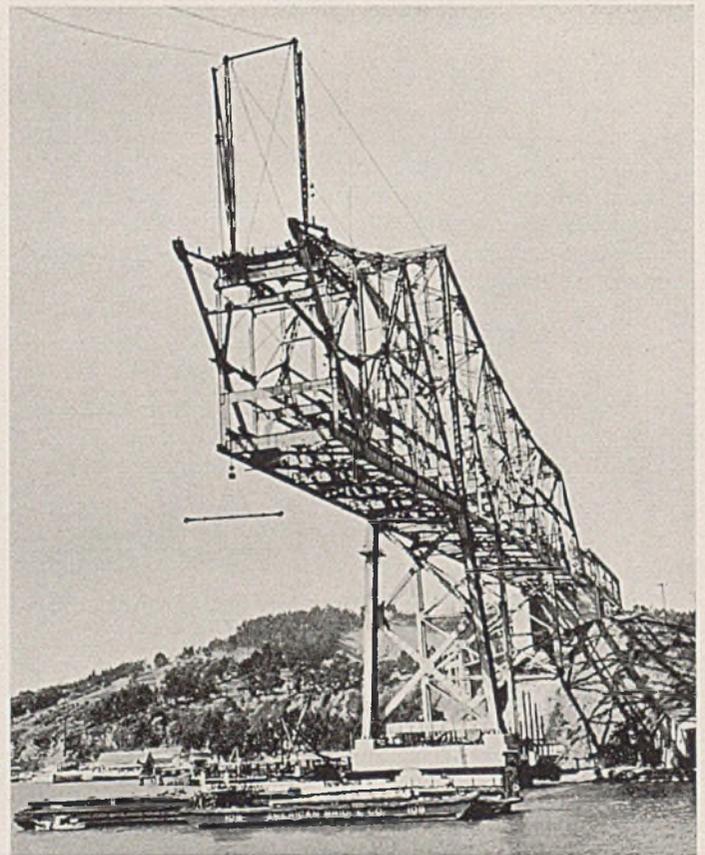


Abb. 3. Freivorbau der Gerberbrücke in der Ostbucht.

um 30° gedreht und in ein „stehendes“ verwandelt. Die Zahl der Drähte je Litze paßt sich der jeweiligen Lage im Kabelquerschnitt an. (Sie schwankt zwischen 256 und 472.) Füllstücke aus Zink füllen die Hohlräume zwischen den Litzen aus und sichern dadurch den im Modellversuche ermittelten gegenseitigen Abstand der Litzen. Ferner wurden die Litzen in senkrechten statt waagerechten Lagen angeordnet (s. Abb. 2).

Die Abb. 3, 4 und 5 zeigen Einzelheiten vom Bau des rd. 12 km langen Brückenzuges San Francisco-Oakland. Bekanntlich führen über die

Westbucht zwei Hängebrücken bis zur Insel Yerba Buena. Von dort überspannen den östlichen Teil bis Oakland eine Reihe von Fachwerküberbauten. Unter diesen verdient eine Fachwerkbrücke von 427 m Mittelstützweite mit zwei Verankerungsarmen von je 153 m Weite besondere Beachtung, da die Mittelöffnung im Freivorbau aufgestellt wird.

Die Zwillingshängebrücken im Brückenzug San Francisco-Oakland bieten trotz ihrer im Vergleich zur Golden Gate-Brücke verhältnismäßig geringen Spannweite (704 m in der Mittelöffnung gegen 1280 m) ebenfalls manches Neuartige in der Ausführung des Luftspinnens. Zuerst wurden die Kabel der westlichen Brücke hergestellt. Da beide Brücken einen gemeinsamen Mittelpfeiler besitzen, konnte anschließend die gesamte

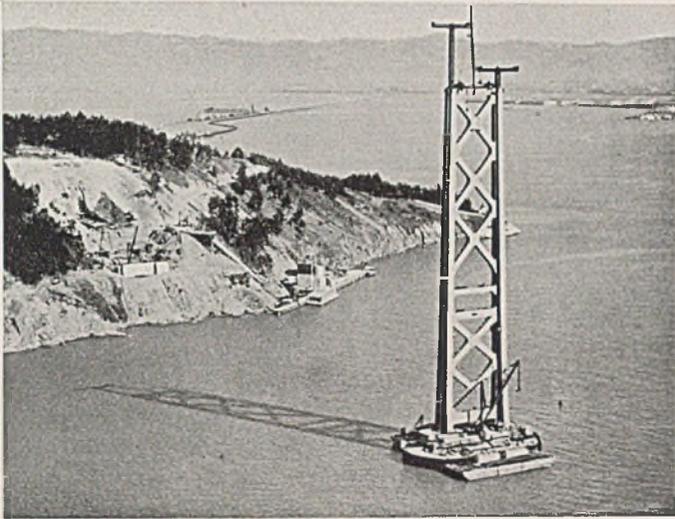


Abb. 4. Aufstellen der Pylone mit Hammerkränen.

Spinnvorrichtung vom Widerlager in San Francisco zur Verankerung der Ostbrücke auf Yerba Buena gebracht werden: am Mittelpfeiler waren dann lediglich kleinere Änderungen erforderlich, um mit dem Spinnen der Ostbrücke beginnen zu können. Die Arbeitsgeschwindigkeit ließ sich hier erheblich vergrößern. Die Tagesleistung stieg von rd. 85 t/Tag Draht in der Westbrücke auf rd. 128 t/Tag bei der östlichen Hängebrücke.

Der Kabeldraht besteht aus saurem Martinstahl. Gußblöcke von 50 x 50 cm wurden zu Luppen von 15 x 15 cm, zu Knüppeln von 5 x 5 cm und schließlich zu Stangen von rd. 1 cm Ø ausgewalzt. Nach Erhitzen auf 875 bis 975° wurden die Stangen in einem Bad von geschmolzenem Blei auf 450 bis 600° abgeschreckt. Sie wurden dann mit verdünnter Schwefelsäure gereinigt und in eine 8%ige Kalklösung getaucht. Daran schloß sich eine Lagerung von 6 bis 8 Stunden Dauer bei etwa 150°, um

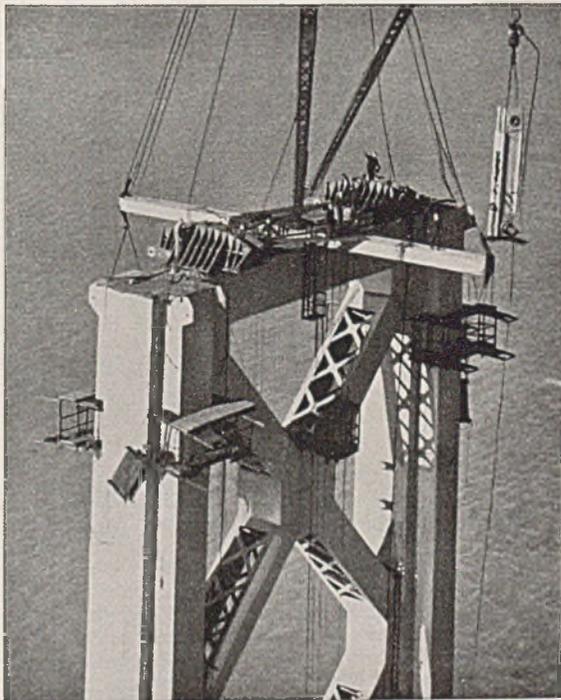


Abb. 5. Pylonenspitze. Der Derrick baut die Hammerkräne ab und bringt anschließend die Kabelsättel in die Endstellung.

dem Stahl die Sprödigkeit zu nehmen. Beim Ziehen durch wassergekühlte Schneidbacken erhielten die Stangen allmählich den für den Kabeldraht vorgesehenen Ø von 4,9 mm. Nach Behandeln mit verschiedenen Säurelösungen wurde der Draht verzinkt und zum Reinigen durch zerkleinerte Holzkohle gezogen. Nachdem er noch einen Überzug aus Wachs erhalten hatte, wurde er auf die Kabeltrommeln gespult. Die Verbindungsstellen (verschraubte Muffen) besaßen eine Festigkeit von 95% des vollen Drahtes, die etwa 16,500 t/cm² beträgt.

Die Spinnvorrichtung auf dem Widerlager zeigt Abb. 6. Acht Kabeltrommeln sind in einem Gestell so gelagert, daß ihre Achsen von einem 30 PS-Motor angetrieben werden können. Hiervon wurde Gebrauch ge-

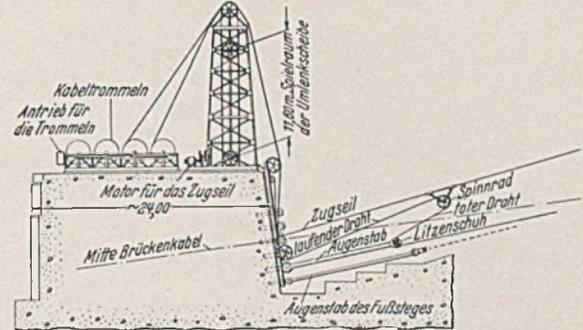


Abb. 6. Spinnvorrichtung auf der Verankerung.

macht, wenn das Abspulen des Drahtes beschleunigt werden mußte. Beim stärksten Betriebe waren höchstens 4 Trommeln erforderlich, mit 8 Kabeltrommeln ließen sich jedoch Zeitgewinne beim Auswechseln erzielen.

Von diesen Trommeln lief der Draht über Umlenkscheiben, von denen die eine in einem 17 m hohen Turm auf und nieder pendeln konnte, je nach der Spannung des Drahtes beim Spinnen. Hierdurch wurden gegebenenfalls die automatischen Bremsen bestätigt.

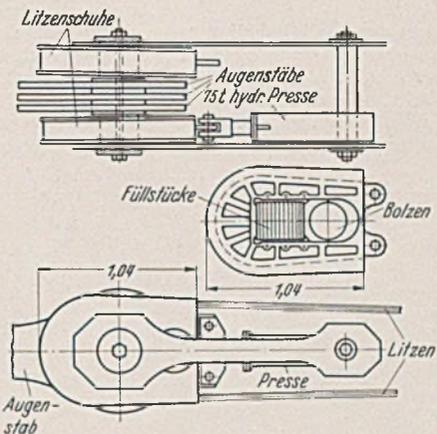


Abb. 7. Anschluß der Litzenschuhe an die Augenstäbe mit Spinnvorrichtung.

Das Spinnrad von 1,20 m Ø besitzt 2 Rillen und nimmt daher 2 Drahtschlingen zugleich auf. Die Leistung gegenüber dem gewöhnlichen Spinnen ist also verdoppelt. In einem Arbeitsgang, wenn das Spinnrad von einer Verankerung bis zur entgegengesetzten wandert, werden je 4 Drähte ausgelegt. Die Geschwindigkeit des Rades betrug etwa 185 m/min, entworfen war es für 300 m/min. Ein Elektromotor von 75 PS diente als Antrieb für das Zugseil.

Während im allgemeinen die Kabel außerhalb der Kabelsättel gesponnen und erst nach Abschluß des Spinnens in diese eingesetzt wurden, sind sie hier gleich entsprechend ihrer Endlage in den Kabelsätteln hergestellt. Hierbei fielen auf den Pylonen die schweren Hebezeuge zum Einsetzen der Kabel fort und zugleich vereinfachten sich die Vorrichtungen zum genauen Einpassen des Kabels in die vorgesehene Lage, da sich nun die Verschiebung der Seilendpunkte an den Verankerungen auf wenige cm beschränkte. Es erübrigte sich daher auch eine Anordnung der üblichen Art, bei der die Litzenschuhe während des Spinnens zunächst behelfsmäßig gehalten und dann durch Drehen um 90° in die Endlage zwischen je 2 Augenstäbe gebracht werden. Die bei der Bay-Brücke gewählte Lösung geht aus der Abb. 7 hervor. Bis auf kleine Längsverschiebungen, die von zwei Pressen von je 75 t bewirkt werden, befinden sich die Litzenschuhe in ihrer endgültigen Lage an den Augenstäben. Der Abstand zwischen beiden ist durch Füllstücke gesichert. Das Einrichten der Litzen mußte nachts geschehen, um Temperatureinflüsse auszuschalten.

Das Kabel wurde, damit es unter Eigengewicht der rechnerisch ermittelten Form entsprach, in der Mittelöffnung um 5,50 m höher und in

den Seitenöffnungen um 6,70 m tiefer gesponnen. Dies bedingte zum Einregulieren eine Verschiebung der Kabelsättel um bestimmte Strecken. Die Oberfläche der Fußplatten wurde geglättet und mit heißem Paraffin überzogen. Nach dem Erhärten erfolgte ein Anstrich aus Bleiweiß und Talg. Entsprechend bereitete man die Unterseiten der Kabelsättel vor. Zwei 500 t-Pressen wurden beim Verschieben nicht ganz ausgenutzt, da

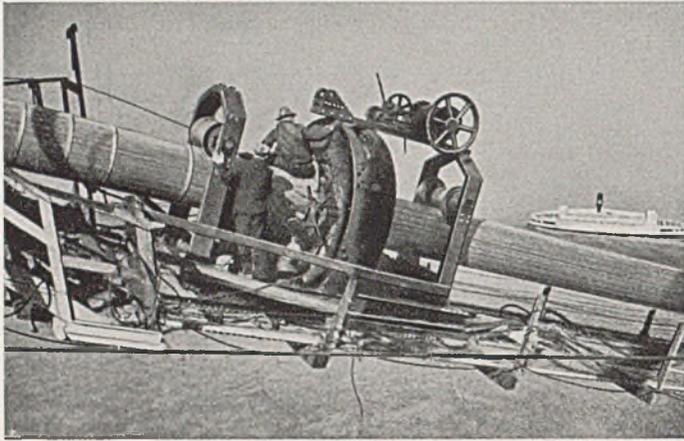


Abb. 8. Kabelpreßmaschine.

der Reibungskoeffizient sich als ziemlich niedrig herausstellte (0,05—0,15 zu Beginn und dann abfallend auf 0,04—0,06).

Eine Presse mit radial wirkenden Preßbacken preßte das Kabel auf Kreisform (Abb. 8). Die Abweichung im fertig gepreßten Kabel vom genauen Kreisquerschnitt beträgt durchschnittlich 6,4 mm. Zugleich mit dem Pressen wurde das Kabel mit 6—8 Windungen eines weich geblühten, doppelt galvanisierten Drahtes umwickelt. In 24 Stunden preßte und umwickelte die Maschine 430 m Kabel in Abständen von 0,91 m.

Um die Form der Kabelschellen möglichst genau dem gepreßten Kabel anpassen zu können, wurde ein 3 m langes Versuchsstück mit den Abmessungen der Ausführung hergestellt. Die Enden der Litzen wurden verschieden gefärbt, so daß nach dem Pressen ihre endgültige Lage im Kabel deutlich zu erkennen war (Abb. 9). Eine Fingervorrichtung, ähnlich den als Brückenabschluß verwendeten, verhinderte das Eindringen

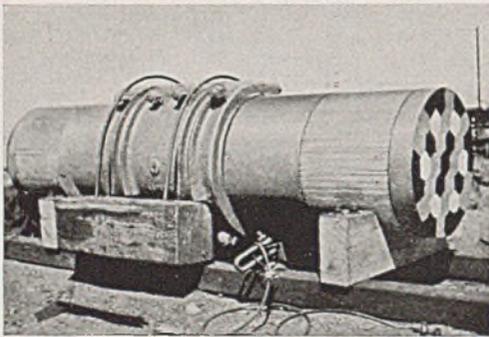


Abb. 9. Modellstück des Kabels.

einzelner Drähte in die Lücke zwischen den Hälften der Kabelschelle beim Anziehen der Bolzen.

Dort, wo vor dem Widerlager die Einzellitzen aus dem Kreisquerschnitt des Kabels heraustreten, war ein besonders schweres Stahlgußstück erforderlich, um die radial (strahlenförmig) wirkenden Kräfte aufzunehmen. Die innere Laibung ist nach einem Paraboloid geformt, unter der Annahme, daß sich hierbei die Kräfte gleichmäßig über die Länge des Stahlgußkörpers verteilen. Eine Schelle verhindert das Gleiten auf dem Kabel.

Die Kabelschellen für die Hängeseile gleichen den üblichen Ausführungen. Sie wurden mit vergüteten Bolzen von 50 mm \varnothing am Kabel befestigt. Die Spannung in 2 Bolzen wurde gemessen und danach die anderen mit einer entsprechenden Umdrehungszahl angezogen. Die Mindestspannung in den Bolzen betrug etwa 2,2 t/cm². Um diese Spannung beizubehalten, mußten die Bolzen noch einige Male nachgespannt werden. Die Hängeseile sind für 3-fache Sicherheit berechnet, wobei die Verringerung des Tragvermögens infolge der Seilbiegung an den Kabelschellen zu rd. 11 % angesetzt wurde. Der Elastizitätsmodul stieg durch Vorrecken auf etwa 1267 t/cm². Das Abrichten auf genaue Länge erfolgte nachts, um die Wärmeeinwirkung zu vermeiden. Zur Baustoffersparnis verwendete man die Kabel der Laufstege anschließend als Hängeseile.

Das Umwickeln des gepreßten Kabels geschah auf maschinellem

Wege. Die Wickelmaschine mit einem 10 PS-Motor umwickelte das Kabel mit 3 Drähten zugleich. Die Drahtspulen mußten nach je 9 m

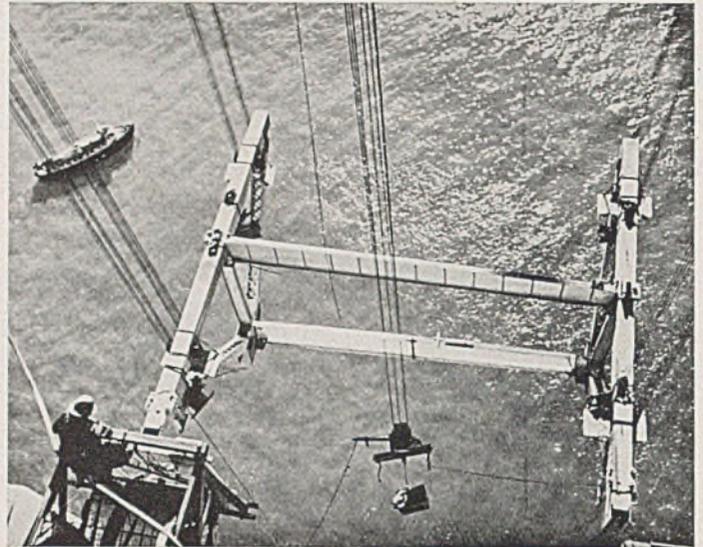


Abb. 10. Einbau des Versteifungsträgers.

Kabellänge ausgewechselt werden. Die Vorrichtung bewegt sich am Kabel nach aufwärts und drückt dadurch die Drahtwindungen eng zusammen. Wie die übrigen Stahlbauteile erhält das Kabel zum Schluß einen vierfachen Farbanstrich.

(Nach Engng. News Rec. 116 [1936] S. 617 u. 656 [Abb. 3, 4, 5, 9 u. 10] L'Ossature Métallique 5 [1936] S. 269 und Le Strade 18 [1936] S. 283 [Abb. 8].) Dipl.-Ing. W. B u r c h a r d, Hannover.

Untersuchungen über Seilköpfe von Hängebrückenkabeln.

Veranlaßt durch ernste Schäden an den Seilköpfen einiger bestehender französischer Hängebrücken wurden unter der Aufsicht der „Société le Contrôle Technique“ in den Draht- und Kabelwerken in Bourg vor dem Bau der neuen Hängebrücken in Aiguilly und Mornay interessante Versuche angestellt. Für verschiedene Vergußmetalle wurden der Gleitwiderstand und die durch das Vergießen hervorgerufenen Änderungen der Festigkeitseigenschaften der Kabeldrähte untersucht. Ferner wurden zur Feststellung der zweckmäßigsten Ausbildung und Herstellung Versuche an vollständigen Seilköpfen angestellt. Die Untersuchungen erstreckten sich auf folgende Vergußmassen:

1. Legierung: Blei 90%, Zinn 5%, Antimon 5% (Schmelzpunkt ca. 300°).

2. Legierung: Blei 90%, Antimon 10% (Schmelzpunkt ca. 280°).

3. Reines elektrolytisches Zink (Schmelzpunkt 416°).

4. Eutektikum: Zink 17%, Cadmium 83% (Schmelzpunkt 260°).

Die zu den Versuchen verwendeten Kabeldrähte hatten im allgemeinen 4,2 mm Durchmesser und eine Bruchfestigkeit von etwa 140 kg/mm².

Die Anordnung der Drähte für die Gleitversuche ist aus Abb. 1 zu ersehen. Bei allen geraden Drähten trat die Trennung durch Herausziehen der

Drähte aus der Vergußmasse ein. Bei den einfachen Haken wurde auch Gleiten beobachtet, welchem in einigen Fällen der Bruch in der Nähe des Hakens folgte. Vollständiges Herausziehen trat bei den doppelten Haken nur in einigen Fällen bei der Blei-Zinn-Antimon-Legierung ein. Während des Gleitens schnitt sich der Draht bei beiden Legierungen in das Metall ein; beim Zink und bei dem Eutektikum war dies nicht zu bemerken. Die Trennungsfestigkeit erreichte bei den geraden Drähten 12—35%, bei den einfachen Haken 50—91% und bei den doppelten Haken 54—100% der Bruchfestigkeit des Einzeldrahtes. Die höchsten Werte wurden für Zink und das Eutektikum festgestellt.

Zur Feststellung der Festigkeitsänderungen der Drähte beim Vergießen wurden die Drähte in die flüssige Vergußmasse eingetaucht. Die Abkühlung erfolgte bei einer Versuchsreihe schnell an der Luft, bei einer

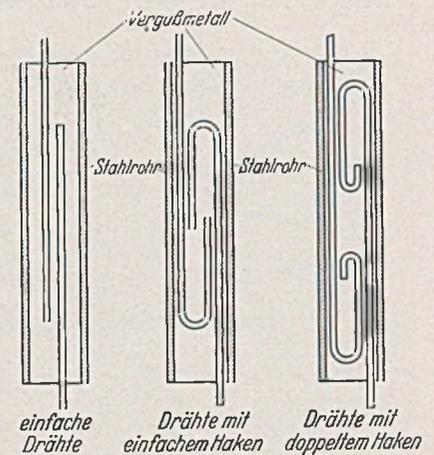


Abb. 1.

zweiten langsam zusammen mit der Schmelze. Die Drähte wurden dann Zerreiß-, Torsions- und Biegeversuchen unterworfen. Als Zerreißfestigkeiten ergaben sich im Mittel mehrerer Versuche nach langsamer Abkühlung beim in Zink von 500° getauchten Draht 117 kg/mm², beim in Zink von 450° getauchten 128 kg/mm² und beim in das Eutektikum von 280° getauchten 143 kg/mm², während beim unbehandelten Draht 130 kg/mm² gemessen worden waren. Bei den Biegeversuchen wurde die Zahl der Biegungen um je 90° in beiden Richtungen um einen Dorn vom doppelten Drahtdurchmesser, und bei den Torsionsversuchen die Zahl der Umdrehungen bis zum Bruch gemessen. Bei diesen Versuchen gingen die Drähte teilweise schon bei der Hälfte der Beanspruchung gegenüber dem unbehandelten Draht zu Bruch. Da für die Festigkeit eines Kabels jedoch fast ausschließlich die Zugfestigkeit maßgebend ist, sind diese Verringerungen von untergeordneter Bedeutung. Bei diesen Versuchen ergab sich der größte Gleitwiderstand verbunden mit den geringsten Änderungen der Festigkeitseigenschaften für das Eutektikum Zink-Cadmium. Wegen der hohen Kosten wurde jedoch von seiner Verwendung abgesehen. Die Seilköpfe für Aiguilly wurden mit Zink, die für Mornay mit der Blei-Antimon-Legierung vergossen.

Weitere Versuche wurden an vollständigen Kabelköpfen angestellt. Es wurden zunächst zwei gleiche Kabelköpfe bis zum Bruch belastet. Beim ersten brachen ohne vorheriges Gleiten die Drähte außerhalb des Seilkopfes bei einer Last von 285 t. Beim zweiten wurden die ersten Gleitungen bei 120 t und die ersten Brüche bei 150 t beobachtet; die Höchstlast betrug nur 221,5 t. Der Bruch der Drähte trat in diesem Fall im Inneren des Kabelkopfes auf. Als Vergußmasse war in beiden Fällen die Blei-Antimon-Zinnlegierung verwendet worden. Der Rückgang der Festigkeit war also allein auf die Art der Herstellung zurückzuführen. Um sich ein klares Bild von den Vorgängen zu verschaffen, wurden die Mäntel der Seilköpfe entfernt und die Köpfe selber zersägt. In Abb. 2 ist das Versuchsstück, welches schon bei 221,5 t zu Bruch ging, dargestellt. Man sieht deutlich, daß die Vergußmasse die Drähte nicht vollkommen umhüllt hat, und daß die Drähte selbst nicht regelmäßig ver-

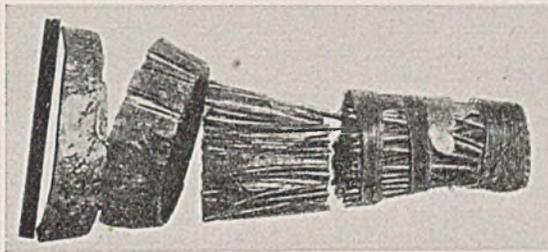


Abb. 2.

legt sind. Die Oberfläche des Seilkopfes war vor dem Versuch eben gewesen, infolge der Beanspruchung war sie eingesunken, wie an dem angelegten Stab zu erkennen ist.

Über die zweckmäßigste Art der Ausbildung und Herstellung wurden Versuche an Kabeln mit 61 Drähten von 2,6 mm Stärke und einer Bruchfestigkeit von etwa 160 kg/mm², deren Köpfe mit Zink vergossen waren, angestellt. Die Ergebnisse sind in folgenden Regeln zusammengefaßt worden:

Die Drähte sollen sorgfältig gerichtet und mit einem Haken von vierfachem Drahtdurchmesser versehen werden. (Die Herstellung doppelter Haken ließ sich praktisch schlecht durchführen.)

Die Haken sollen in einer Ebene 1 cm von der Oberfläche des Seilkopfes entfernt liegen.

Ausnahmsweise, beim Bruch eines Drahtes bei der Herstellung der Haken, kann ein Haken in einer tieferen Ebene angeordnet werden, jedoch sollen alle Drähte mit Haken versehen werden.

Die Drähte der verschiedenen Lagen des Kabels sollen regelmäßig in der Form eines Konus verlegt werden.

Die Erwärmung des Kabelendes und des Mantels vor dem Vergießen (um das zu schnelle Abkühlen der Schmelze zu verhindern) soll sorgfältig und regelmäßig geschehen. Unmittelbar vor dem Vergießen soll die Temperatur in den Drahtenden 100°–140° betragen.

Die Temperatur der Schmelze soll sorgfältig festgestellt werden; diese Temperatur soll in keinem Fall 460° für Zink und 310° für die Legierung Blei-Zinn-Antimon überschreiten.

Das Gewicht des Vergußmetalls soll genau festgestellt werden. Wenn es einen bestimmten Prozentsatz (höchstens 3%) unter dem theoretisch möglichen bleibt, soll der Seilkopf verworfen und neu hergestellt werden.

Im Augenblick des Vergießens soll gegen die kleine Grundfläche eine bituminöse Masse, welche die Drähte einhüllt, gegossen werden. (Diese Maßnahme soll das Eindringen von Wasser, welches an den Kabeln entlang läuft, verhindern.)

An der großen Grundfläche soll nach der Erhärtung des Vergußmetalls dieses mit dem Mantel des Seilkopfes verstemmt werden. (Nach „Annales des ponts et chaussées 106 [1936] t I. S. 145.)

Dipl.-Ing. K. H. Seegers, Mainz.

Eine Revolution in der Betonherstellung.

Eine vollkommene Wandlung in den Anschauungen über das Wesen der Schwind- und Abbindevorgänge bringen die Überlegungen und Theorien, die Freyssinet darüber angestellt hat. In einem Vortrag anlässlich einer Versammlung der „Institution of Structural Engineers“ und der British Section of the Société des Ingénieurs Civils de France“ teilte Freyssinet diese neuen Anschauungen sowie auch die Folgerungen für die Praxis, die er daraus gezogen hat, mit.

Der Fragenkomplex, dessen Klärung sich Freyssinet zum Ziele gesetzt hat und mit dem er sich in Theorie und Versuch seit 1928 befaßt, kann in drei Gruppen geteilt werden.

1. Die Schwind- und Kriecherscheinungen,
2. Der Abbindevorgang,
3. Die Neuerungen, die sich als Folgerungen aus der Erklärung der Erscheinungen der beiden ersten Gruppen für die Praxis ergeben.

Der Stoff, der eine gewisse Vertrautheit mit den Lehren der Physik voraussetzt, ist so umfangreich, daß hier das meiste nur angedeutet werden kann. Stellt doch der Vortrag Freyssinets, auf den sich der Berichterstatteer stützt, nur einen gedrängten Auszug aus den umfangreichen Untersuchungen dar, die viel ausführlicher, jedoch nach eigener Feststellung des Autors, auch noch nicht vollständig, in einem Buche mitgeteilt werden¹.

Freyssinet geht bei seinen Überlegungen davon aus, daß auch der dichteste Beton von einem Netz feinsten Kanälchen durchzogen ist, die mehr oder minder mit Wasser gefüllt sind. Er nennt einen solchen Körper einen pseudofesten und stellt fest, daß seine Überlegungen zunächst nicht nur für Beton, sondern für alle pseudofesten Körper gelten. Tatsächlich kann man auch viele Parallelen finden mit den Erscheinungen, die z. B. die moderne Bodenphysik an Tonböden, die ja auch solche pseudofesten Körper darstellen, beobachtet und zu erklären versucht.

In den engen Kanälen des Betons muß sich natürlich die Kapillarität und damit der Spannungszustand, in dem sich das Porenwasser befindet, bemerkbar machen. Wir müssen uns nun einige physikalische Tatsachen ins Gedächtnis rufen. Das Wasser ist nicht nur in ständiger Druckspannung aufzunehmen (bei allseitigem Druck), sondern zeigt unter gewissen Bedingungen auch eine Zugfestigkeit, deren Größenordnung Tonnen pro Quadratcentimeter ist. Die Oberflächenspannung und die Spannung in dünnen Wasserfilmen sind ebensolche Beispiele, wie der Zugspannungszustand, in dem sich das Wasser in den Kapillaren befindet. Die zweite Tatsache ist die Erniedrigung des Dampfdruckes des Wassers an der konkaven Oberfläche in einer Kapillare. Drittens spielen die Verfestigungserscheinungen an den Grenzflächen zwischen festen und flüssigen Körpern eine Rolle, die die Physik dadurch erklärt, daß in dem Schwingungszustand der Moleküle, der in festen und flüssigen Körpern ein anderer ist, ein stetiger Übergang eintreten muß.

Nun folgert Freyssinet so. Ist ein Betonkörper genügend lange konstanten hygroskopischen Verhältnissen ausgesetzt gewesen, d. h., es waren Druck, Temperatur und Feuchtigkeitsgehalt der umgebenden Luft konstant, so wurde ein Gleichgewichtszustand erreicht, derart, daß der Dampfdruck der Wasseroberfläche in der Kapillare dem Feuchtigkeitsgehalt der Luft entspricht, was möglich ist, da ja die Poren veränderliche Durchmesser haben. Dieser Einstellung der Oberflächen entspricht aber eine bestimmte mittlere Krümmung und dadurch auch eine bestimmte allseitige Zugspannung im Porenwasser. Die Zugspannung steht im Gleichgewicht mit Druckspannungen, die im festen Skelett aufgelöst werden. Ändert sich jetzt der hygroskopische Zustand in der Umgebung, so müssen die kapillaren Oberflächen dem folgen und werden sich durch Verdunstung oder Kondensation soweit in den Poren verschieben, bis die neue Einstellung den geänderten Verhältnissen entspricht. Dadurch ändert sich aber der kapillare Spannungszustand und damit auch die Druckspannung, unter der das feste Skelett steht. Es wird sich elastisch deformieren. Der ganze Körper wird kleiner, er schwindet. Freyssinet errechnet bei einer spezifischen Längenänderung von $\delta = 0,0005$ vom Zustand der Sättigung ($\epsilon_0 = 1,0$) bis zu einem Zustande $\epsilon_1 = 0,4$ einen Schwinddruck auf das Skelett von rd. 50 kg/cm². Da die Änderung der kapillaren Einstellung natürlich Zeit braucht, erklärt sich auch der zeitliche Verlauf des Schwindvorganges. Die Geschwindigkeit dieses Vorganges ist abhängig vom „hygroskopischen Gefälle“ ($\epsilon_0 - \epsilon_1$). Das ist die Ursache, daß der umgekehrte Vorgang, das Quellen, das ebenfalls zu beobachten ist, viel langsamer vor sich geht.

In engem Zusammenhang mit dem Schwinden steht das Kriechen. Während wir als Ursache des Schwindens die Änderung des kapillaren Spannungszustandes, hervorgerufen durch die Änderung des hygroskopischen Zustandes der Umgebung, erkannt haben, wird das Kriechen durch die Änderung des äußeren Belastungszustandes hervorgerufen. Wird auf einen Betonwürfel eine Last aufgebracht, so wird zunächst der ganze Druck in einem Querschnitt sich auf das Skelett und das Porenwasser verteilen. Dadurch wird der Spannungszustand des Porenwassers unmittelbar beeinflusst. Gleichzeitig werden aber auch durch die Deformation des Skelettes die Porendurchmesser geändert, teilweise werden sie enger, teilweise weiter. Es ist das hygroskopische Gleichgewicht, in dem sich der Betonkörper vor der Belastung befand, grundlegend gestört. Im Laufe der Zeit wird sich aber durch Veränderung des Wasser-

¹ Freyssinet: Une révolution dans les techniques du Béton, Paris: Librairie de l'enseignement technique Léon Eyrolles, Editeur, 1936.

gehaltenes des Körpers wieder ein hygroskopischer Gleichgewichtszustand herstellen. Jetzt wird das Porenwasser keinen Anteil mehr an der Lastübertragung haben, sondern alles vom festen Skelett übernommen werden.

Es lassen sich aus diesen Überlegungen zwei Schlüsse ziehen. Es ist zunächst von dem hygroskopischen Zustand des Betons abhängig wie groß die augenblickliche Formänderung ist und daher auch für ein und denselben Beton unter verschiedenen Bedingungen verschieden. Die nachträgliche Deformation wird jedoch immer so groß sein, daß der endgültige Zustand einem Festwert zustrebt, der ja nur mehr von den Eigenschaften des festen Skelettes abhängt. Freyssinet folgert weiter: Wird der Betonkörper einem reinen Schubspannungszustand unterworfen, so ändert sich das Porenvolumen nicht, da dem Druck in der einen Richtung Zug in der anderen Richtung gegenübersteht. Es wird in diesem Falle das hygroskopische Gleichgewicht nicht gestört und daher tritt sofort die ganze Formänderung ein und Kriecherscheinungen zeigen sich nicht.

Die experimentelle Bestätigung dieser Behauptung fehlt, jedoch läßt sich der reine Schubzustand leicht durch Torsion von Hohlzylindern erzeugen; man könnte auf diese Weise rasch das Kriechmaß des Betons feststellen.

Über den Abbinde- und Erhärtungsvorgang des Betons werden weiter eingehende Überlegungen angestellt. Freyssinet sagt sich, daß der Abbindevorgang, der offenbar ein chemischer ist, nur dort vor sich gehen kann, wo sich die im Wasser gelösten Salze und die Hydrate in richtiger Konzentration treffen, und zu einer molekularen Vereinigung gelangen. In der festen Substanz können keine Reaktionen vor sich gehen. In dem frischen Betongemisch sind diese Bedingungen natürlich am ehesten gegeben, daher geht das Erhärten des Betons zunächst rasch vor sich. Haben sich aber einmal feste Teilchen gebildet, dann bilden diese ein Skelett innerhalb der Kanäle, die zuvor nur von Flüssigkeit

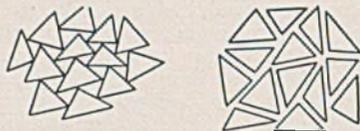


Abb. 1.

erfüllt waren. Nun wird an manchen Stellen aber ein Mangel an gelösten Salzteilchen, an anderen jedoch eine Erschöpfung an freien Hydraten eintreten. Solange die Kanäle noch eine lebhaft zirkulierende Flüssigkeit zulassen wird durch Ausgleich der Konzentration noch ein weiterer Aufbau des festen Skelettes erfolgen. Mit dessen Fortschreiten werden aber die Kanäle immer enger und der Flüssigkeitsaustausch immer langwieriger, da bei den kleinen Porendurchmessern sich die Zähigkeit des Wassers schon sehr bedeutend bemerkbar macht. Ein weiterer Aufbau fester Masse wird noch immer stattfinden, aber in einem sehr langsamen Tempo. Dadurch wird erklärt, daß ein Beton oft noch nach Jahren einen Festigkeitszuwachs aufweisen kann und daß die Erhärtungsgeschwindigkeit so außerordentlich rasch abnimmt. Es folgt aber auch daraus, daß für die Geschwindigkeit der Erhärtung viel mehr physikalische als chemische Umstände maßgebend sind. Ist doch auch beim Spezialzement das raschere Erhärten im wesentlichen durch feinere Ausmahlung, also durch eine Veränderung des physikalischen Zustandes erreicht worden. Die thermischen Verhältnisse sind beim Abbindevorgang auch von großem Einfluß, da die Viskosität des Wassers von der Temperatur abhängt. Bei höherer Temperatur wird der Ausgleich in den Kanälen leichter stattfinden können. Außerdem bedeutet die Erwärmung eine Erhöhung der Geschwindigkeit der Moleküle, wodurch ebenfalls das Zusammentreffen der chemisch wirksamen Teilchen erleichtert wird.

Es ist nun das Bestreben Freyssinets auf Grund seiner Erkenntnisse einen Beton herzustellen, der gegen den bislang verwendeten wesentlich verbesserte Eigenschaften aufweist. Und diesem Bestreben war ein voller Erfolg beschieden. Neben einer bedeutenden Erhöhung der Druckfestigkeit überhaupt, gelang es vor allen Dingen, die Erhärtung so zu beschleunigen, daß diese hohen Festigkeiten in kürzester Frist erreicht werden. So wird es möglich, mit Tonerdezement innerhalb drei Stunden Festigkeiten von rd. 1000 kg/cm² zu erzielen, während mit Portlandzement hierzu 12 bis 24 Stunden benötigt werden.

Wie gelingt nun Freyssinet dieses Kunststück? Indem er konsequent solche Bedingungen schafft, die nach seinen Theorien den Erhärtungsvorgang möglichst beschleunigen. Zunächst wird das Zuschlagmaterial gesiebt und sorgfältig in der gewünschten Zusammensetzung wieder gemischt. Das fertige Mischgut wird in die Schalung gefüllt und sofort in Vibration versetzt. Dadurch tritt eine Umlagerung der Grobbestandteile ein, die günstige Bedingungen für die kapillare Zirkulation schafft. Abb. 1 zeigt eine schematische Darstellung des Gefüges vor (1) und nach dem Vibrieren (2). Während der Vibration bilden sich im Mischgut jedoch Wasserfilme um die festen Teilchen. Um diese zu beseitigen, wird jetzt das Mischgut unter Druck gesetzt, wodurch auch alles überflüssige Wasser zum Abfließen gebracht wird. Es werden Drücke von ein bis zu mehreren hundert kg/cm² angewendet. Eine darauffolgende vorsichtige Erwärmung beschleunigt den Erhärtungsprozess noch mehr.

Freyssinet benützt nun diesen hochwertigen Werkstoff fast ausschließlich in Verbindung mit vorgespanntem Stahl hoher Streckgrenze. Die Tatsache, daß die Verwendung von hochwertigem Baustahl nur in Verbindung mit hochwertigem Beton zweckvoll und wirtschaftlich ist, ist ja allgemein bekannt. Durch die Vorspannung wird jedoch der Beton in einen Druckzustand versetzt, der die Sicherheit gegen die Bildung von Zugrissen natürlich bedeutend erhöht. In einer Reihe von Versuchen und Ausführungen von Masten, Rohren und fabrikmäßig hergestellten Balken wird gezeigt, daß bei diesen Konstruktionen nicht nur die Widerstandsfähigkeit gegen Zugrisse und gegen Dauerbruch bedeutend ist, sondern daß auch ihre Herstellungskosten in wirtschaftlichen Grenzen liegen.

Darüber hinaus wird die Lösung mancher Bauaufgabe überhaupt erst mit Freyssinets Methoden möglich. Als Beispiel sei hier der Vor-

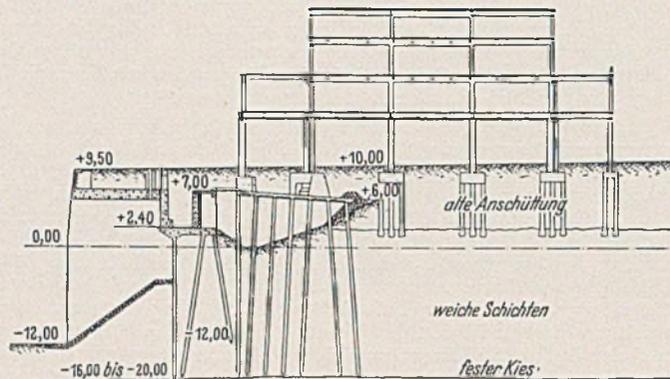


Abb. 2.

gang angedeutet, der bei der Unterfangung der Marine-Station in Le Havre angewendet wurde.

Das Gebäude, das in Abb. 2 im Schnitt dargestellt ist, steht auf Pfählen, die noch über dem Nullwasserspiegel enden und sich auf weiche Schichten stützen. Bald zeigte sich, daß das Gebäude zu sinken begann, mit einer Geschwindigkeit, die stellenweise 11 mm je Monat erreichte. Es bestand nun die Aufgabe, während des Betriebes Pfähle von rd. 30,00 m Länge abzusenken. Da die Stockwerkshöhe nur gegen 5,00 m beträgt, war es notwendig, die Pfähle an Ort und Stelle stückweise herzustellen und abzusenken.

Zur Fertigung der hohlen Pfähle diente die in Abb. 3 dargestellte Vorrichtung. Die äußere und innere Schalung bestand aus eisernen Rohr-

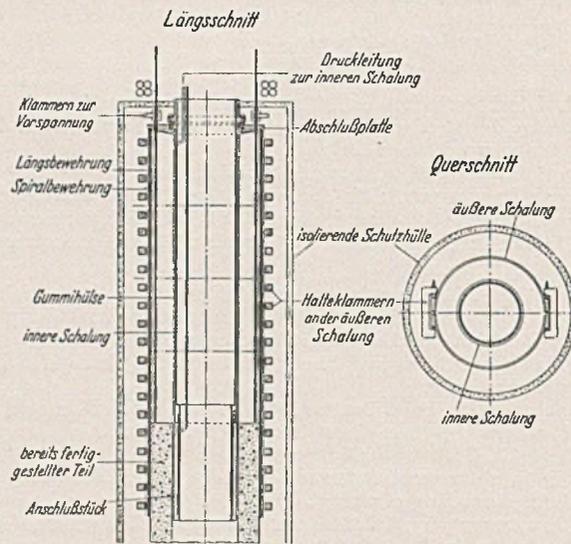


Abb. 3.

stücken, zwischen die der Beton eingebracht und mit elektrischen Vibratoren verdichtet wurde. Alsdann wurde die über der inneren Schalung steckende Gummihülse mit hydraulischen Pressen aufgepumpt und damit der Beton gegen die äußere Schalung gepreßt. Durch Lüften der Halteklammern der äußeren Schalung und weiteres Nachpressen erreicht man dann die Vorspannung der Spiralbewehrung, während die Längsbewehrung durch Pressen vorgespannt wurde, die gegen die Schalung selbst abgestützt waren. Zum Schluß wurde noch unter die isolierende Schutzhülle Dampf eingeblasen. Nach einigen Stunden war das Pfahlstück so weit erhärtet, daß man es ohne weiteres voll belasten konnte.

Man sieht, daß man es hier mit einem Werkstoff zu tun hat, dessen Eigenschaften sich von denen eines normalen Eisenbetons so weit unterscheiden, daß es wohl berechtigt erscheint, wenn Freyssinet von einer Revolution in der Betonherstellung spricht. (Nach: The Structural Engineer 14 (1936) S. 242).
Dr.-Ing. P u c h e r, Berlin.

Fundamentverbreiterung bei Druckluftsenkkästen.

Eine nachträgliche und sehr zweckmäßig erscheinende Art der Fundamentverbreiterung bei Preßluftsenkkästen wurde bei der Pfeilergründung der Pennsylvania Eisenbahnbrücke über den Passaic-Fluß bei Newark durchgeführt.

Der konstruktive Gedanke geht aus der Abb. 1 klar hervor. Wenn der Senkkasten die endgültige Lage erreicht hat wird unter der Schneide

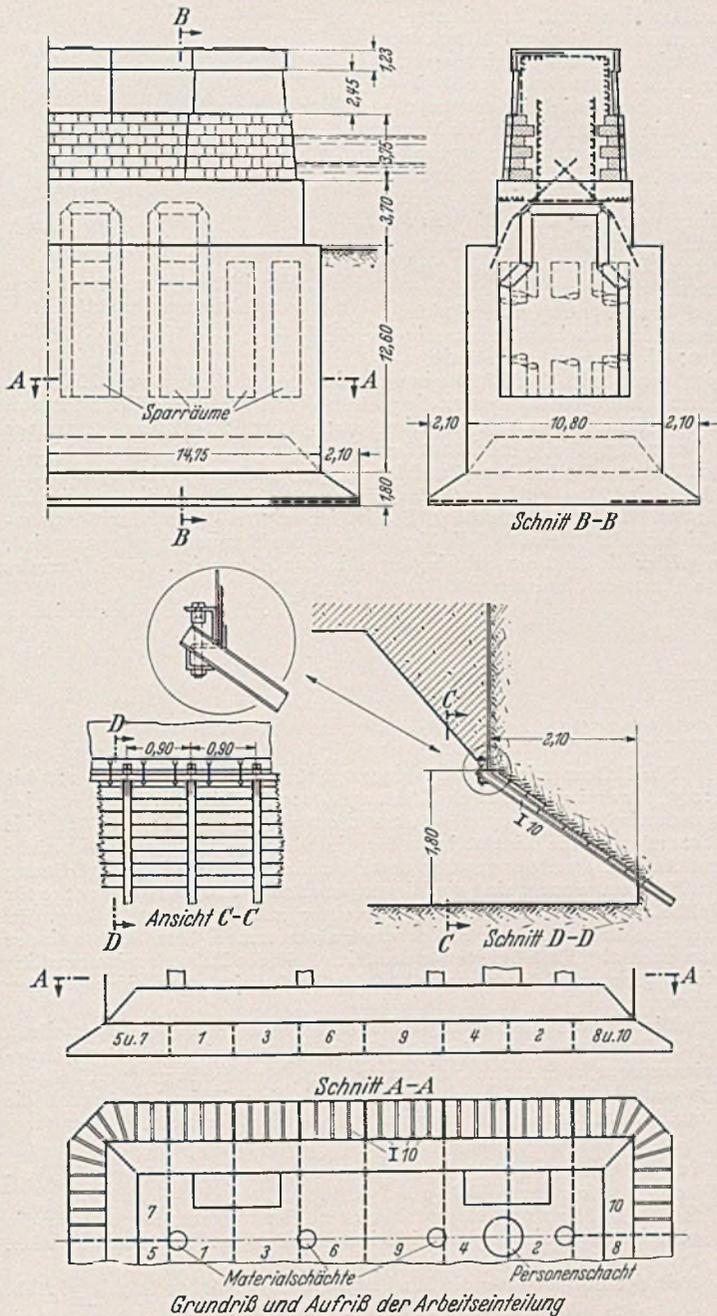


Abb. 1. Verbreiterung der Grundfläche bei Preßluftsenkkästen.



Abb. 2. Blick unter die Zwickelverschalung.

durch eine besondere Führung schräg nach außen geneigt eine Anzahl von I-Profilen in etwa 0,90 m Abstand in das Erdreich getrieben und dann abschnittsweise der Arbeitsraum der Kammer entsprechend vertieft. Der durch die Träger gebildete Zwickel wird unter gleichzeitiger Ausbohrung ausgeräumt. Der Senkkasten trägt sich auf die unterfahrene Strecke frei. Nachdem der so hergerichtete Abschnitt betoniert ist, wird das gleiche Verfahren in gegeneinander versetzten Abschnitten durchgeführt.

Bei dem in der Abb. 1 gezeigten Beispiel hat man auf diese Weise eine Flächenvergrößerung von rd. 55% der ursprünglichen Senkkastenfläche erreicht. Durch Eiseneinlagen in der Grundfläche dieser Konsolverbreiterung werden diese zu statisch einwandfreien Bestandteilen des tragenden Kammerfüllbetons.

Diese praktische Ausführung verdient größere Beachtung, weil es so möglich war, die eigentlichen Senkkastenabmessungen geringer zu halten und dadurch an hochwertigem Eisenbeton und an teurem Aushub unter Druckluft zu sparen. Allerdings ist sie nur dort durchführbar, wo die Bodenart es gestattet auch unterhalb der Schneide einen Hohlraum im Erdreich wirksam und wirtschaftlich unter Preßluft zu halten. Die Verluste an Luft durch die schrägen Schallflächen sind bestimmend für die Größe der einzelnen Abschnitte, in welche man die Kammer einteilen muß. (Nach Eng. News Record. 116 [1936] S. 901.)

Dipl.-Ing. Ernst B a c h u s, Hannover.

Prüfung von Rüttelbeton.

Die Verdichtung von Beton durch Rütteln wurde bisher meist an erhärteten Probekörpern nachgeprüft. Man verglich Festigkeit, Verschleißwiderstand und Wasserdichtigkeit gerüttelten Betons mit ungerütteltem nach 7 oder 28 Tagen. Eine Prüfung der Verfestigung während des Rüttelns konnte man nicht, abgesehen von einem behelfsmäßigen Verfahren: Hohlkugeln aus Metall wurden in den Beton getaucht; ihr Aufsteigen in der gerüttelten Masse zeigte den Fortschritt der Verdichtung an. Meßergebnisse können damit nicht erzielt werden.

In Frankreich verwendet man neuerdings ein Meßgerät, das die verdichtende Wirkung des Rüttelns an einer beliebigen Stelle des gemachten Betons aufzeichnet (Abb. 1 und 2). Damit kann einerseits die beste Materialzusammensetzung, andererseits der Wirkungsbereich, die geeignete Stärke und Frequenz der Rüttler festgestellt werden. Der Apparat von Beaudouin, der nach einigen Fehlschlägen recht zweckmäßig konstruiert wurde, besteht aus einem piezo-elektrischen Quarzkristall, wie man ihn bei Kurzwellensendern verwendet. Das umschließende Metallgehäuse wird in den Beton getaucht; die Leitung führt in starrer Röhre zu einem gekapselten Elektrometer, von da über einen Verstärker zum Oszillographen, der die Schwingungen des gerüttelten Betons kurvengetreu auf lichtempfindliches Papier zeichnet. Das Gerät ist durch ein Trockenmittel (Phosphorpentoxid) gegen den Einfluß von Feuchtigkeit gesichert. Um das Elektrometer vor Erschütterungen zu schützen, ist es im Gehäuse elastisch aufgehängt. Die aufgezeichneten Kurven geben in jedem Augenblick die Beschleunigung an, welche den Betonteilchen durch das Rütteln erteilt wird. Die Amplitude, eine der Beschleunigung proportionale Größe, bildet das hauptsächlichste Charakteristikum für die Wirkung des Rüttelns. Je größer der Zeigerausschlag

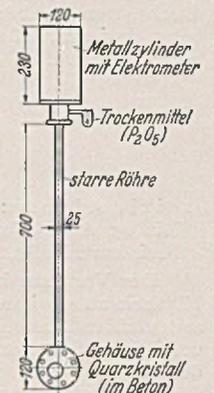


Abb. 1. Meßgerät von Beaudouin.

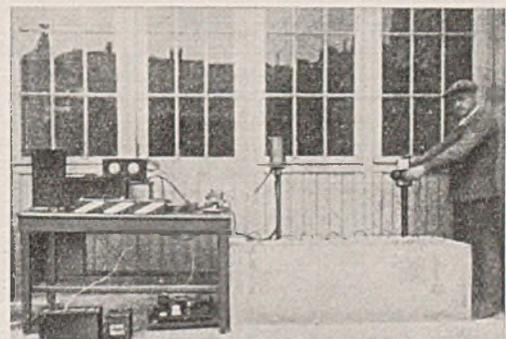


Abb. 2. Messung der Verdichtung von Rüttelbeton. Rechts Rüttler, in der Mitte Meßgerät von Beaudouin.

ist (Abb. 3), um so größer ist auch die Verfestigung des Betons. Um einen richtigen Vergleichsmaßstab zu erhalten, muß außerdem die Entfernung des Rüttlers vom Meßgerät angegeben werden. Der Zeigerausschlag wird größer, wenn man den Rüttler näher an das Meßgerät führt.

Bei den Versuchen des Laboratoire des Ponts et Chaussées wurden Rüttler verwendet, die den Beton von innen her in Schwingung ver-

setzen. Die teils elektrisch, teils pneumatisch angetriebenen Geräte verleihen dem umgebenden Beton einen Auftrieb; der eingetauchte Rüttler steigt unter Verdichtung der darunter liegenden Betonschicht hoch (vgl. Bauing. 17 (1936) S. 169). Die elektrischen Rüttler (110 V, $\frac{1}{3}$ PS) gaben 6000 Schwingungen/min, die pneumatischen 5000 und 11 000. Wenn möglich, geht man heute über diese Zahlen hinaus.

Der Einfluß fester Schalung auf die Übertragung der Schwingungen ist verhältnismäßig klein. Führt man den Rüttler in die Nähe der

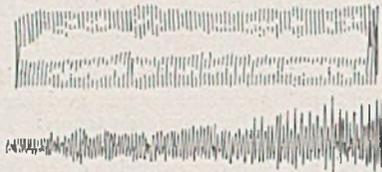


Abb. 3. Aufzeichnung der Schwingungen gerüttelten Betons. Oben ohne, unten mit Grobzuschlägen.

Schalung, so zeigt sich wohl die Brechung der Schwingungen an den Wänden. Bei entsprechender Größe der Betonmasse kann sie jedoch praktisch vernachlässigt werden. Verständlich wird hieraus, daß auch mit Außenrüttlung gute Verfestigung erzielt werden kann.

Ist die Schalung nachgiebig, dann schwingt sie selber mit. Führt man z. B. den Rüttler in 15 cm Entfernung von der Schalung bei 100 cm Abstand vom Meßgerät, so ergibt sich ein größerer Zeigeraussschlag des Oszillographen als bei 35 cm Entfernung von der Schalung und 80 cm Abstand vom Meßgerät. Führt man den Rüttler weiter von der Schalung fort zum Meßgerät hin, dann werden die Ausschläge wieder größer. Bei kleinen Betonkörpern muß also der Einfluß nachgiebiger Schalung in den Meßergebnissen berücksichtigt werden.

Bei den Versuchen mit verschieden zusammengesetztem Beton wurde der Zement durch Kieselgur ersetzt, um das Abbinden während der Messungen zu verhindern und mehrere Versuche mit dem gleichen Material durchführen zu können. Vergleichende Beobachtungen an Zementbeton erwiesen, daß die Schwingungsübertragung durch den Ersatz nicht beeinflusst wird.

Bei weich angemachtem Beton von feiner und mittlerer Zuschlagkörnung werden recht gleichmäßige Meßkurven erzielt (Abb. 3, obere Kurve). Bei erdfeuchtem Beton und Beimischung grober Zuschläge werden die Ausschläge unregelmäßig, da der Rüttler weniger glatt arbeiten kann und öfters auf grobe Bestandteile trifft (Abb. 3, untere Kurve). Daraus erklärt sich auch, daß die stärkeren pneumatischen Rüttler den elektrischen überlegen sind, wenn man trockenen Beton zur Erzielung hoher Festigkeit verwendet.

Eine Abhängigkeit der Verdichtung vom Wasserzusatz wurde, von diesen Beobachtungen abgesehen, bisher noch nicht festgestellt. Die Ausschläge für Gußbeton (Abramsches Setzmaß = 14 cm), weichen Beton (4 cm) und erdfeuchten Beton (1 cm) waren nicht wesentlich voneinander verschieden; die Kurven überschneiden sich, wenn man den Rüttler in verschiedenen Abständen vom Meßgerät führte. Dagegen konnte man die größere Verfestigung von Kiessandbeton ohne Grobzuschläge (11,25 kg Kieselgur; 75 l Sand; 150 l Kies) gegenüber Beton mit großen, gebrochenen Zuschlägen (11,25 kg Kieselgur; 40 l Sand; 90 l Kies; 90 l gebrochene Zuschläge 30–75 mm) gut beobachten. Nach Abb. 4 sind für alle Abstände des Rüttlers vom Meßgerät die Amplituden für den Kiessandbeton größer. Schließlich zeigten Versuche mit den verschiedenen Rüttlern, daß die Verfestigung des Betons um so besser wird, je größer die Zahl der Schwingungen in der Minute ist. (Nach Annales des Ponts et Chaussées 106 (1936) S. 338.)

Th. Busch, Mannheim.

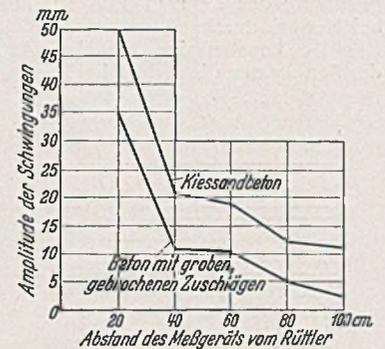


Abb. 4. Verdichtung von Rüttelbeton mit verschiedenen Zuschlägen. (Elektrischer Rüttler, 110 V, $\frac{1}{3}$ PS.)

BUCHBESPRECHUNGEN.

Leitl, Alfons: Von der Architektur zum Bauen. Mit 45 Abb. Verlag A. Metzner, Berlin 1936. 68 S. 14 × 22 cm. Preis kart. RM 4,20.

Der Verfasser hat sich in seinen Ausführungen das Ziel gesteckt, Klarheit zu gewinnen über die grundlegenden Vorbedingungen für ein zeitgemäßes Bauen, d. h. für den Begriff des selbstverständlichen, vorurteillosen Schaffens aus Zweck, Stoff und Technik. Er gibt dem Bauen des Alltags die Bezeichnung des Handwerks, weist aber nachdrücklich darauf hin, daß dieses Handwerk heute ein anderes ist, als das der Vergangenheit, daß sich Werkzeug, mancherlei Baustoff und die Verwendungsmethoden gewandelt haben und ein Neues bedingen. Vorbildlich und bahnbrechend dem Sinne nach erscheint dem Verfasser die Arbeit des Ingenieurs, der voraussetzungslos und ohne künstlerisches Ziel aus den Bedingungen des Zwecks und der konstruktiven Mittel durch fortschreitende Beherrschung seiner Aufgaben und seiner Technik zu vorbildlicher Gestaltung gelangt ist. Auf dem gleichen Wege müsse der Architekt zu der Selbständigkeit gelangen, die aus der Erfassung des geistigen Gehalts der Aufgabe zum Schaffen, zum „Bauen“ führt. Das wirklich „Baumeisterliche“ sei immer der Zweiklang von Konstruktion und Bauen. Die Gegenwart stellt Aufgaben, die das Ziel des Gemeinsamen auf der gemeinsamen Ebene der gemeinsamen Technik abstecken. Aufgabe der Architektur ist der Raum, im Einzelhaus, in den Bauten des wirtschaftlichen und kulturellen Lebens im Städtebau und der Landesplanung. Unser Jahrhundert kann wieder die große Form finden, wenn sie das Ideal der Ganzheit erkennt und in sich aufnimmt. Die Diskussion über die Einzelarchitektur wird verschwinden, wenn der Sinn zum großen Rhythmus und zur Ordnung der großen Form Allgemeingut geworden ist. Das was wir sagen müssen, können wir nur in unserer Sprache sagen, die Gedanken des Alltags und die großen Erlebnisse.

Kanold, Hannover.

Anger, Georg: Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger. Mit 31 Textabb. Berlin: W. Ernst u. Sohn, 1936. V/88 S. DIN A 5. Preis kart. RM 8,20.

Das Buch gibt zunächst in der Einleitung die wichtigsten Gleichungen für die Berechnung von durchlaufenden Balken mit Hilfe der Dreimomentengleichung. Dabei wird eine über die ganze Länge konstante Biegesteifigkeit EI des Trägers und unnachgiebige Stützung vorausgesetzt.

Für Balken mit zwei Öffnungen (Stützweitenverhältnisse 1:1 bis 1:2,5), für drei symmetrische Öffnungen (1:0,8:1 bis 1:2:1) und für vier symmetrische Öffnungen (Stützweitenverhältnisse 1:0,8:0,8:1 bis 1:2:2:1) sind die Einflußlinien für die Biegemomente, Querkräfte und Auflagerdrucke angegeben und zwar für 10 Punkte in jeder Öffnung des Balkens. Ferner sind die Biegemomente und Auflagerdrucke für Vollbelastung mit gleichmäßig verteilter ständiger Last g bzw. für feldweise Belastung mit Nutzlast p aufgenommen. Am Schluß findet man noch die Einflußwerte für das Mittelfeld des Balkens mit unendlich vielen gleichen Feldern sowie für den beiderseits starr eingespannten Träger.

Die neuen Zahlentafeln werden sich wegen der engen Unterteilung für die Berechnung von durchlaufenden Balken mit konstantem Trägheitsmoment, aber auch für die angenäherte Vorberechnung von Trägern mit veränderlicher Biegesteifigkeit, wie sie z. B. im Brückenbau die Regel bilden, als nützlich erweisen. Schleichner, Hannover.

Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen beim VDI und DF.

Heft 14: Mörath, E. und Mertz, H.: Untersuchungen über die günstigsten Bedingungen bei Leimverbindungen. 40 S. mit 27 Abb. DIN A 5.

Heft 15: Bericht über die Holztagung 1936. 91 S. mit 36 Abb. DIN A 5. geh. RM 2,—.

Bei der wachsenden Bedeutung des Sperrholzes hat die Frage der zweckmäßigen Verleimung besondere Bedeutung erlangt. Heft 14 der „Mitteilungen“ berichtet über Versuche, die an der Materialprüfungsanstalt der T. H. Darmstadt über die Festigkeit von Leimverbindungen, über den Einfluß des Leimauftrags und des Preßdruckes und über den Holzschwinden angestellt wurden, wobei vor allem die Kunstharzverleimung Berücksichtigung fand.

Heft 15 gibt eine Zusammenstellung der auf der Holztagung 1936 gehaltenen Vorträge.

Während das erstgenannte Heft in der Hauptsache die Sperrholzindustrie angeht, werden aus dem Bericht über die Holztagung (über die hier bereits kurz berichtet wurde¹⁾ alle Holzverarbeitenden Kreise Anregung gewinnen können.

H. Simons, Hannover.

¹ Bauing. 17 (1936) S. 45.