

Vorträge der Sektion für Eisenbetonbau
Lectures of the Section for Reinforced Concrete
Constructions
Conférences de Section pour les Constructions en
Béton Armé

Professor SPANGENBERG, München:

Die Lechbrücke bei Augsburg

Die neue Straßenbrücke über den Lech bei Augsburg übertrifft nicht nur durch ihre Lichtweite von 84,4 m alle deutschen Eisenbetonbrücken, sondern sie ist mit ihrem Dreigelenkbogen von rd. $\frac{1}{12}$ Stich auch die flachste unter den bis jetzt ausgeführten Wölbbrücken großer Spannweite. Die Breite der Brücke beträgt 17,0 m, davon entfallen 11,0 m auf die Fahrbahn und je 3,0 m auf die beiden Fußwege. Die Gelenke, die als Stahlguß-Wälzelenke ausgebildet sind, liegen an den Kämpfern auf 3,8 m langen Kragarmen der Widerlager, sodaß die Stützweite des Dreigelenkbogens auf 76,8 m eingeschränkt ist. Die Pfeilhöhe ist 6,45 m, womit sich das Pfeilverhältnis $\frac{f}{l} = \frac{1}{11,9}$ und der Wert $\frac{l^2}{f} = 915$ ergibt. Das Neuartige an der Brücke ist die Auflösung des Bogenquerschnittes in vier hohle, rechteckige Eisenbetonrippen. Dieselbe Querschnittsform ist gleichzeitig, ganz unabhängig von dieser Ausführung, auch für die weitestgespannte Eisenbetonbrücke Englands, die Tweed-Brücke bei Berwick, angewandt worden.

Die neue Lechbrücke wurde wie zahlreiche andere bemerkenswerte Brückenbauten im Rahmen des Straßenbauprogramms erbaut, das die Bayerische Staatsbauverwaltung unter der tatkräftigen Leitung von Ministerialrat VILBIG zurzeit durchführt; bauleitende Behörde war das Bayerische Straßen- und Flußbauamt Augsburg. Das Bauwerk wurde von der Firma WAYSS & FREYTAG A.-G. unter Leitung von Direktor MUY entworfen, als Mitarbeiter war besonders Oberingenieur DEININGER tätig, der auch die nicht einfache und in jeder Beziehung mustergültige Bauausführung überwachte. Der Verfasser war für diesen Brückenbau sachverständiger Berater der Bauherrschaft und der Unternehmung, er hatte die statischen Berechnungen zu prüfen und konnte eine Reihe grundsätzlicher Fragen der Konstruktion mitentscheiden helfen.

Zur Erlangung von Vorentwürfen für den Brückenbau wurde im Frühjahr 1927 ein Wettbewerb veranstaltet, bei dem 20 Entwürfe in Eisenkonstruktion und 21 Entwürfe in Eisenbeton eingingen. Über das Ergebnis dieses Wettbewerbes ist in der Zeitschrift „Die Bautechnik“ 1927, Heft 36, von Oberbauamtmanntmann KNAB und Regierungsbaumeister HUBINGER berichtet worden. Da keiner der Entwürfe eine

völlig befriedigende Lösung ergab, mußte noch eine engere Ausschreibung veranstaltet werden, für die auf Grund der beim Wettbewerb gewonnenen Erfahrungen sehr genaue technische Richtlinien vorgeschrieben wurden, sodaß ein einwandfreier Vergleich der Entwürfe, besonders auch in wirtschaftlicher Beziehung, möglich war.

Die neue Brücke bildet den Ersatz einer im Jahre 1891 erbauten eisernen Fachwerkbrücke, die in ihren Abmessungen und in ihrer Tragfähigkeit den heutigen Verkehrsansprüchen nicht mehr genügte. Bei der Gestaltung der neuen Brückenkonstruktion durfte nicht außer acht gelassen werden, daß in einem Abstand von nur 200 m flußaufwärts eine Eisenbahnbrücke über den Lech führt, die als eiserne Bogenbrücke mit Zugband ausgebildet ist. Die nahe Nachbarschaft dieses Bauwerkes mit seinen hoch über das Gelände sich erhebenden schweren Fachwerk-Bogenträgern ließ es aus ästhetischen Gründen geboten erscheinen, für die neue Straßenbrücke eine Konstruktion mit oberliegender Fahrbahn zu wählen, wobei eine Hebung der Straßenplanie bis zu 2 m als zulässig erachtet wurde. Bei dem zur

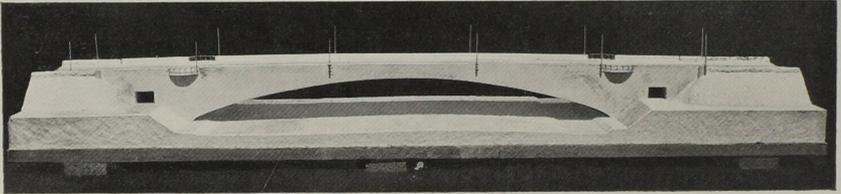


Abb. 1. Modell des Ausführungsentwurfes

Ausführung gewählten Entwurf der Firma WAYSS & FREYTAG, dessen Modell Abb. 1 zeigt, beträgt diese Hebung nur 1,5 m im Scheitel, unter Einhaltung eines Längsgefälles der Fahrbahn von 2‰ nach beiden Ufern.

Die Architektur dieses Entwurfes stammt von Prof. BONATZ in Stuttgart. Um eine möglichst ruhige, geschlossene Wirkung zu erzielen, sind die Stirnwände und Brüstungen mit den Stirnflächen des Bogens in eine Ebene gelegt. Auch die Vorderflächen der Widerlager und Flügelmauern liegen in derselben Ebene, wodurch der Gesamteindruck des langgestreckten kühnen Bauwerkes noch gesteigert wird. Jedwede Gliederung der Flächen ist vermieden, nur über den Kämpfern sind Kanzeln mit durchbrochenen, eisernen Geländern ausgekragt, um auf diese Weise die Höhenlage der Fahrbahn in der Brückenansicht zu betonen und zugleich einen Maßstab für die Größenverhältnisse des Bauwerkes zu geben. Sämtliche Betonsichtflächen sind einheitlich mit dem Krönel steinmetzmäßig bearbeitet. Die Durchgangsöffnungen in den Widerlagern sind übrigens bei der Ausführung noch etwas vergrößert worden, was der architektonischen Erscheinung der Brücke zugute kommt.

Im engsten Wettbewerb mit diesem Entwurf stand eine eiserne Balkenbrücke von 83,4 m Stützweite mit fünf vollwandigen Hauptträgern aus Siliziumstahl. Wie sich besonders an Hand eines Modelles feststellen ließ, versprach jedoch die Blechbalkenbrücke hier keine günstige architektonische Wirkung, weil die rd. 5 m hohe Tragkonstruktion sehr nahe über dem Wasserspiegel zu liegen gekommen wäre. Außerdem war diese Brücke 10000 Mk. teurer angeboten als der Entwurf von WAYSS & FREYTAG A.-G., dessen Längsschnitt und Grundriß Abb. 2a und 2b zeigt.

Gegründet ist das Bauwerk auf den sogenannten Flinkzletten, der in rd. 10 m Tiefe unter der Flußsohle ansteht und den Charakter eines festen, nur mit dem Pickel zu gewinnenden Mergelbodens hat. Es ist üblich, diesen Flinkboden bei gleichmäßiger guter Beschaffenheit mit 5 kg/qcm zu beanspruchen, wie es auch hier

bogens geht aus dem Längsschnitt Abb. 2a hervor, wobei rechts der Schnitt durch eine Kastenrippe dargestellt ist, während links die Querverbände zwischen zwei solchen Rippen geschnitten sind. Die Bogenstärke beträgt 1,40 m im Scheitel, 2,0 m in der Bruchfuge und 1,6 m am Kämpfer. Die Kastenrippen selbst sind in Abständen von 3,5 m durch 25 cm starke Querschotten ausgesteift, welche Mannlöcher besitzen, um die Entfernung der Innenschalung der Kästen und eine spätere Revision zu ermöglichen. In das Innere der Kästen gelangt man durch Einsteigöffnungen, die ungefähr in der Mitte zwischen Scheitel und Kämpfer in den oberen Druckplatten der hohlen Rippen vorgesehen sind. Jede zweite Schotte läuft auf die ganze Brückenbreite, gleichfalls in 25 cm Stärke, als Querversteifung der vier Kastenrippen durch, um eine gemeinsame Lastübertragung durch die Rippen zu gewährleisten. Der Aufbau auf den Bogenrippen bietet nichts Besonderes, die Fahrbahntafel ist als kreuzweiss bewehrte Platte von 18,5 cm Stärke zwischen Längs- und Querträgern ausgebildet und wird von Eisenbetonsäulen getragen, die über den Querwänden der Kastenrippen stehen.

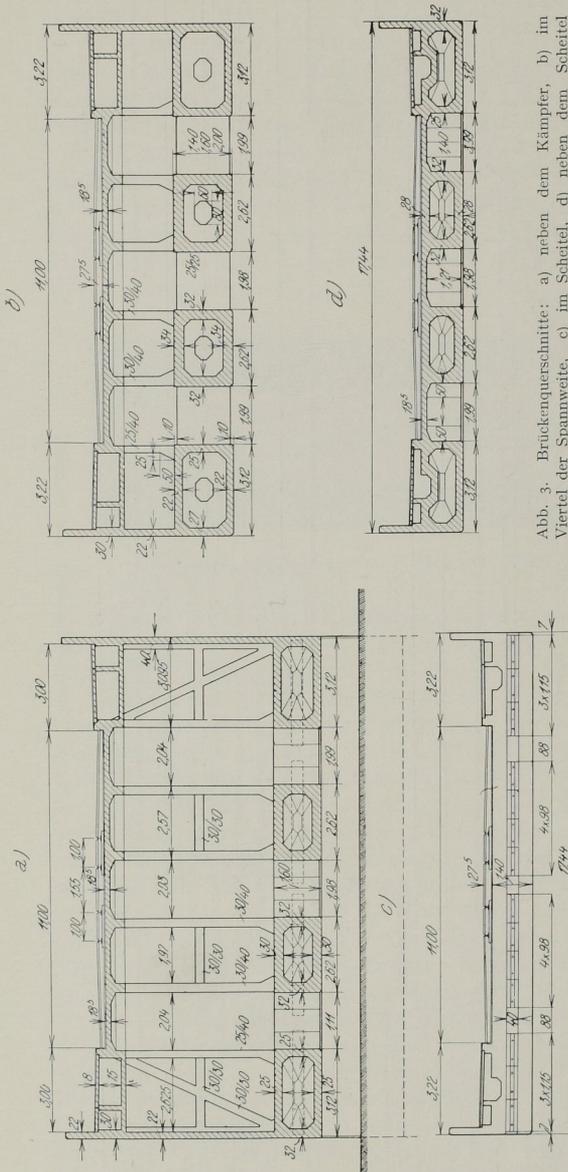


Abb. 3. Brückenquerschnitte: a) neben dem Kämpfer, b) im Viertel der Spannweite, c) im Scheitel, d) neben dem Scheitel

Die weitgehende Auflösung der Gewölbekonstruktion läßt bereits der Grundriß (Abb. 2b) erkennen. Deutlicher noch ergibt sich das Wesen der Konstruktion aus den Brückenquerschnitten, Abb. 3a bis d. Bei dem Wettbewerb war von der Firma WAYSS & FREYTAG A.-G. ein auf die ganze Breite durchgehender Zellenquerschnitt mit einer leichten Auskrägung der Fußwege vorgeschlagen worden.¹ Da bei der engeren Ausschreibung mit Rücksicht auf die äußere Erscheinung

der Brücke auskragende Fußwege nicht gestattet waren, hätte sich der Zellenquerschnitt, auf die ganze Brückenbreite erstreckt, nicht genügend ausnutzen lassen.

¹ Vgl. die Abb. 13 in der Zeitschrift „Der Bauingenieur“ 1928, S. 684.

Es wurde daher eine weitergehende Gliederung des Querschnittes, zum Teil auch mit doppel-T-förmigen Rippen, versucht und schließlich kam man auf Vorschlag des Verfassers zu den vier Kastenrippen, die in Abb. 3a bis d in verschiedenen Brückenquerschnitten dargestellt sind. Die Breite der einzelnen Kästen beträgt 2,62 m unter der Fahrbahn und 3,12 m unter den Fußwegen. Um die zulässige Beanspruchung möglichst gleichmäßig auszunutzen, sind die Wandstärken der Fußwegrippen etwas schwächer als diejenigen der Fahbahnrippen, auch wechselt die Wandstärke der einzelnen Kastenrippen etwas in der Längsrichtung der Brücke. Im ganzen schwanken diese Stärken zwischen 22 und 34 cm.

Am Scheitel und am Kämpfer sind die vier Hohlquerschnitte durch kräftige horizontale und vertikale Vouten in massive Querhäupter übergeführt, welche die ganze Brückenbreite einnehmen und die Stahlgelenke tragen (vgl. Abb. 2a und 2b). Die Gelenke erstrecken sich auf eine größere Breite als die Kastenrippen, wodurch es ermöglicht wurde, mit der geringen Gelenkhöhe von 40 cm auszukommen. Dafür mußten die Gelenkträger sehr kräftig ausgebildet und entsprechend reichlich armiert werden. Die Konstruktion der Wälzgelenke ist die übliche, die Sicherung gegen die Querkkräfte erfolgt durch Kupillen; das Versetzen der einzelnen Gelenkstücke geschah in bekannter Weise mit Hilfe von Stellschrauben und Winkel-eisen. Den normalen Querschnitt, etwa im Viertel der

Spannweite, zeigt Abb. 3a, am Kämpfer sind die hohen Säulen durch Querriegel und Schrägstreben versteift (Abb. 3b), in der Scheitelgegend fällt die Fahrbahnkonstruktion mit den oberen Druckplatten der Kastenrippen bzw. mit dem Druckhaupt selbst zusammen (Abb. 3c) Die Versorgungsleitungen liegen unter den beiden Gehwegen; ihre Durchführung wird am Scheitel durch das durchgehende Druckhaupt erschwert. Es mußten deshalb Ausklinkungen an dem Druckhaupt und Auskröpfungen an den anschließenden Teilen der

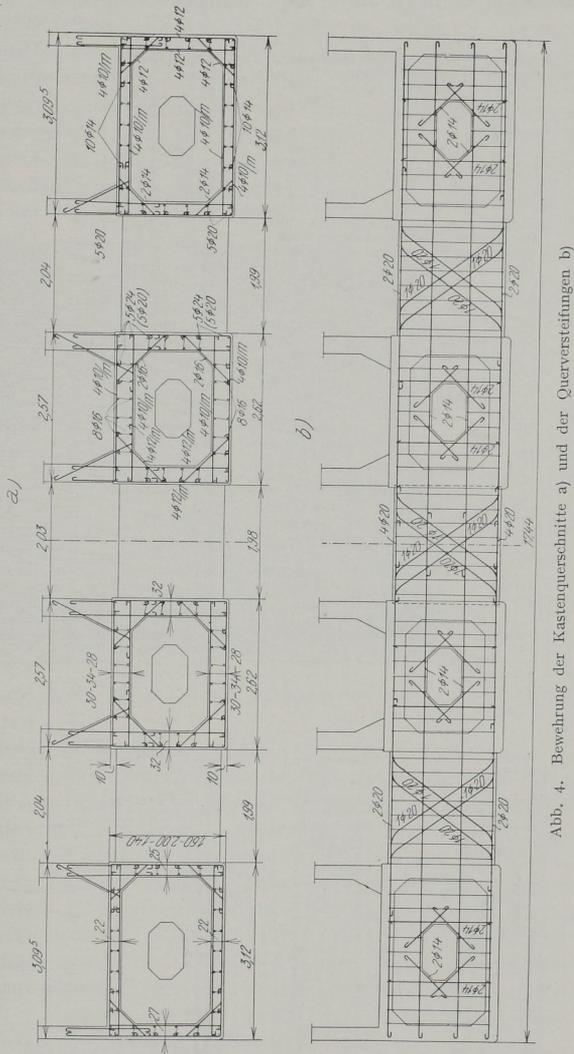


Abb. 4. Bewehrung der Kastenquerschnitte a) und der Querversteifungen b)

beiden Gehweg-Kastenträger in Kauf genommen werden, wie die Abb. 3c und 3d zeigen.

Die Abb. 4a und 4b lassen die wohl durchdachte und sehr gut durchgearbeitete Bewehrung für die Bogenkonstruktion erkennen. Die Längsarmierung der Kastenrippen (Abb. 4a) beträgt rd. 0,5% des Querschnittes; in den Ecken sind stärkere Eisen von 20 bzw. 24 mm Durchmesser angeordnet, während die Längsarmierung in den Wänden und Druckplatten aus Rundeisen von 14 bzw. 16 mm Stärke besteht. Diese Eisen sind sehr reichlich durch Schleifenbügel miteinander verbunden, außerdem ist der ganze Querschnitt durch eine kräftige Umfangsbewehrung von 10 bis 12 mm Stärke in Abständen von 20 bis 25 cm zusammengefaßt. Die Eiseneinlagen in den Querschotten der Kästen und in den Querversteifungen zwischen den hohlen Rippen sind in Abb. 4b dargestellt. Besondere Sorgfalt ist auf die Armierung der Querhüupter verwandt worden. Abb. 5 zeigt für den Scheitel im Grundriß, Querschnitt und in drei Längsschnitten die Anordnung der Eiseneinlagen dieses wichtigen Konstruktionsgliedes, das die Kräfte von den Stahlgelenken in die Kastenquerschnitte überzuleiten hat. Eine Aufnahme der fertig geflochtenen Bewehrung für das Druckhaupt am Kämpfer gibt die Abb. 6, die auch die Kämpfergelenke erkennen läßt.

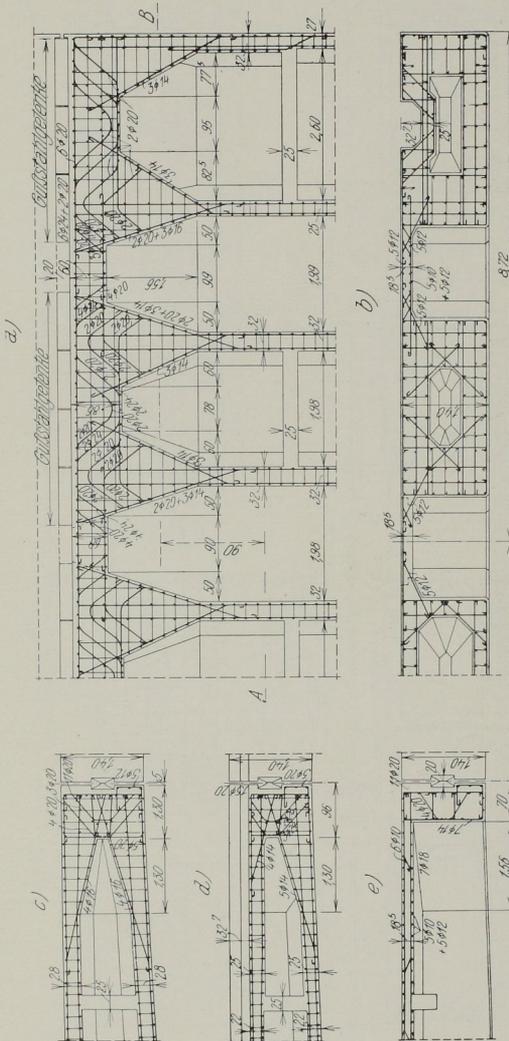


Abb. 5. Bewehrung des Druckhauptes am Scheitel, im Grundriß a), Querschnitt b) und 3 Längsschnitten c) d) e)

Wie der Bewehrung so wurde auch dem Betonmaterial für die Bogenkonstruktion besondere Sorgfalt gewidmet. Das Mischungsverhältnis für die Kastenrippen beträgt 1 : 5, für die Druckhäupter 1 : 4. Verwendet wurde Dyckerhoff-Doppelzement und natürliches Kiessandmaterial aus dem Lech,

das in einem benachbarten Kieswerk gewonnen, gewaschen und sortiert wurde. Es war nur nötig, noch etwas Quetschsand zuzusetzen, weil der Natursand nicht in ausreichender Menge anfiel. Bereits im Frühjahr 1927 wurden vom Verfasser systematische Untersuchungen des Kiessandmaterials im Bautechnischen Laboratorium der Technischen Hochschule München vorgenommen, um Aufschluß über die günstigste Kornzusammensetzung und über die zu erreichenden Druckfestigkeiten zu gewinnen. Alle Vergleichs-

proben wurden mit derselben Konsistenz der Betonmasse durchgeführt, und zwar wurde der Durchmesser des Kuchens bei der Rüttelprobe zu 47 cm gewählt, was eine weiche und für die stark gegliederte Eisenkonstruktion gut geeignete Konsistenz ergab. Probewürfel, die unter teilweiser Verwendung von gebrochenem Kiesmaterial hergestellt wurden, ergaben dabei niedere Festigkeiten, als diejenigen, bei denen nur das natürliche Material verwendet wurde. Es ist dies dadurch zu erklären, daß der Zusatz von gebrochenem Material einen höheren Wasserzusatz erfordert, um dieselbe Konsistenz zu erreichen. Die Druckfestigkeiten der verschiedenen Proben im Alter von 28 Tagen lagen zwischen 335 und 407 kg/qcm, erreichten also sehr hohe Werte für weich angemachten Beton. Das für die Ausführung gewählte Material bestand aus 40% Sand und 60% Kies. Der Sand wurde im Kieswerk hälftig aus Natursand und Quetschsand zusammengesetzt, ebenso

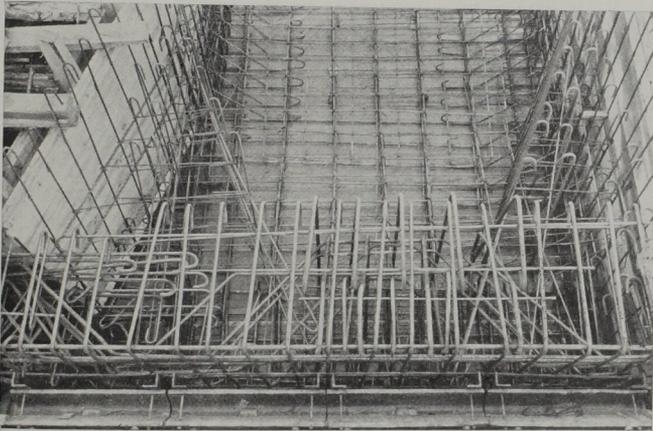


Abb. 6. Bewehrung des Druckhauptes am Kämpfer

wurde der Kies je zur Hälfte aus der Körnung 10 bis 15 mm und 15 bis 25 mm bereits im Werk gemischt. Die beiden so erhaltenen Materialien Sand und Kies wurden getrennt an die Baustelle angeliefert. Die Konsistenz der Betonmasse wurde laufend am Bau durch die Setz- und Rüttelprobe kontrolliert, ebenso wurde jeder Waggon Zement geprüft und dauernd Festigkeitsproben des Betons vorgenommen. Diese strenge Baukontrolle war bereits bei der Ausschreibung vorgesehen und es war verlangt, daß die Würfel Festigkeit des Gewölbebetons im Alter von 28 Tagen (W_{28}) das Vierfache der größten Druckspannung betragen mußte. Mit Rücksicht auf das vorzügliche Betonmaterial wurde dabei auf Vorschlag des Verfassers als Höchstwert für die Druckbeanspruchung 80 kg/qcm zugelassen, während ja nach den „Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ bis jetzt für Eisenbetonbogen nur 70 kg/qcm als Grenzwert festgesetzt ist.

Bei dem ausgeführten Entwurf wurde die rechnermäßige größte Druckbeanspruchung des Betons in den Kastenrippen zu 75 kg/qcm gewählt, um noch eine Reserve für Nebenspannungen zu haben. Unmittelbar hinter den Gelenken, wo es sich um eine Streifenbelastung handelt, beträgt die Druckspannung im Beton 100 kg/qcm. Die Verkehrslasten entsprechen den deutschen Normen für Straßenbrücken erster Klasse; eine lastverteilende Wirkung der Querversteifungen ist bei der Berechnung der Kastenrippen nicht angenommen worden, es wurde aber auch kein Stoßzuschlag für die Haupttragkonstruktion gerechnet. Ist doch selbst bei

dieser stark gegliederten Eisenbetonbogenbrücke das Verhältnis der Verkehrslast zur ständigen Last 1:6, während es bei der eingangs erwähnten eisernen Balkenbrücke 1:2,5 betragen hätte. In den Kastenrippen treten ausschließlich Druckspannungen auf; von der Gesamtspannung in Höhe von 75 kg/qcm entfallen im Mittel 45 kg/qcm auf die Eigengewichtsspannungen und 30 kg/qcm auf die Spannungen aus Verkehr. Die Bogenachse der beiden mittleren Rippen ist nach dem bekannten Verfahren von MÖRSCH so gewählt worden, daß die größten Randspannungen in den einzelnen Querschnitten gleich groß werden. Damit liegt die Bogenachse ein wenig unter der Stützlinie für Eigengewicht. Bei den beiden Randrippen war dieser Ausgleich nicht möglich, da sie anders belastet sind als die Mittelrippen und doch die gleiche Bogenform erhalten sollten.

Von der Bauausführung interessiert in erster Linie die Herstellung der Kastenrippen, die übrigen Bauarbeiten sollen nur kurz besprochen werden. Die neue Brücke liegt an der Stelle der alten eisernen Brücke, so daß vor Beginn des Baues die Errichtung einer hölzernen Notbrücke nötig wurde, auf deren Jocheinteilung bei der Konstruktion des Lehrgerüsts Rücksicht zu nehmen war. Die eigentlichen Bauarbeiten begannen im September 1927 und mußten einschließlich des Abbruches der eisernen Brücke so beschleunigt werden, daß spätestens Ende Mai 1928 das Lehrgerüst abgelassen werden konnte, ehe gefährliche Hochwasser des Lech zu erwarten waren. Der schwierigste Teil der Bauausführung war die Gründung der Widerlager, die in offener Baugrube zwischen eisernen Larssenspundwänden erfolgte. Die Abstufung der Baugruben von 20,6 m Länge, 17,5 m Breite und 10,0 m Tiefe war eine hervorragende tiefbautechnische Leistung. In sehr geschickter Weise wurden dabei in der Längsachse jeder Baugrube drei starke eiserne Kastenträger schon vor Beginn des Erdaushubs gerammt, die als lotrechte Zwischenstützen für die Abstufung dienten. Diese war in mehreren Stockwerken übereinander angeordnet, welche für sich ein- und ausgebaut werden konnten, sodaß zu unterm immer ein freier Arbeitsraum für den Aushub und später für das Betonieren vorhanden war. Erst Ende März 1928 waren beide Widerlager einschließlich der Kragarme vollendet. Es verblieben daher nur zwei Monate Bauzeit für die Herstellung und Ausrüstung des Bogens.

Das Lehrgerüst, Abb. 7a und 7b, war schon vorher errichtet worden. Es weicht nicht von den üblichen Konstruktionen ab, nur konnte wegen des geringen Gewichtes der Kastenrippen der Binderabstand zu 2,10 bis 2,70 m, also ungewöhnlich groß, angenommen werden. Mit Rücksicht auf die große Breite der Brücke erfolgte die Ausführung der Bogenkonstruktion in zwei Hälften und demgemäß wurden zwischen den beiden mittleren Kastenrippen die Druckhäupter, die Fahrbahnplatte im Scheitel und die Querversteifungen erst nach Absenkung des Lehrgerüsts betoniert. Deshalb besteht auch das Lehrgerüst im Querschnitt (Abb. 7b) aus zwei in sich versteiften Teilen, die miteinander nur durch die Schalung und die Hauptquerzangen verbunden sind. Die Überhöhung des Lehrgerüsts wurde zu 21 cm bemessen, als Ausrüstungsvorrichtung dienten Sandtöpfe.

Für die Kastenrippen war von vornherein die Betonierung in Lamellen vorgesehen, wie sie aus dem Längsschnitt (Abb. 7a) zu erkennen ist. Fraglich war nur die Herstellung der einzelnen Lamellenstücke selbst und man entschloß sich auf Vorschlag des Verfassers, die zweckmäßigste Ausführungsweise an einem, auf dem Werkplatz aufgebauten Modellstück in natürlicher Größe zu studieren, was sich als sehr nützlich erwiesen hat. An sich wäre es erwünscht gewesen, nach Einbringung der Innenschalung und der vollständigen Armierung den ganzen Eisenbetonkasten einer Lamelle zusammenhängend in einem Zuge zu betonieren. Dann hätte man aber den Beton nicht in weicher Konsistenz, wie vorhergesehen, sondern nur stark flüssig einbringen können,

an Druckfestigkeit in Kauf nehmen müssen. Man entschied sich daher, den Beton weicher Konsistenz beizubehalten (Kuchendurchmesser bei der Rüttelprobe 45 bis 50 cm) und jedes kastenförmige Lamellenstück in zwei Teilen zu betonieren. Nach Armierung des unteren Querschnittsteiles wurde zunächst nur die Bodenplatte hergestellt und erst nach ihrer Erhärtung die Innenschalung eingesetzt. Dann konnte die Armierung der Seitenwände und der Deckenplatten eingebracht und schließlich dieser zweite Querschnittsteil betoniert werden. Der Zusammenhang der beiden Teile ist durch die reichliche Bewehrung der Vouten und der Wände gewährleistet, außerdem erhielten die Anschlußflächen noch eine Verzahnung, indem durch Eindrücken eines Kantholzes Vertiefungen in den frischen Beton der Bodenplatte hergestellt wurden. Nur die Druckhäupter am Scheitel und am Kämpfer nebst einem kurzen anschließenden Stück der Kastenrippen sind jeweils

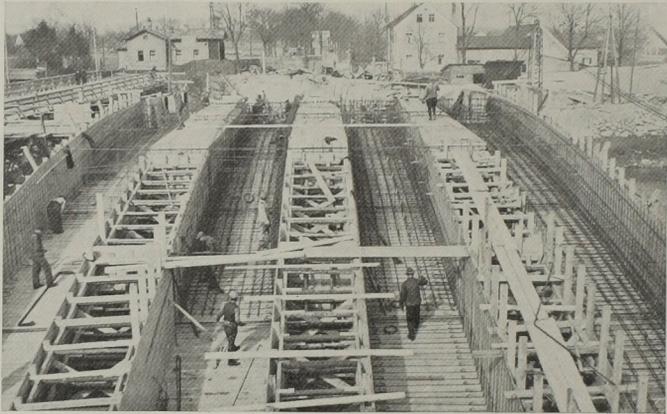


Abb. 8. Einbringen der Bewehrung in die Schalung der Kastenrippen

auf die halbe Brückenbreite in einem Guß betoniert worden. Damit ergab sich der im Längenschnitt der Gerüstzeichnung Abb. 7a eingeschriebene Betonierungsvorgang.

Von den beiden Kastenrippen der einen Brückenhälfte wurden der Reihe nach betoniert:

1. die Druckhäupter an den beiden Kämpfern,
2. das eine Scheiteldruckhaupt,
3. die Bodenplatten aller großen Lamellen,
4. nach Versetzen der Scheitelgelenke das andere Scheiteldruckhaupt, und — nach einer Pause für das Einbringen der inneren Kastenschalungen und für die Vervollständigung der Armierung —
5. und 6. die Wände und Deckenplatten der großen Lamellen.

Dieser Vorgang wiederholte sich dann für die beiden Kastenrippen der anderen Brückenhälfte und schließlich wurden in allen vier Kastenrippen die Schlußlamellen 7 bis 9 betoniert. Die Herstellung der Kastenrippen nahm die Zeit vom 24. April bis 15. Mai, also 22 Tage in Anspruch. Das Betonieren selbst erforderte jedoch nur 14 Tage, die übrige Zeit wurde für das Einbringen der Innenschalung und der oberen Armierung gebraucht. Die Entfernung der Innenschalung erfolgte durch die Mannlöcher, was ohne besondere Schwierigkeiten, aber nur unter großem Holzverlust möglich war.

Von diesem Bauvorgang geben die Abb. 8 bis 11 eine anschauliche Darstellung.

In Abb. 8 ist die Gewölbeschalung und die äußere Schalung für die Wände der Kastenrippen fertiggestellt und man ist damit beschäftigt, die Eiseneinlagen für die Wände zu verlegen.

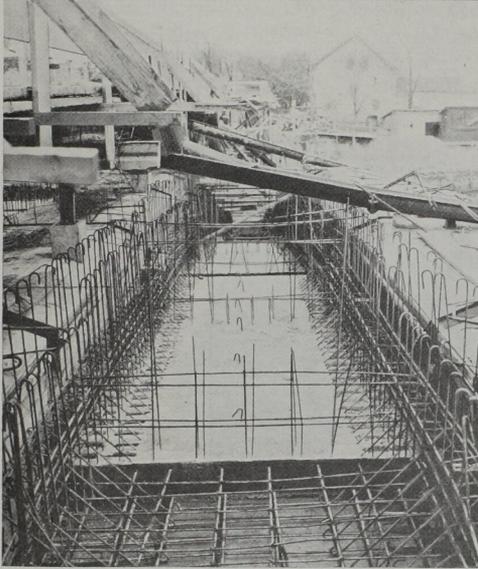


Abb. 9. Wandarmierung einer Kastenrippe, Bodenplatte teilweise betoniert

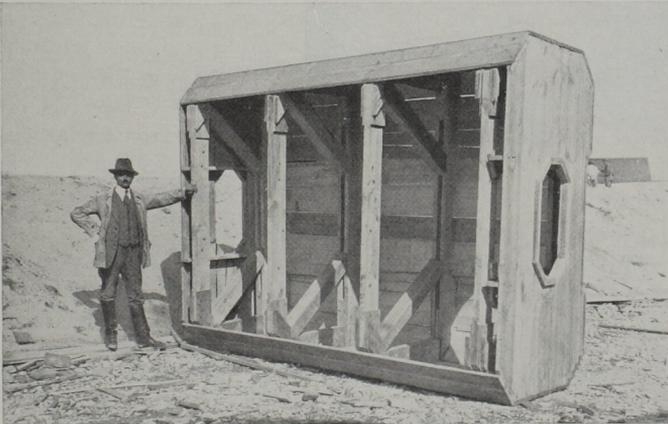


Abb. 10. Schalkasten für die Innenschalung der Kastenrippen

Abb. 9 zeigt ein Stück einer Bodenplatte fertig betoniert. Ferner sind hier die reichliche Eckarmierung und die eingedrückten Vertiefungen für den Anschluß der Wände an die Bodenplatte deutlich zu erkennen.

Einen Schalungskasten für die Innenschalung stellt Abb. 10 dar; diese Kästen wurden auf dem Werkplatz hergestellt und dann im ganzen versetzt.

Auf Abb. 11 sind die Druckhäupter am Kämpfer fertig betoniert, die Innenschalung der anschließenden Lamellen ist eingesetzt und die Armierung der Wände und Deckenplatten größtenteils vollendet. Das Bild zeigt also den Zustand kurz vor dem Betonieren der Wände und Deckenplatten für die großen Lamellen.

Um eine Gefährdung der Bogenkonstruktion durch etwaige Hochwasserschäden am Lehrgerüst auszuschalten, wurde die Ausrüstung schon zehn Tage nach Schluß der Kastenrippen vorgenommen, was mit Rücksicht auf den verwendeten hochwertigen Zement zulässig erschien, zumal Probewürfel aus der Betonmasse für die Schlußstücke bereits 231 kg/qcm im Alter von acht Tagen ergaben. Im Mittel hatte der Beton des Bogens beim Ausrüsten ein Alter von zwanzig Tagen. Die Absenkung wurde in der üblichen Weise vom Scheitel ausgehend vorgenommen, und

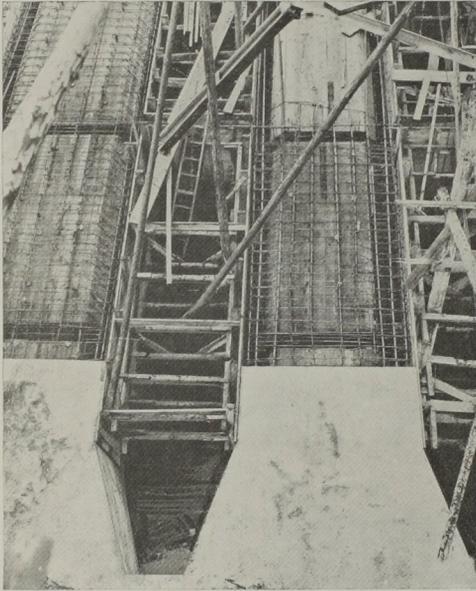


Abb. 11. Druckhaupt am Kämpfer und Bewehrung für die Deckenplatten der Kastenrippen

zwar gleichzeitig bei beiden Brückenhälften, also auf die ganze Brückenbreite, um einseitige Beanspruchungen der Widerlager zu vermeiden. Die Scheitelsenkung bei der Ausrüstung betrug 110 mm. Wie schon erwähnt, wurde dabei auch ein Ausweichen der Widerlager von 15,1 mm festgestellt. Dieses allein bewirkt bei dem kleinen Pfeilverhältnis von rd. 1:12 schon eine Scheitelsenkung von 45 mm. Weitere 50 mm Senkung sind auf die Eigengewichtsspannungen in den Kastenrippen zurückzuführen. Dieser Wert ist nach dem Prinzip der virtuellen Geschwindigkeiten unter Annahme eines Elastizitätsmaßes $E = 210000$ kg/qcm berechnet worden, was für den hochwertigen Beton im mittleren Alter von zwanzig Tagen zutreffend sein dürfte. Der von dem Gesamtmaß von 110 mm noch verbleibende Rest von 15 mm ist wohl durch das Schwinden in der Zeit vom Bogenschluß bis zum Ausrüsten zu erklären, das sich erst nach Absenken des Lehrgerüsts in einer entsprechenden Verkürzung der Bogenschenkel auswirken kann. Nach gleichlaufenden Schwindversuchen des Verfassers im Bautechnischen Laboratorium der Techn. Hochschule München mit Prismen aus dem Beton der Kastenrippen kann für diese Zeitspanne mit einer Schwindung entsprechend etwa 6° Temperaturabnahme gerechnet werden, was eine Scheitelsenkung von 14 mm ergeben würde. Die gesamte beobachtete Scheitelsenkung stimmt also mit den theoretisch ermittelten Werten gut überein.

Die weitere Bauausführung nach der Ausrüstung des Bogens bot nichts Besonderes mehr. Der Überbau, die Fahrbahn und die Brüstungen konnten in rascher Folge hergestellt werden. Zurzeit sind alle Arbeiten beendet und die Brücke wird Ende Oktober dem Verkehr übergeben werden. Wegen der hölzernen Notbrücke ist es jetzt noch nicht möglich, eine gute Gesamtaufnahme des Bauwerkes zu machen. Eine Untersicht der Brücke gibt Abb. 12, in der die charakteristische Aufteilung des Bogenquerschnittes in vier Kastenrippen gut zur Erscheinung kommt.

Als allgemein interessierendes Ergebnis kann zum Schluß festgestellt werden, daß sich die Eisenbetonkastenquerschnitte durchaus einwandfrei und sachgemäß haben ausführen lassen. Die Firma WAYSS & FREYTAG A.-G. hat allerdings auch große Umsicht und Sorgfalt aufgewendet, um das Gelingen dieser für Deutschland neuartigen Konstruktion zu sichern. Die Herstellung der Schalungen und das Einbringen der Armierung ging glatt von statten, das Betonieren selbst konnte sogar überraschend schnell durchgeführt werden. Kompliziert war nur die Armierung der Querhäupter und sehr mühsam das Aufstellen und Entfernen der Zwischenschalungen an den Lamellengrenzen. Irgendwelche Mißstände oder Mängel haben sich weder während der Herstellung noch nachher an den Kastenrippen gezeigt. Bei Anwendung solcher hohler Eisenbetonrippen für größere Spannweiten wachsen auch die Abmessungen und Wandstärken der Querschnitte, wodurch ihre Ausführung noch erleichtert werden wird. Für den flachen Bogen der Lechbrücke wären ja an sich noch andere Querschnittsformen denkbar gewesen und es hat sich

auch bei der Ausschreibung gezeigt, daß schlaff- oder steifbewehrte Rippenquerschnitte hier wohl ebenso wirtschaftlich gewesen wären, wie die Kastenquerschnitte. Diese haben aber vor den anderen Lösungen den Vorteil einer größeren Steifigkeit in vertikaler und horizontaler Richtung, sowie einer besonders zweckmäßigen Ausbildung der Randträger an den Brückenstirnen.

Für den Fortschritt im Wölbbrückenbau ist es zu begrüßen, daß diese erstmalige Ausführung des Kastenquerschnittes in Deutschland erfolgreich durchgeführt worden ist und damit wohl auch bei uns seiner künftigen Verwendung für größere Spannweiten den Weg bereitet hat.

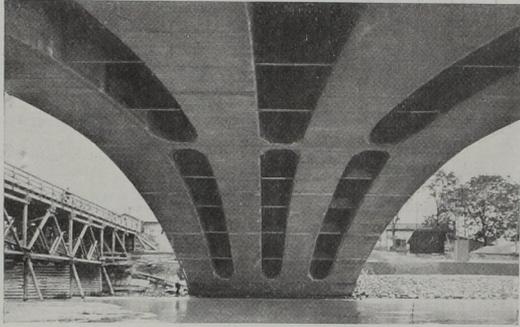


Abb. 12. Untersicht der Brücke

Ing. F. FREYSSINET, Paris:

Les arcs du Pont des Plougastel. Les expériences et l'exécution de l'ouvrage

Je me propose de donner quelques indications sur l'exécution actuellement en cours d'un pont en B. A. à PLOUGASTEL, sur l'Elorn, au point où cette rivière débouche dans la rade de BREST. Elle offre en cet endroit une largeur de 650 mètres au niveau des pleines mers.

Les circonstances imposent une portée minima de 172 mètres, avec un tirant d'air de 36 mètres, au dessus d'un chenal dans lequel aucun appui, même provisoire, ne peut être trouvé.

L'amplitude des marées atteint 8 mètres et la houle est parfois très forte à l'emplacement même de l'ouvrage.

Le projet exécuté a été choisi après concours pour ses qualités d'économie et de résistance.

Quoique beaucoup meilleur marché qu'aucun des projets concurrents, il permet le passage simultané d'une route et d'une voie ferrée normale, alors que les autres projets permettaient le passage de la route seulement.

Une grande voûte étant indispensable pour le franchissement du chenal, j'ai

jugé économique d'avoir recours pour le surplus de la traversée à deux arches identiques, en raison du réemploi du cintre.

L'ouvrage comprend donc trois voûtes en B. A. de cent quatre-vingt-six mètres cinquante d'axe en axe des piles. Elles supportent un tablier à deux étages, dont le plus bas reçoit une voie ferrée normale à voie unique et le plus élevé une route de 8 mètres de largeur (Fig. 1).

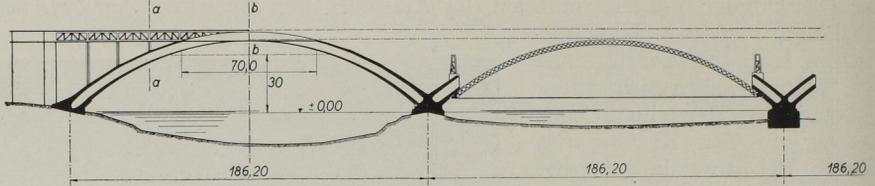


Fig. 1a. Elévation et coupe longitudinale de l'arc et du cintre

Actuellement les fondations sont terminées, y compris les retombées des voûtes jusqu'à 13 mètres en dessus des pleines mers; une des voûtes est achevée et décintrée; la seconde très avancée. On prévoit la mise en service au cours de 1929.

Je décrirai au cours d'une séance de la 2^{ème} commission les outillages employés; me bornant ici à des indications sur les ouvrages eux-mêmes.

Appui des voûtes et fondations

Les voûtes reposent sur deux culées et deux piles culées de très faible hauteur.

Pour ces éléments l'exemple d'ouvrages récents donnait de très fortes raisons de rouler la décomposition des ciments par l'eau de la mer.

Pour ce motif, dans toute la hauteur accessible aux marées, les ouvrages ont été exécutés en béton de ciment alumineux dit fondu. Le dosage choisi comporte 400 K⁰ par mètre cube en œuvre, l'agrégat étant formé de 750 litres d'une quartzite concassée, trouvée sur place, très dure, 200 litres de sable constitué par le résidu du concassage des quartzites et 300 litres de sable de dune.

Pour réduire la dépense de ciment alumineux et pour diminuer l'échauffement des massifs pendant le durcissement, on a incorporé aux bétons environ 50% de moellons de quartzite.

Les fondations des culées ont été faites par épousinage à 12 m sous les hautes mers, à l'abri de batardeaux circulaires en béton

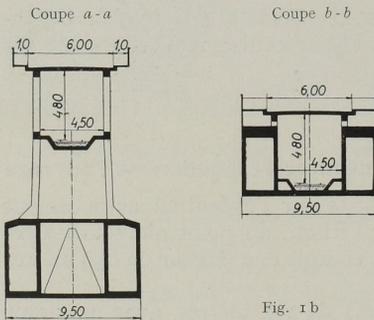


Fig. 1b

armé, de 30 mètres de diamètre et 30 c/m d'épaisseur seulement.

Les piles fondées à 18 mètres sous les hautes mers ont été exécutées, jusqu'au niveau des basses mers avec un caisson flottant unique en B. A. utilisé pour l'une comme caisson cloche et pour l'autre comme caisson perdu (Fig. 2).

Ce caisson qui avait reçu la forme exacte des massifs à réaliser, a été arrêté à une cote fixée d'avance; le terrain solide a été atteint en augmentant la hauteur de la chambre de travail par des reprises en sous-œuvre successives en béton armé, conduites de manière à élargir progressivement la surface d'appui du caisson sur le

sol, au fur et à mesure de la descente, de manière à réduire les efforts unitaires imposés au sol et à permettre l'arrêt de la fondation à une profondeur modérée quelque fût la nature du rocher rencontré.

Voûtes

Les voûtes très largement évidées ont 9 m 50 de largeur et une hauteur variable voisine de 5 m sur leur plus grande longueur. Elles sont formées de 4 cloisons verticales reliant deux hourdis d'intrados et d'extrados. Les épaisseurs de ces éléments augmentent vers les appuis, jusqu'à avoir près d'un mètre. Dans la partie centrale, la section totale du béton est d'environ le quart de l'aire comprise dans le contour extérieur de l'arc.

L'alvéole central est privé au voisinage de la clef de son hourdis d'extrados pour permettre le passage de la voie ferrée entre les alvéoles latéraux.

La forme de la fibre moyenne de la voûte est exactement celle d'un funiculaire de poids permanents.

Pour des raisons d'aspect et d'économie, on a espacé de 16 m d'axe en axe les appuis du tablier et le funiculaire a une forme nettement polygonale. Pour conserver un bon aspect, j'ai fait varier la loi des hauteurs de l'arc de manière à obtenir un intrados continu; l'extrados polygonal se raccorde par des surfaces gauches à une courbe continue sur les faces vues.

Les calculs sont ceux d'un arc encastré de 180 m de portée et de 33,60 de flèche à section variable.

On s'est attaché à déterminer du mieux possible les actions secondaires ou locales dues aux formes des évidements et à assurer une répartition effective des charges entre les différents éléments de l'arc.

L'armature n'est utile qu'au point de vue des actions secondaires. La proportion d'acier employée est très faible, environ 23 K⁰ par mètre cube.

Postérieurement au décintrement, un réglage des tensions internes dans l'arc sera réalisé selon la méthode que j'ai décrite dans le Génie Civil des 30 juillet — 6 et 13 août 1921.

A cet effet, les arcs sont coupés dans le plan de clef par un joint sans épaisseur; à cheval sur ce joint, des niches sont ménagées pour 28 vérins qui permettront d'allonger la fibre moyenne de l'arc et de compenser les raccourcissements élastiques et permanents de la fibre moyenne.

Pour faire cette opération, nous attendons les résultats d'expériences que nous avons instituées pour déterminer les valeurs de ces raccourcissements.

Je donnerai en conférence de section quelques détails sur ces expériences qui ne sont pas terminées.

Les voûtes sont partout comprimées dans le sens longitudinal.

La contrainte maxima due à leur poids propre atteint 32 K⁰/cm².

Celle due au poids du tablier atteint 10 K⁰/cm².

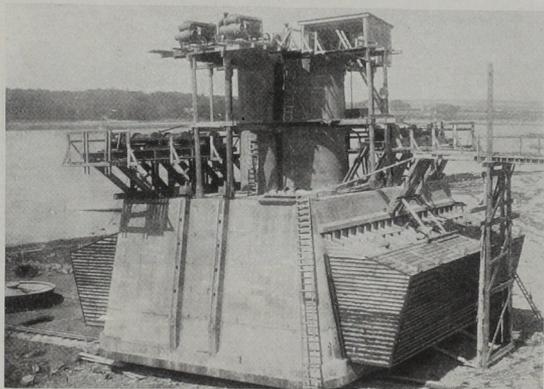


Fig. 2. Caisson à air comprimé prêt à être mis à l'eau

Celle due aux surcharges des règlements français des routes, et des chemins de fer ne dépasse nulle part $20 \text{ K}^0/\text{cm}^2$.

Les fatigues parasites dues aux variations linéaires sont limitées par l'opération de réglage des voûtes à moins de 15 K^0 par cm^2 .

La fatigue maximum totale est inférieure à 75 K^0 par cm^2 .

Or, les bétons employés pour les arcs dosés en moyenne à 425 K^0 par mc de béton en œuvre, de ciment portland ordinaire de la marque « Demarle-Lonquétay » (Sté. des ciments français) avec un agrégat formé de 4 parties de quartzite concassée, une de sable résidu et une de sable de dune, donnent des résistances qui, d'après de très nombreux essais, atteindront largement 600 K^0 par cm^2 , à la mise en service de l'ouvrage.

Il y aura donc un rapport d'environ 8 entre la contrainte de rupture du béton et celles auxquelles il sera soumis dans l'ouvrage. C'est un taux de sécurité exception-

nnellement élevé et qui est loin d'être atteint dans les ouvrages métalliques du même ordre.

La variation du retrait du béton en fonction du dosage, des circonstances atmosphériques et de l'état mécanique n'a fait l'objet d'aucune recherche que nous ayons pu utiliser pour la définition précise des conditions du réglage des voûtes en vue de la suppression des contraintes parasites.

Nous avons donc institué des expériences dans lesquelles des dosages très divers ont

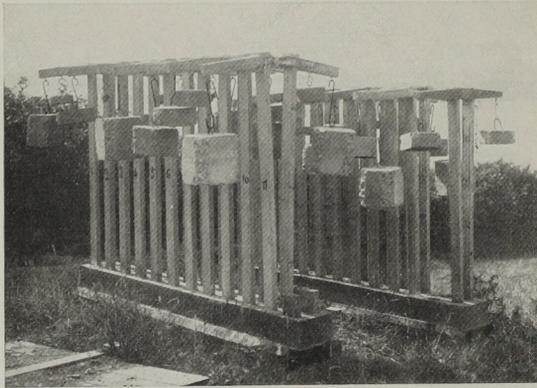


Fig. 3

été abandonnés en plein air aux influences climatiques sous diverses conditions de fatigue. (Fig. 3.)

Les éprouvettes servant à ces essais sont constituées par deux planches en béton de $0,05 \times 0,10 \times 1,80$ armées sur une seule face de trois aciers ronds de 10 mm. Elles sont dressées verticalement, et scellées dans un massif de béton à 0,10 l'une de l'autre, s'opposant par leurs faces armées. Les compressions sont créées par des moments constants résultant de l'accrochage de poids à des consoles supérieures fixées à chaque élément. On mesure la variation des distances des extrémités supérieures qui est égale, d'après les calculs de déformation au retrait d'un élément de 80 mètres de longueur; les mesures sont donc faciles et peuvent être fréquemment répétées.

Nos réflexions nous avaient conduit à admettre un rôle important des contraintes mécaniques dans les phénomènes de retrait, mais dans nos premières expériences qui embrassaient aussi la variation du dosage, nous n'avons comparé que des bétons en repos élastiques et des bétons comprimés à 60 K^0 .

Nous venons récemment de reprendre ces expériences avec des gammes de surcharge variant régulièrement de 0 à 90 K^0 par cm^2 et appliquées à des bétons d'âges divers, et des bétons déchargés après avoir été chargés pendant 20 mois. Ces expériences n'apportent encore aucune précision nouvelle et ne font que confirmer en gros les premiers résultats obtenus.

Ceux-ci sont intéressants à faire connaître dès à présent car ils ouvrent un

jour, qui pour beaucoup, paraîtra nouveau, sur les phénomènes de déformation des bétons.

Le retrait du béton varie continuellement avec les conditions hygrométriques de l'atmosphère; la rapidité de ces variations est presque du même ordre que celle des variations de la température intérieure des massifs. Le dosage en ciment entre 200 et 900 K⁰ pour un même volume du même agrégat 800—200—200 n'a pas eu d'influence importante, ni sur la vitesse des variations, ni sur la grandeur des retraits obtenus; mais, tandis que toutes les éprouvettes non chargées ont subi des retraits assez faibles s'annulant en période pluvieuse pour présenter des maxima de deux à trois dix millièmes en période chaude et sèche et oscillent autour d'une valeur très faible qui ne paraît pas augmenter (il ne faut pas perdre de vue que même en été le climat de BREST est extrêmement humide) les retraits sous charge de 60 K⁰ par cm² oscillent après deux ans entre 6 et 8 dix millièmes; autour d'une valeur moyenne voisine de 7 dix millièmes qui ne paraît pas avoir encore atteint sa valeur maxima. Les variations d'état hygrométrique de l'air soumettent donc le béton à des alternatives de retrait et de gonflement; mais il ne s'agit pas de phénomènes entièrement reversibles. Les phénomènes de retrait sont facilités et les phénomènes de gonflement gênés par les compressions permanentes; au contraire, les gonflements paraissent être favorisés et les retraits gênés par des tensions mêmes minimales.

Dans un sens ou dans l'autre, sous l'action de périodes alternatives de sécheresse et d'humidité, les bétons paraissent susceptibles de déformations très étendues qu'ils n'auraient pu prendre sans rupture sous l'action d'une charge instantanée.

Ces constatations sont très importantes car on peut en déduire que les fatigues parasites déterminées dans les arcs par le retrait sont très loin d'avoir l'importance indiquée par les calculs élastiques; puisque les compressions dues aux déformations s'atténuent considérablement par exagération du retrait sous l'action des compressions mêmes. Les choses se passent comme si le module d'Young variait in-

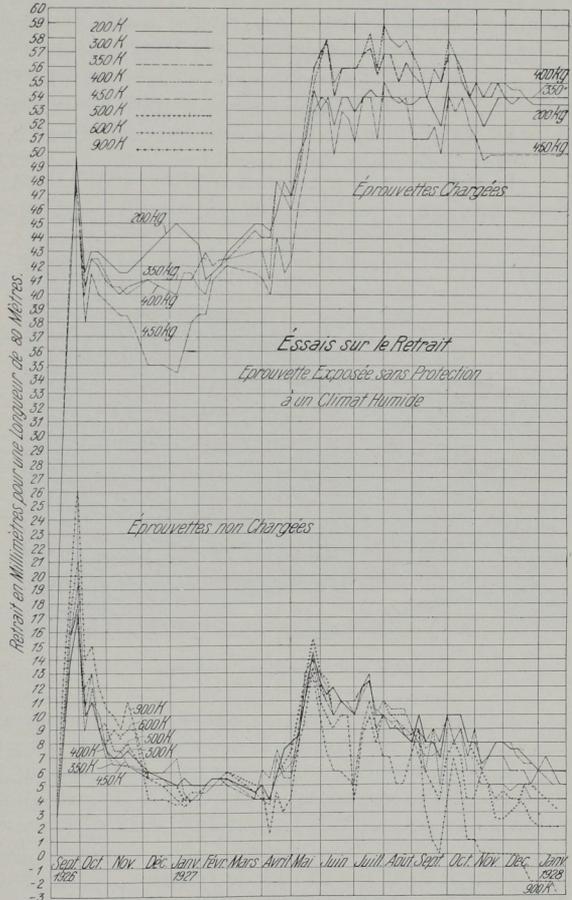


Fig. 4

versement aux déformations jusqu'à des valeurs très petites, en ce qui concerne les phénomènes de flexion lente entraînées par le retrait.

Le béton réagit et s'adapte aux réformations comme un être vivant. Il se raccourcit localement pour se soustraire à des efforts excessifs et les reporter sur les zones moins fatiguées.

Dans un arc exécuté par rouleaux successifs, les premiers rouleaux prenant des retraits plus importants que les derniers, les inégalités de pression entre les divers rouleaux tendent à la longue à s'atténuer considérablement.

Ces résultats sont importants pour la construction des grands arcs en béton et il est souhaitable que ces expériences soient reprises et développées sous d'autres climats, avec d'autres ciments et d'autres dosages.

Je donne des photographies représentant les essais en cours, et les courbes obtenues (Fig. 4).

Je vais donner à présent quelques indications sur les moyens d'approche des matériaux employés à Brest. C'était, et c'est souvent un problème très difficile



Fig. 5. Construction du cintre

dans les ponts sur les estuaires, car l'état des berges découvrant à mer basse, l'ampleur des marées et les fréquents mauvais temps rendaient difficile et onéreuse l'utilisation d'engins flottants. Nous avons eu recours à un transporteur à câble, capable de décharger les bateaux ancrés dans le chenal, d'une part, et d'autre part de faire sur l'ouvrage l'approche et la manipulation des coffrages, des armatures et des bétons. Les circonstances imposaient pour ce transporteur une portée d'environ 700 mètres.

En général, dans ces transporteurs, les mouvements sont commandés de l'une des extrémités par une série de câbles actionnés par des treuils fixes. Dans l'exécution de plusieurs grands ouvrages, nous avons pu nous rendre compte que le rendement de ces appareils appliqués à l'exécution d'un pont en B. A. est très mauvais et décroît rapidement quand la distance entre le poste de commande et les points d'utilisation augmente, en raison de la variété des services demandés à l'appareil dans un travail de ce genre. De plus, en cas de grand vent, les nombreux câbles s'embrouillent facilement et le fonctionnement devient très aléatoire.

Or, l'ouvrage de Brest étant situé exactement en face du goulet de la rade, les coups de vent y arrivent sans obstacles et les vitesses de vent dépassant 30 mètres par seconde ne sont pas rares.

Nous avons donc établi un programme imposant les conditions suivantes: Deux appareils distants de 7,50; nombre maximum de câbles par appareil égal à deux. Chariot mobile comportant une cabine de laquelle un homme placé à bonne distance du crochet de levage exécuterait à grande vitesse toutes les manœuvres, sous le contrôle de la vue et de la voix.

De nombreux spécialistes Allemands, Italiens, et Français ont été unanimes à déclarer que le problème ainsi posé ne pouvait être résolu et nous ont proposé les systèmes que nous jugeons condamnés par nos essais antérieurs.

La carence des spécialistes nous a contraints à construire nous-mêmes nos appareils.

Chacun se compose d'un câble porteur de 690 mètres de portée entre ses mâts, du poids de 12 K⁰ au mètre, résistant à la rupture à 210 tonnes et tendu sous une tension constante d'environ 60 tonnes réglable par contre-poids, à 76 mètres au dessus des basses mers.

Sur ce câble, roule un chariot supporté par de nombreux galets. Ce chariot se meut par touage sur un second câble de 13 mm à âme en cuivre. Il porte une cabine de manœuvre et un treuil de levage de 1 tonne pouvant agir sur un moufle à 2, 3 ou 6 brins à volonté. On peut donc lever 4 tonnes au maximum. Le courant électrique est amené à 240 volts par le câble porteur qui est isolé, le retour se faisant par le câble toueur; les câbles toueurs des deux appareils sont reliés et forment câble sans fin, permettant en cas de pannes de ramener les appareils à la berge. Un même moteur de 15 chevaux actionne par un embrayage à frein le toueur ou le treuil.

Ces appareils roulent sans arrêt depuis près de trois années à une vitesse de 20 à 30 km à l'heure, sans incident.

Ils ont transporté à l'heure actuelle plus de 20 000 mètres cubes de béton, réalisé sans difficulté toutes les manipulations d'armatures et de coffrages dont on a eu besoin.

Ils manœuvrent aisément même par forte tempête et permettent une vitesse et une précision de manœuvre dont aucun autre système ne peut approcher.

Il me reste à dire quelques mots du cintre employé pour les arcs.

C'est une voûte en bois, comprenant un extrados et un intrados distants de 2 m 50 environ, reliés par des treillis constitués par de simples planches (Fig. 5).

Les madriers d'extrados sont jointifs et forment une voûte de bois continue de 10 m de largeur et 0,21 d'épaisseur; à l'intrados, il y a 16 groupes de 2 madriers groupés eux-mêmes 2 par 2 et correspondant à 8 fermes distinctes.

Les abouts des madriers successifs d'une même pile sont arrêtés à 4 ou 5 cent. l'un de l'autre, l'intervalle est rempli en mortier riche de ciment. On réalise ainsi un joint incompressible et rigoureusement ajusté.

L'indéformabilité de l'extrados aux efforts de cisaillement engendrés par le vent est réalisée par le clouage de deux couchis continus en planches de 18 mm d'épaisseur établis suivant les deux systèmes de parallèles faisant un angle de 45° avec l'axe.

Un contreventement de même système, mais à claire voie assemble les 8 fermes à l'intrados.

L'ensemble forme un tube fermé extrêmement rigide en tous sens, notamment à la torsion.

Il n'existe dans ce cintre aucun assemblage de charpente ni aucun boulon; le travail se réduit à des traits de scie pour lesquels aucune précision n'est exigée, et à des clouages. Les pointes employés sont du modèle ordinaire, sauf des



Fig. 6. Cintre prêt à être transporté

broches sans tête de 10 mm de diamètre et 35 cm de longueur. On en a employé 8 tonnes.

Cette charpente a pu être exécutée en majeure partie par une main d'œuvre non qualifiée.

Ce cintre a été construit à terre, en profitant d'une forme favorable de la berge.

On a formé des pièces continues de l'épaisseur de deux madriers ayant toute la longueur du cintre et on les a posées sur des chevalets haubanés dressés à la hauteur voulue. Sous leur poids les longues pièces ont pris sensiblement la forme de l'arc et il a été très facile de les régler aux formes exactes à réaliser.

Le cintre terminé a été transporté à sa position de travail pour la première arche (Fig. 6).

A cet effet, on a exécuté en porte à faux, des amorces d'arcs s'étendant à 16 m de l'axe des appuis, ces éléments ont été exécutés par tranches successives à l'aide de coffrages suspendus aux tranches précédemment exécutées (Fig. 7).

Je ne puis entrer dans le détail des dispositions prises pour régulariser les efforts dans ces consoles et y éviter la formation de fissures ou de fatigues ultérieurement

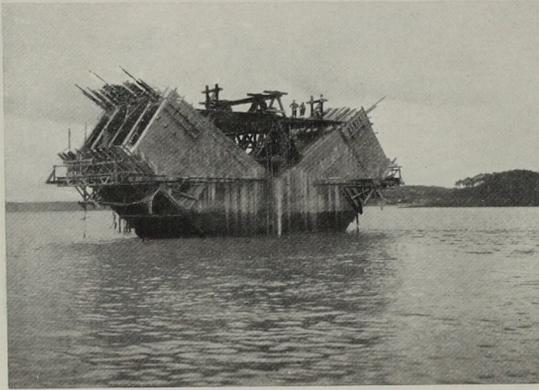


Fig. 7. Pile Nr. 2

gênantes dans les arcs; d'une manière générale on a eu recours à la mise en charge artificielle et préalable d'éléments provisoires convenablement disposés.

Sur les consoles ainsi créées, on a établi un système de vérins hydrauliques capables par un jeu de cales d'agir sur une traverse en B. A. de laquelle pend une élingue formée de groupes de fils de 13 mm.

Ces élingues se terminent à leur partie inférieure par un bloc de béton fortement armé de $50 \times 55 \times 0,80$ dont la

surface inférieure forme un point d'appui pour la suspension du cintre.

Les élingues traversent l'arc de haut en bas dans des puits ménagés dans les amorces. Il y en a deux par retombée. D'autre part, le cintre est terminé à ses extrémités par une structure en B. A. fortement armée laquelle peut être accrochée aux élingues par un verrou constitué par deux pièces superposées en cœur de chêne ayant chacune $0,50 \times 50$ de section, soit au total 1 m de hauteur.

J'ai préféré le bois au métal par économie et aussi parce qu'il est plus déformable; un tel matelas de bois peut sans rompre subir des déformations de 0,20 et plus.

Sur la structure armée sont fixés des vérins horizontaux agissant sur des câbles horizontaux, qui équilibrent la poussée du cintre pendant le transport et le levage.

Les choses ainsi préparées, on amène les bateaux sous les appuis du cintre; on les échoue sur des tins préparés à marée basse; on tend les câbles horizontaux, on cale ce cintre sur les bateaux, en le soulevant avec des vérins auxiliaires; puis on démolit les appuis de construction du cintre.

A marée haute, on fait flotter les bateaux; des treuils placés sur ceux-ci agissant sur des amorces fixées à des ancrages établis en divers points de la rivière permettent d'amener le cintre en place; on descend les élingues dans les puits, on met les verrous, on agit sur les vérins; le cintre soulevé vient se coller contre l'intrados des amorces des arcs.

Il reste à le régler, pour corriger l'effet :

1^o D'une différence possible entre la situation et la dimension réelle des éléments par rapport aux cotes théoriques.

2^o Des déformations à prévoir sous les charges.

Pour cela, le cintre amené en contact est bien appuyé contre les amorces d'arc par une tension supplémentaire des alingues de suspension; on relève sa cote de clef; et on la compare à la cote théorique majorée de la flèche élastique calculée du cintre considéré comme arc à deux articulations.

Si l'on trouve une différence en moins par exemple, l'on raccourcit le cintre en tendant les câbles horizontaux ce qui augmente sa flèche d'une part et permet de relever ses appuis d'autre part (Fig. 8).

Ce réglage fait et le contact du cintre avec le bord de l'intrados des amorces bien assuré par une surtension de 80 tonnes donnée à chaque élingue en plus du poids du cintre, et par un coulis en ciment, on soumet le cintre à des moments aux appuis, égaux et de sens inverse à ceux d'un arc encastré soumis aux surcharges qui seront appliquées au cintre.

Ceci est réalisé automatiquement par la suppression de la tension des câbles horizontaux, la position des points de contact de l'arc avec le cintre a été réglée pour que le résultat soit ainsi obtenu.

On coule ensuite du béton entre le corbeau ménagé sur les amorces de l'arc et l'about en béton du cintre. Le bloc en béton ainsi coulé est divisé en éléments par des cloisons parallèles au plan de symétrie de l'arc, dont un certain nombre sont frettés fortement en vue du décintrement.

Deux jours après la fin du coulage, on procède au décintrement, ce délai suffit pour que la résistance des derniers bétons coulés atteigne $150 \text{ K}^0 \text{ au cm}^2$.

L'enlèvement du cintre s'obtient en démolissant les bétons coulés entre le cintre et les ressauts des piles.

On enlève d'abord les éléments non frettés; puis on ruine partiellement les poteaux frettés. En desserrant et en resserrant les élingues, on provoque de très petits mouvements du cintre qui en amènent le décollement progressif, accompagné



Fig. 8. Cintre mis en place pour le coulage du premier arc

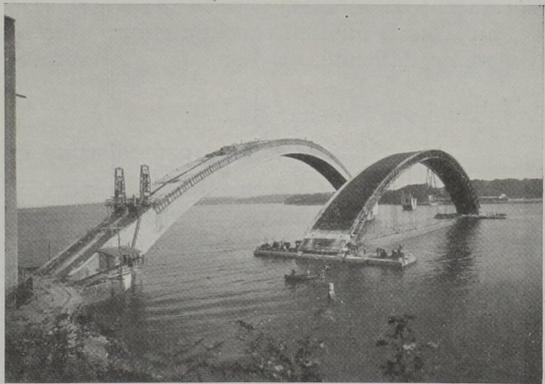


Fig. 9. Transport du cintre du premier au second arc

d'un écrasement lent des appuis en béton fretté qui dissipe l'énergie de déformation emmagasinée dans le cintre Fig. 9.

Cette énergie est loin d'être négligeable, elle est de l'ordre de 300 tonnes mètres, et le décintrement est une des phases les plus délicates des opérations, bien qu'il ne présente absolument aucun risque grâce aux précautions prises. Aussitôt le décintrement fait, ce qui exige une



Fig. 10. Mise en place du cintre pour le coulage du 2^e arc

journée, le cintre est nettoyé et remis en place (Fig. 10). Le coulage de la première voûte étant terminé le 3 août, le décintrement s'est fait le 5 août et la mise en place de la première voûte le 7 août.

Il s'est écoulé quatre mois entre le 1^{er} et le 2^eme transport du cintre.

Le cube de bois employé au cintre, est de 600 mètres cubes, soit 10% du cube total du béton qu'il sert à mettre en œuvre; la fatigue sous le poids propre du cintre est de 10 K⁰ par cm²; avec le

poids du I⁰ rouleaux elle atteint 70 K⁰/cm² et 110 K⁰ sous la charge totale de l'arc.

Les flèches mesurées de cette voûte de bois ont été trouvées égales aux résultats du calcul en supposant $E = 7,10^8$ soit 265 m/m.

Aucune déformation permanente n'a pu être décelée.

La seconde mise en place du cintre a été faite malgré un très fort vent, sans la moindre difficulté, en moins de 3 heures.

Prof. EUGENIO RIBERA, Madrid:

Fondations par caissons en béton armé

Un des procédés de fondation le plus couramment employé en Espagne aujourd'hui, est celui de l'emploi des caissons en béton armé, soit pour la pénétration dans le terrain par havage, soit pour les fondations par air comprimé.

Déjà en 1909, nous employâmes, dans de nombreux ponts, des caissons du type représenté par la fig. 1.

L'on commençait les excavations à l'air libre, dans l'intérieur; le poids du caisson et au besoin des contre-poids, suffisaient pour l'enfoncer dans le terrain et nous épuisions l'eau qui se présentait, au moyen de pompes.

Lorsque l'épuisement n'était pas possible, l'on continuait l'excavation par des dragues ou cuillères et une fois le niveau de la fondation atteint, nous remplissions l'intérieur du caisson par du béton immergé, ou à sec, lorsque les filtrations étaient dominées.

Dans le béton de remplissage, composé en général de 150 kg de Portland, 0,800 m³ de gravier et 0,400 m³ de sable, nous ajoutons de gros blocs de pierre enveloppés toujours dans du béton, pour en diminuer ainsi le prix.

Quant à la chemise extérieure en béton armé, nous employons un dosage de ciment de 300 kg. Les parois extérieures s'enduisent avec du mortier de Portland de 1 x 3, pour obtenir l'imperméabilité et faciliter le fonçage. Lorsque le terrain

est très adhérent, nous donnons un fruit de $1/20$ à $1/30$ aux parois extérieures du caisson.

Il convient de construire les caissons *in situ* et nous l'obtenons jusqu'à des hauteurs d'eau de 2,50 m.

Pour cela, nous construisons un remblai dans le lit de la rivière jusqu'à un niveau de 0,20 m au-dessus de l'étiage (fig. 2). Sur ce remblai, qu'il faut quelquefois défendre contre les érosions du courant, avec une enceinte de palplanches ou avec des blocs de pierre, nous construisons le caisson en béton, que nous laissons durcir pendant une vingtaine de jours.

Évidemment, dans ce cas, l'on augmente le fonçage du caisson de toute la hauteur du remblai; mais comme celui-ci est constitué avec des terres et des graviers

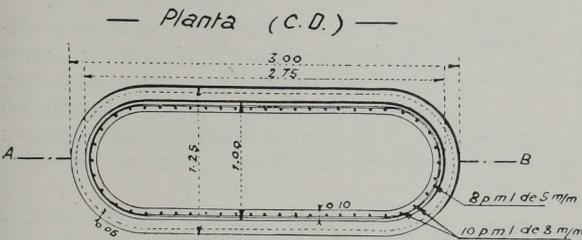
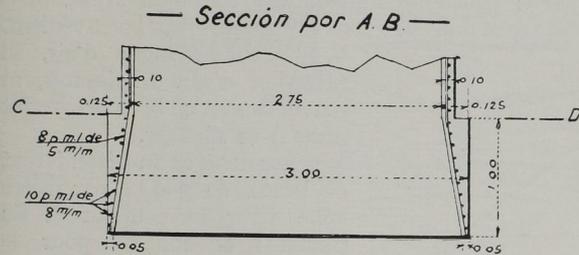


Fig. 1

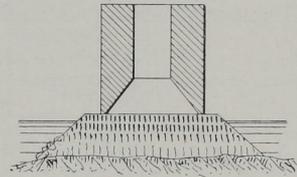


Fig. 2

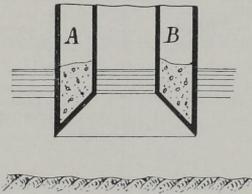


Fig. 3

de faible consistance, la petite dépense de cette excavation supplémentaire est compensée par les avantages de la construction des caissons *in situ*.

Lorsque la hauteur d'eau est supérieure à 3 m, il convient de construire des caissons en béton armé sur un plan incliné, construit au bord de la rivière, avec une disposition à double parvis (fig. 3) que l'on lance à l'eau comme un bateau.

Une fois le caisson transporté au lieu d'emploi, l'on remplit avec du béton maigre les creux « A » et « B » jusqu'à ce que le caisson s'appuie sur le terrain et l'on procède alors à son fonçage, comme pour les caissons construits *in situ*.

Nous avons employé les mêmes principes pour les caissons fonçés par l'air comprimé.

Nous connaissons tous le procédé des caissons avec voûtes en maçonnerie employé, nous semble-t-il, la première fois, par Mr. SEJOURNÉ, au pont de Marmande, l'année 1883.

Il y a 30 ans que j'emploie des caissons analogues, mais avec des perfectionnements sensibles, en substituant le rouet métallique constitué par des tôles et des consoles en cornières, qui sont d'un prix assez élevé, par de simples armatures en fer rond qui transforment les voûtes de maçonnerie en un caisson en béton armé. Nous avons réalisé par ce procédé plus de 60 fondations et entre autres, j'en citerai deux :

La fig. 4 représente le caisson que nous avons employé l'année 1918 pour la fondation d'une culée du pont d'Amposta, sur l'Ebre, qui devait atteindre une profondeur de 30 m à travers différentes couches de sables plus ou moins vaseux.

L'armature des parois se prolonge sur toute la hauteur des caissons, pour obtenir ainsi la solidarité et le monolithisme de l'ensemble et empêcher que les 4 étages de 7,50 m de hauteur, que nous avons employé pour atteindre la hauteur totale du caisson de 29,50 m, puissent se décoller les uns des autres; il faut en effet tenir compte que l'adhérence latérale dans un terrain de cette espèce, peut être considérable et les décollements des différents tronçons de caisson peuvent occasionner de graves accidents.

Comme la longueur de la chambre de travail était de 15 m, nous avons entretoisé les deux plus longues parois par 2 poutrelles horizontales en béton armé; mais elles nous gênèrent pendant le fonçage et nous les avons supprimées sans inconvénient.

Il n'y eut ni fugue d'air, ni filtration d'eau ni fissures, ni renversements; le fonçage fut normal et régulier.

Les dosages du béton furent de béton de 300 kg par mètre cube pour le couteau et les plafonds et 200 kg pour le reste, avec blocs intercalés.

Dans des caissons postérieurement exécutés et même pour des terrains de gravier, nous avons supprimé l'enveloppe en tôle qui constituait le couteau du caisson d'Amposta, qui n'est pas nécessaire.

Lorsque le terrain est très dur, et que nous soupçonnons de fortes secousses dans la descente, nous renforçons les armatures. Ces caissons doivent

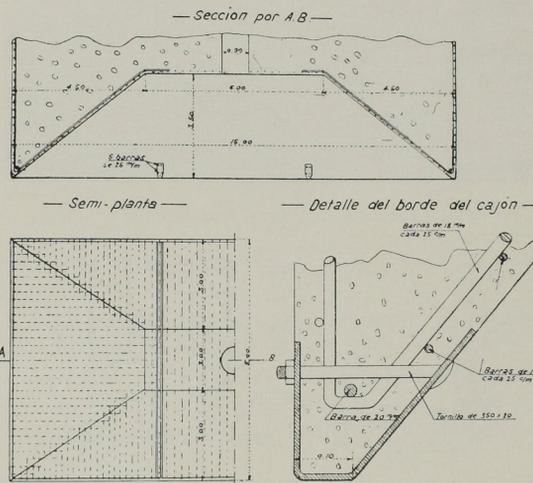


Fig. 4

être exécutés à sec et c'est ainsi que nous en avons construit plusieurs pour le pont de Mora sur l'Ebre, au moyen de remblais de 2,50 m de hauteur, établis comme nous l'avons expliqué antérieurement.

Mais comme nous avons dit, les caissons en béton armé peuvent s'employer même pour de plus grandes hauteurs d'eau, comme dans le pont de San Telmo à Séville, avec un niveau d'eau en étiage de 7,50 dont le projet a été publié dans le Béton et Eisen du 26 mai 1922.

Nous avons foncé 8 caissons de $14,60 \times 8,30$ (fig. 5 et 6).

Pour en faciliter la construction et la flottaison, les parois ont été prévues avec le moindre poids compatible avec la rigidité indispensable.

A cet effet, la chambre de travail est recouverte par une double coupole dont les clefs correspondent aux cheminées des écluses. Les parois du caisson sont entretoisées comme un navire.

Malgré cela, chaque caisson avec les 2 écluses montées et le moule extérieur en bois, qui prolonge les parois en béton armé, pèse 60 tonnes et son centre de gravité se trouve à 2,40 m sur le bord du couteau et cale 4,30 m.

Mais ce tirant d'eau peut être diminué à volonté (et c'est une des originalités de cette disposition) en injectant l'air comprimé dans les chambres de travail. Il

est vrai qu'à mesure que le niveau d'eau baisse dans cette chambre, la surface de flottaison interne augmente, la hauteur métacentrique diminue et le métacentre s'abaisse par dessous le centre de gravité; mais le caisson ne coule pas, car lorsqu'il s'incline, l'air s'échappe de la chambre par dessous le bord le plus élevé, bien avant

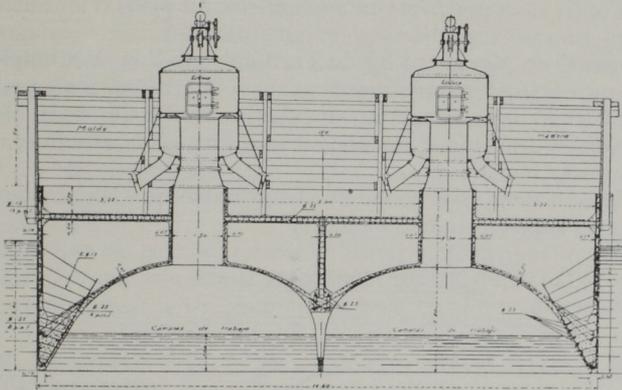


Fig. 5

que l'eau puisse s'embarquer par le bord opposé supérieur et automatiquement le caisson reprend une position stable.

Nous avons construit ce caisson sur le rivage et nous l'avons foncé dans le chantier jusqu'à 1 m par dessous la basse mer.

Nous avons dragué le fond de la rivière par le côté du caisson coïncidant avec le rivage, pour que l'eau entoure le caisson et nous l'avons fait flotter en injectant de

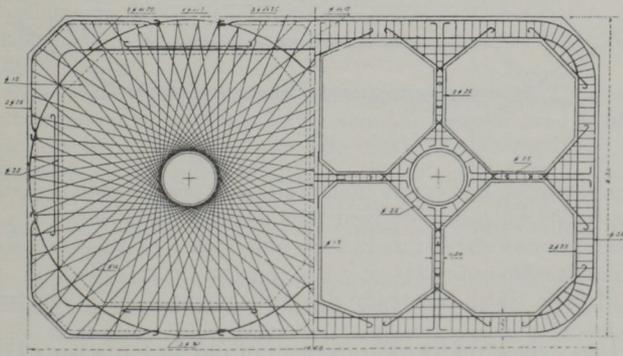


Fig. 6

l'air comprimé dans les coupes, de façon à pouvoir le décoller à la pleine mer, en le manoeuvrant alors comme un bateau quelconque et en le transportant sur place pour l'appuyer sur le terrain.

Nous n'avons pas eu le moindre mécompte pendant la construction des huit caissons, dont le fonçage s'est réalisé très régulièrement, en élevant à mesure de leur enfoncement les parois latérales et en soulevant les écluses pour chacun des 3 étages de caissons, pour atteindre des profondeurs de 13 à 14 m sous les basses eaux,

Nous avons ainsi démontré la facilité pratique des caissons en béton armé pour exécuter des fondations à l'air comprimé à n'importe quelle profondeur d'eau.

Il n'existe plus aucune raison pour employer des caissons métalliques et enfouir dans le sol ces énormes masses de métal, car les armatures pour un caisson de ce genre sont de l'ordre *d'un vingtième au quarantième* du poids d'un caisson métallique ordinaire.

Le béton armé de 300 à 350 kg de Portland que l'on doit employer pour les parois et la coupole, collera parfaitement bien au béton maigre de 200 kg de remplissage, même en incorporant à celui-ci un grand volume de blocs de pierre. Les parois verticales de béton riche, constituent une solide armature, une véritable cuirasse de toute la fondation.

Ce procédé sera donc plus solide et plus durable que les caissons métalliques, avec une dépense supplémentaire moindre.

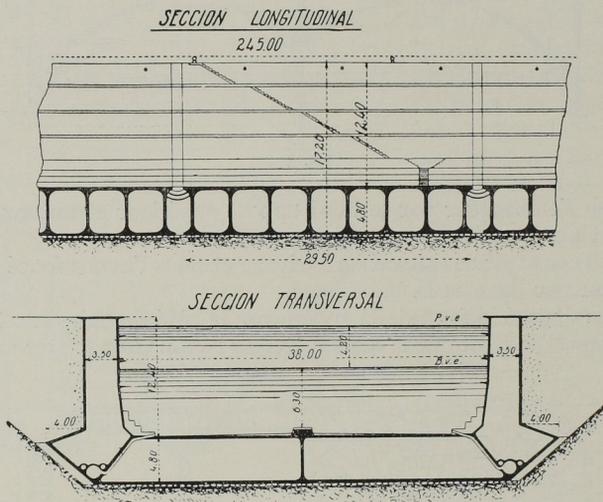


Fig. 7

Notre expérience et nos convictions nous ont permis même d'aborder la construction de caissons flottables de bien plus grandes dimensions.

Ainsi, pour un grand bassin de radoub que nous construisons à CADIX, capable de recevoir des navires de $235 \times 32 \times 9,30$ m, nous n'avons pas hésité à les employer et nous allons construire des caissons de 53 m de largeur par 29,50 m en plan (voir fig. 7).

Le bassin sera constitué par 8 caissons qui ont la forme en « U » de tous les bassins creux intérieurement, pour permettre sa flottaison; ils seront construits dans un bassin flottant.

Les parois intérieures et armatures de chaque caisson, sont divisées par des parois transversales d'entretoisement à 4 m de distance, qui constituent, avec les parois, de fortes poutres en double « T ».

Pour réduire le poids de la structure de ce caisson et par conséquent obtenir ainsi un moindre tirant d'eau qui permette un plus facile lancement, nous emploierons le ciment fondu; nous aurons ainsi un plus rapide durcissement, mais encore nous pourrons soumettre le béton à un travail de 100 kg par mètre carré pour un

dosage de 300 kg de ciment mélangé avec la composition granulométrique de sable et gravier la plus favorable.

Comme il est presque impossible de déterminer l'importance des sous-pressions, qu'il faut *supprimer* ou auxquelles il faut *résister*, nous avons calculé le radier pour la sous-pression totale, ce qui assure le bassin contre toute flexion ou fissure du radier.¹

Les caissons vont se construire dans un grand bassin flottant que nous avons acheté à Lübeck, de 2000 tonnes de force et, au moyen de ce bassin, seront mis à flot puis remorqués à leur emplacement, préalablement dragué.

Nous araserons le fond avec des sacs de sable et nous unirons les caissons par leurs joints, en remplissant les creux de béton immergé et en consolidant l'ensemble par des injections de ciment.

Les cellules du radier seront remplies de béton; les cellules des parois latérales se rempliront de sable.

Nous croyons que ces caissons en béton armé, sont les plus grands que l'on ait construits jusqu'à ce jour; ils seront évidemment beaucoup plus économiques que les caissons totalement en acier, comme on les a employés dans d'autres bassins de radoub.

Et surtout, les structures de béton armé avec ciment fondu, offrent un autre avantage; qu'ils ne pourront être détruits par l'eau de mer par suite de la décomposition du ciment Portland ordinaire, qui aujourd'hui préoccupe les Ingénieurs maritimes, car notre structure cuirasse, pour ainsi dire, le monolithe qui constitue le bassin, qui au besoin pourrait se compléter en substituant au sable des parois latérales avec du béton maigre ou une maçonnerie de remplissage quelconque.

EDUARDO TORROJA, Madrid:

L'emploi des câbles d'acier dans les constructions en béton armé

Les câbles en acier se sont employés depuis quelques temps dans les constructions espagnoles en béton armé, mais en général on n'a pas encore bien fixé l'attention aux avantages de leur emploi et aux prescriptions qu'on doit accomplir pour en profiter.

On croit d'habitude, que la grande déformation que ces câbles subissent lors de leur mise en tension rend tout à fait impossible leur emploi avec le béton, mais on peut voir pratiquement, d'un côté, que dans beaucoup de cas il n'est pas difficile de mettre en tension les câbles avant le bétonnage, et d'autre côté que les déformations diminuent fortement lorsque le câble est emboîté dans le béton, ce qui empêche le mouvement relatif des fils, de même qu'il empêche l'élargissement d'un fer rond mal dressé dans le béton.

Une preuve des avantages qui rapporte l'emploi des câbles en acier préalablement mis en tension dans les constructions en béton armé, et que ces câbles se comportent aussi bien que les armatures courantes, c'est la description de l'Aqueduc de « Saint-Patrice » qui vient d'être construit en Andalousie, et des essais sur lui, avec le but d'étudier, justement, comment ils se comportent.

L'Aqueduc en question a une longueur totale de 280 m. composée pour onze travées de 20 m. et une de 57 m. type « cantilever ». Cette travée est constituée par une poutre de 17 m. appuyée sur les bouts de deux « cantilevers », chacun desquels est formé par deux poutres de 20 m. appuyées par ses bouts en contact sur la pile

¹ Les calculs de ces caissons ont été faits par l'Ingénieur Monsieur EDUARDO TORROJA et la construction du bassin de radoub de Cadix et dirigée par l'Ingénieur Monsieur JOSE ENTRECANALES, tous deux membres du Congrès de Vienne.

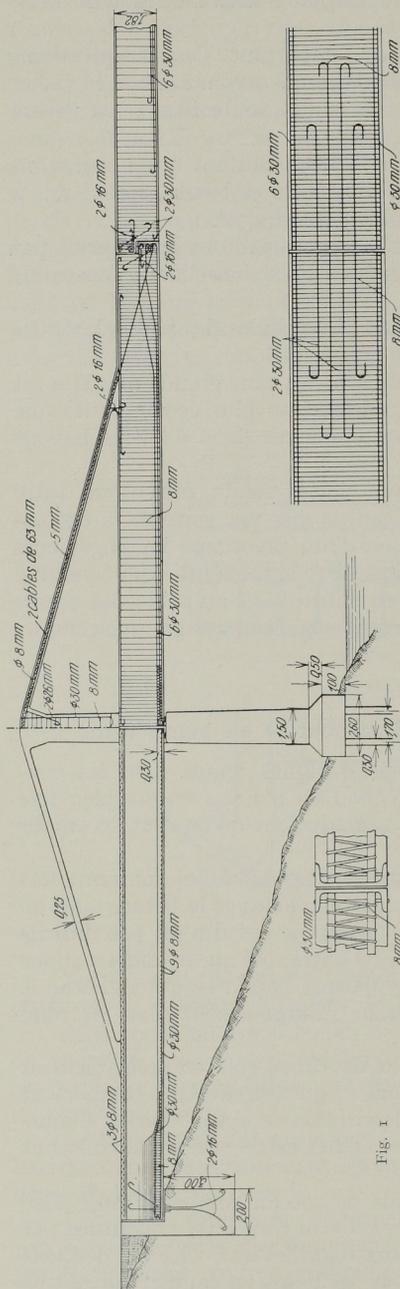


Fig. 1

et soutenus aux autres bouts par des câbles qui reposent sur la même pile à une hauteur de 5,80 m. sur la base d'appuis des poutres.

La section transversale de l'Aqueduc est une boîte en béton de 1,50 m. d'hauteur et 1,20 m. de largeur avec parois de 0,15 m. dans laquelle sont placés les tuyauteries en fonte, qui sont ainsi protégées contre les gelées, et on peut facilement les faire réviser. Cette poutre est armée suffisamment pour supporter son poids mort plus la surcharge, appuyant simplement par ses extrémités, sans autre particularité que d'avoir supprimé les barres inclinées, ayant laissé seulement des étriers verticaux contre l'effort transversal, avec le but de faciliter le bétonnage de ces minces parois.

Les appuis de la poutre centrale sur les extrémités des poutres consoles ont des plaques en plomb pour permettre les dilatations thermiques, et on peut voir tous ses détails sur les figures adjacentes.

Les deux poutres de chaque côté forment la semelle comprimée du cantilever, dont la semelle tendue est le câble.

Étant donné que les poutres sont indépendantes, et qu'elles sont articulées sur le pilier, on a supprimé complètement les efforts dues aux changements de température et aux allongements élastiques du câble.

L'articulation de ces poutres s'obtient simplement à l'aide de plaques en plomb d'appui sur les piles, et plaçant une autre plaque verticale de 2 cm. d'épaisseur entre les dalles inférieures de deux poutres. Avec ce dispositif l'effort total de compression se transmet d'une poutre à l'autre sur l'articulation par ces dalles dont l'épaisseur ici est de 30 cm. et la largeur de 1,60 m.

Pour que les charges de compression qui se concentrent sur cette articulation soient mieux résistantes, le béton des dalles est fretté dans la partie centrale avec trois séries de spires de 25 mm. de diamètre.

Pour équilibrer les consoles, on dispose dans ses bouts extérieures des blocks en béton pour le contrepoids; ces bouts sont attachés aux appuis au moyen de câbles qui, sans empêcher le mouvement horizontal

due aux changements de température, augmentent la stabilité contre le renversement.

Pour résister l'effort transversal due au vent, on a supposé nulle la rigidité transversale des poutres articulées, et que tout l'effort est résisté par les câbles

Les déplacements horizontaux qu'au commencement atteignirent jusqu'à 5 cm. furent en diminution au fur et à mesure que la charge était augmentée, et à la fin ne dépassait pas 2 cm. avec déplacements verticaux égaux de deux côtés, ce qui prouve évidemment la grande uniformité au point de vue élastique du matériel.

Les câbles furent tensés jusqu'au moment où les bouts des cantilevers montèrent 5 cm. décollant de la cintre. Alors la tête de la pile était élevée 60 cm.

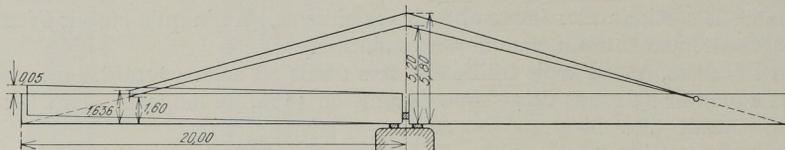


Fig. 4

Avec ces deux numéros nous pouvons calculer l'allongement du câble; quoique nous aurons une petite difficulté. Pendant que cela fut effectué, la plus part du câble était libre, mais à peu près un quart de sa longueur était encastrée dans le béton de la poutre, et ici nous ne connaissons pas exactement la déformation atteinte.

Des crevasses sur la partie supérieure de la poutre ont paru jusqu'à 15 cm. de profondeur, montrant le décollement du câble du béton, mais plus loin de 40 ou 60 cm. de l'entrée du câble, mesurés sur sa direction, nous n'avons pas constaté aucune déformation.

Bref, nous admettons que le câble fut dilaté librement jusqu'à 75 cm. de profondeur dans le béton, et qu'il n'a pas eu changement de longueur plus loin d'ici.

Admettant cette hypothèse, les longueurs du câble libre, avant et après d'être tensé étaient:

$$l = \overline{14,50^2} + \overline{3,60^2} = 14,94 \text{ m.}$$

$$L = \overline{14,50^2} + \overline{4,164^2} = 15,09 \text{ m.}$$

$$\text{Allongement total} = 0,15 \text{ m.}$$

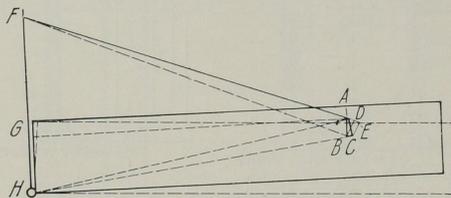


Fig. 5

On voit donc, que l'allongement fut seulement d'un pour cent, assez petit si l'on compte que le câble était difficilement ligué et sans une préalable tension.

Puisque le poids mort de la travée est de 2400 kg. par mètre, la tension des câbles à ce moment était de 157 tonnes et sa tension unitaire égale à 21,6 kg/mm².

Tout de suite, la travée fut surchargée de 600 kg. par mètre; pourtant la tension des câbles fut augmentée à 27 kg/mm² et les bouts des poutres consoles descendirent 2 cm.

Sur la figure ci-dessous nous avons: Le point A descend 0,02 m. et prend la position C lorsque la poutre tourne autour de la rotule H.

L'allongement du câble est donc de:

$$L = AD + DE$$

mais

$$\frac{(AB = 0,02)}{AD} = \frac{(AF = 15,10)}{(FG = 4,17)}$$

donc:

$$AD = 0,055 \text{ m.}$$

et:

$$DE = BC \frac{GA}{FA}$$

$$\frac{BC}{(AB = 0,02)} = \frac{(AI = 1,63)}{(HI = 14,50)}$$

et:

$$DE = 0,0022 \frac{14,50}{15,10} = 0,002 \text{ m.}$$

et pourtant:

$$= AD + DE = 0,077 \text{ m.}$$

et l'allongement unitaire:

$$\frac{0,077}{2 \times 15,10} = 0,000255$$

(puisqu'on doit partir de la longueur libre totale du câble).

Le coefficient d'élasticité est donc:

$$\frac{2,700 - 2,160}{0,000255} = 2,120,000 \text{ kg/cm}^2$$

sensiblement égal à celui de l'acier.

La travée a resté chargée et en observation pendant vingt jours, et au commencement on a remarqué d'allongements des câbles qui ont fini au bout de dix jours et qui, en total, ont atteint 0,08%.

Après vingt jours, on bétonnait les câbles dans une section rectangulaire de 20 × 30 cm., et pour éviter que la flexion due à son poids augmente excessivement la tension du câble, nous avons fait le bétonnage dans un coffrage suspendu du câble. Quoique extérieurement la poutre est droite, à l'intérieur le câble suit la courbe «catenarie» correspondant au poids total.

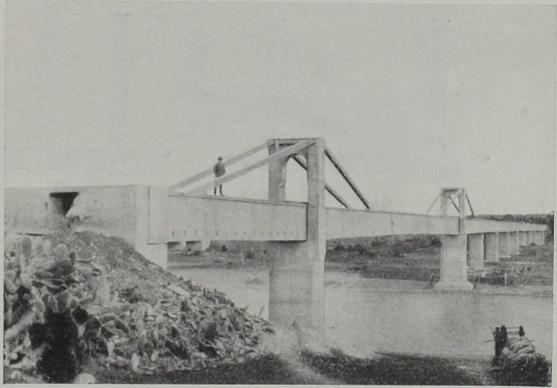


Fig. 6

La section du béton est calculée pour supporter à compression la différence de tension du câble avec surcharge et sans elle; le bétonnage étant fait avec la travée totalement surchargée. Nous avons vu que cette différence des tensions est de 39 tonnes, et la compression résultante sur le béton est de 32 kg/cm². Nous pouvons remarquer que le béton ainsi coulé n'a jamais à supporter des tensions, et les câbles sont parfaitement défendus de l'intempérie sans aucun danger de crevasses dans le béton.

Naturellement, il n'y a pas de difficulté à ce que la pièce soit très svelte, car quoique le béton soit comprimé, l'ensemble est en tension, et il n'y a pas de danger de flambage. D'autre part, la courbe du câble a une très petite flèche et son excentricité dans la section du béton n'a pas d'importance.

En résumé, tous les travaux de la construction, ainsi que le décintrement furent faits tout facilement grâce aux dispositifs employés.

L'allongement plastique fut de 1% dans le premier moment et il atteignit jusqu'à 1,08% en dix jours. Après cela pas d'augmentation.

Les allongements postérieures produits par la surcharge étaient élastiques et correspondaient à un coefficient d'élasticité de 2 120 000 kg/cm².

La partie du câble bétonnée, avant d'être tendue, fut décollée du béton dans les premiers 50 à 60 cm.; dans le reste l'adhérence semble parfaite et sans produire aucune crevasse dans le béton.

Nous croyons donc, que la crainte aux allongements inélastiques des câbles est exagérée et que «l'emploi des câbles d'acier, au lieu des ronds rigides, peut être avantageux dans les constructions à grandes portées, pourvu qu'on prend les précautions nécessaires pour sa mise en tension avant le bétonnage, et que les sections du béton aient été calculées pour supporter les réactions qui se dérivent de cette mise en tension».

Oberbaurat Ing. Dr. techn. e. h. FRITZ EMPERGER, Wien:

Die Verbreiterung von Straßenbrücken

Im Eisenbahnbau ist die Erweiterungsfähigkeit jeder Anlage ein notwendiger Bestandteil jedes Projektes. Der Eisenbahnbauer ist immer auf die Entwicklung seines Verkehrs bedacht und ist es ein Zeichen von Rückständigkeit, daß diese Frage beim Straßenbau und seinen Brücken bisher so wenig Beachtung gefunden hat. Alle Beispiele einer Vorsorge dieser Art finden sich bei Eisenbahnbrücken vor, wo man wiederholt den Unterbau mit Rücksicht auf ein späteres zweites Gleis im voraus in doppelter Breite ausgeführt hat. Bei Straßenbrücken dagegen finden wir immer wieder die Auffassung, als ob die einmal angenommene Breite als etwas für alle Ewigkeit Feststehendes hingenommen werden muß. Diese falsche Auffassung

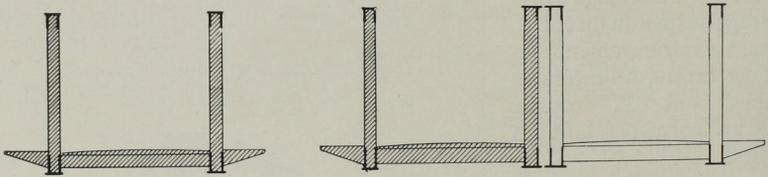


Abb. 1

macht sich überall bei Stadtregulierungen geltend, und hat sich im Straßenbau erst jüngst durch die Einführung des Automobils eine Änderung vollzogen, welche zu einem völligen Umsturz der Straßenabmessungen geführt hat. Wenn man sich auf den Straßen mit einer größeren Geschwindigkeit bewegen will, so sind selbst für denselben Verkehr die alten Breiteabmessungen ungenügend. Zu alledem kommt aber noch ein allgemeines Anwachsen des Verkehrs, als dessen Träger die Straße und die Straßenbrücke nunmehr hauptsächlich berufen ist. Wir finden daher, daß die neuen Straßenprofile durchwegs breiter geworden sind, wobei deren Einführung auf verhältnismäßig geringe Schwierigkeiten stößt. Das größte Hindernis sind die schmalen Brücken, welche den Verkehr drosseln. Es beweist, daß wir nicht nur breiterer Brücken bedürfen, sondern auch fordern müssen, daß jetzt hergestellte Brücken für die Zukunft verbreiterungsfähig ausgeführt werden. Es muß die Möglichkeit bestehen, Straße und Brücke in dem Maße zu verbreitern, wie der Verkehr anwächst. Es ergibt sich daher zu den alten großen Problemen des Brückenbaues mit Bezug auf Baustoff, auf Spannweite und auf die Entwicklung der Verkehrslasten eine neue Frage, welche dringend Berücksichtigung heischt. *unsere Brücken von vornherein so herzustellen, daß sie späterhin leicht verbreitert werden können.*

Nachdem wir heute, im Zeitalter einer großen Geldknappheit, unsere Brücken nie breiter herstellen wollen, als sie unbedingt nötig sind, und nicht in der Lage sind, durch eine Überbreite für die Forderungen der Zukunft zu sorgen, so wird diese

Forderung ganz allgemein einzuhalten sein. Wir sind nicht in der Lage, vorauszusagen, ob der Verkehr die einmal ihm gegebenen Bahnen einhalten, und in welchem Maße er sich entwickeln läßt. Wir können daher auch nicht Ausgaben rechtfertigen und Interkalarzinsen auf uns nehmen, welche auf Rechnung einer zukünftigen Anlage kommen. Wir müssen vielmehr trachten, unsere Brücken so herzustellen, daß dieselben beiderseitig oder wenigstens einseitig leicht verbreitert werden können.

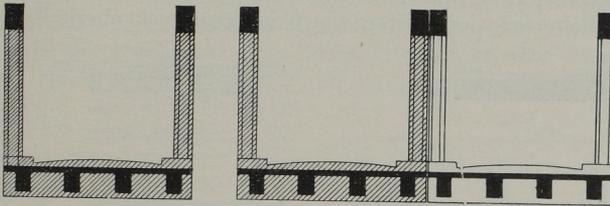


Abb. 2

Dies setzt voraus, daß der Entwurf in allen Einzelheiten auf die Erweiterungsfähigkeit Bedacht nimmt und Lage und Anordnung der späteren Verbreiterung gleich beim ersten Projekt vorgesehen wurden.

Ein Überblick der vorhandenen Brückentypen ergibt einen Unterschied, je nachdem das Tragwerk der Brücke unter oder über der Fahrbahn angeordnet wurde. Bei Brücken mit Tragwerk über der Fahrbahn ergibt sich die Verbreiterung

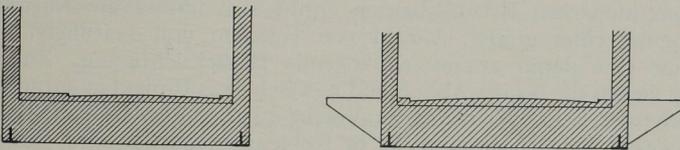


Abb. 3

durch Nebeneinanderlegen der ursprünglich alten und einer neuen Konstruktion. Die Abb. 1 und 2 zeigen uns die beiden üblichen Lösungen. Bei diesem Vorgang ergibt sich keine nennenswerte Mehrausgabe. Sie verlangt nur eine Bedachtnahme für die notwendigen lichten Räume bei den Straßenanschlüssen. Die Abb. 3 zeigt eine kürzlich bei dem Wettbewerb der Rheinbrücke in Speyer vorgesehene Anordnung. Bei derselben werden die ursprünglich zwischen dem Tragwerk ange-

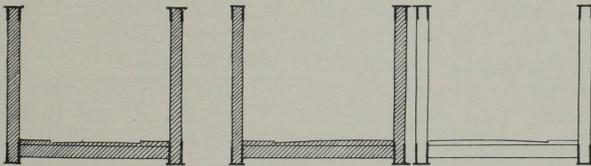


Abb. 4

ordneten Fußsteige nach außen verlegt. Es verlangt dies, daß die Tragfähigkeit der Konstruktion so bemessen werde, daß die Änderung nachträglich durchführbar erscheint. Sie bedeutet eine bedeutende Mehrausgabe von vornherein und erlaubt nur eine beschränkte Änderung der Breite. Eine weitere Lösung zeigt Abb. 4, bei welcher nur eine der beiden Tragwerke entweder von vornherein stärker hergestellt werden kann, oder aber so ausgebildet wird, daß eine Verstärkung auf Zwillingsträger möglich erscheint.

Die Verhältnisse liegen besser beim Tragwerk unterhalb der Fahrbahn. Will man vollständig unabhängig bleiben, so kann dies wie in Abb. 5 durch ein Gewölbe oder Abb. 6 durch eine Trägerbrücke geschehen. Bei dieser Anordnung bleibt die Größe, Lage und Angliederung der Verbreiterung vollständig dem späteren Ermessen anheimgestellt. Anders liegen die Verhältnisse bei Rippenträgern oder Rippengewölben. Bei denselben wird man aus wirtschaftlichen Gründen geneigt sein, die Tragkonstruktion auf zwei Hauptträger zu vereinigen. Dadurch entstehen aber ähnliche Schwierigkeiten wie beim Tragwerk oberhalb der Fahrbahn.



Abb. 5



Abb. 6

und zeigt uns die Abb. 7 eine Anordnung, welche ebenfalls bei der erwähnten Brücke in Speyer vorgesehen war. Will man daher in der Verbreiterung unabhängig bleiben, so ergibt sich die Notwendigkeit, auf diese Art der wirtschaftlichen Ausbildung zu verzichten und entweder ein durchgehendes Gewölbe oder eine entsprechend große Zahl von Tragrippen anzuordnen.

In den modernen Brückenbauten ergibt sich immer die Notwendigkeit der Unterbringung einer großen Anzahl von Kanälen und Leitungen und verlangt diese Frage eine damit zusammenhängende Berücksichtigung. Zu ihrer Kennzeichnung dienen die beiden Abb. 8 und 9, welche aus Projekten entnommen worden sind, welche der Schreiber dieses im Verein mit der Firma GRÜN und BILFINGER im Wettbewerb für die Moselbrücke in Koblenz entworfen hat. Dieselbe ist auch ein ungemein bezeichnendes Beispiel für eine richtige Voraussicht in allen den damit zusammenhängenden Fragen. Bei dieser Ausschreibung wurde eine Ver-

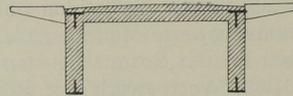
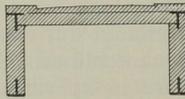


Abb. 7

breiterung der Fahrbahn von ursprünglich 12 m auf 18 m vorgesehen und die Anordnungen so getroffen, daß auch eine größere Verbreiterung ohne eine Störung der vorhandenen Leitungskanäle durchgeführt werden konnte.

Der Zusammenhang zwischen Straße und Brücke ergibt einen engen Verband in bezug auf Breite. Dies gilt insbesondere, wo sich an den Brückenbau Wohnbauten anschließen und Baulinien hierfür zu bestimmen sind. Dort kann durch die Anordnung von Vorgärten für die Verbreiterung Sorge getragen werden. Wie notwendig das ist, zeigt der Umstand, daß sonst die Kosten der Straßenregulierung so bedeutende werden, daß der Neubau der Brücke unmöglich gemacht und eine Verkehrsmisere in Permanenz erhalten werden kann. Ich habe bereits darauf hingewiesen, welche große volkswirtschaftliche Bedeutung diese Frage hat. Sie soll uns ermöglichen, schmale Brücken herzustellen, wie sie unserem heutigen Verkehr und finanziellen Verhältnissen entsprechen. Wir dürfen jedoch bei der kommenden Generation nicht den Eindruck erwecken, als ob wir der Not des Augenblickes so untertan gewesen sind, daß wir nicht gewußt haben, was wir einer zukünftigen

Entwicklung des Verkehrs schulden. Es ist ein kleinlicher Gesichtspunkt, diese Frage bedenkenlos der Zukunft zu überlassen, um so mehr, als alles dafür spricht, daß sich in der nächsten Zeit eine riesige Entwicklung des Verkehrs auf den Straßen vollziehen wird. Wir müssen uns die unangenehmen Erfahrungen vor Augen halten, welche wir mit einer ähnlichen Auffassung bei fast allen Brücken gemacht haben, welche im vorigen Jahrhundert gebaut worden sind. Die meisten davon sind nur deshalb abbruchreif, weil man bei ihrer Herstellung auf die Erhöhung der Gewichte der Fahrbetriebsmittel nicht genügend Rücksicht genommen hat.

Aus der Zahl der abschreckenden Beispiele, wo man eine zu schmale Brücke hergestellt hat und heute bereits nicht in der Lage ist, dieselbe zu verbreitern, möchte ich einen uns hier in Wien naheliegenden Fall herausgreifen. Die Fachleute, welche 1872, also vor einem halben Jahrhundert die Reichsbrücke über die Donau entworfen haben, haben für dieselbe eine Breite von 11,4 m gefordert. Der Finanzausschuß des damaligen Abgeordnetenhauses hat im

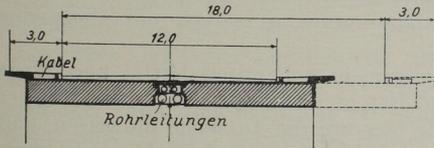


Abb. 8

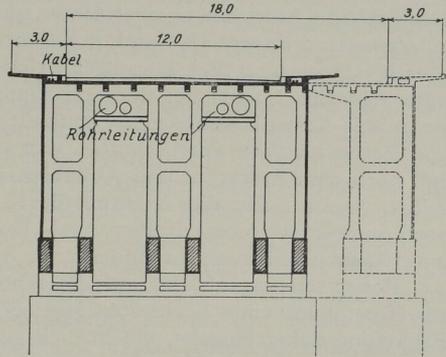


Abb. 9

Wege des Abstriches der Kosten ihre Breite auf 7,6 m herabgesetzt. Der damalige Bericht sagt:

„Nachdem der Personen- und Frachtenverkehr nach Wien ohnedies durch drei Eisenbahnbrücken, im Vergleich mit früher, vermindert worden ist und an Stelle einer einzigen Straßenbrücke nunmehr zwei über die Donau hergestellt werden, so wird für dieselbe auch eine Breite von 7,6 m genügen.“ Wie kurzsichtig diese Behauptung war, ergibt sich aus der heute aufgestellten Forderung nach einer Breite von 29 m oder der vierfachen, was man damals für genügend ansah, im Falle eines Neubaues derselben Brücke. Der Fehlgriff, welcher damals gemacht wurde, wäre ganz nebensächlich gewesen, wenn man die Brücke schmal, aber verbreiterungsfähig gemacht hätte, und diesen Fehlgriff müssen wir in Zukunft vermeiden. Ohne mich auf weitere Beispiele einzulassen, will ich noch hervorheben, daß diese Forderung sich im steigenden Maße bei den in neuerer Zeit aufgestellten Programmen und Neubauten durchzusetzen beginnt, wie das angeführte Beispiel der Brücke über die Mosel bei Koblenz dartut. Die Vermehrung der Verkehrslasten scheint vorläufig auf einem Höhepunkt der Entwicklung angelangt zu sein; das Problem unserer Tage besteht in der Verbreiterung der Brücken und schiene es mir daher zweckmäßig, die Aufmerksamkeit der Fachwelt auf dasselbe zu lenken.

Oberbaurat Ing. M. SPINDEL, Innsbruck:

Hochwertiger Beton unter Berücksichtigung der Darstellung im Vierstoffparallelogramm

Unter hochwertigem Beton möchten wir hier vorerst einen solchen verstehen, der die vom Beton allgemein verlangten Güteeigenschaften in hohem Maße aufweist, d. i. höchste Festigkeit und dies schon nach kürzester Erhärtungsdauer, also

eigentlich *frühhochfester* Beton. Seit der Einführung des frühhochfesten Zementes und Betons durch das Materialprüfungslaboratorium der Österr. Bundesbahnen in Innsbruck sind nicht bloß die Festigkeitsziffern, insbesondere die Druckfestigkeiten von Zement und Beton wesentlich gestiegen, sondern es wurden auch die Anforderungen bezüglich der raschen Erhärtung von hochwertigem Mörtel und Beton ungewöhnlich gesteigert. Wenn wir in den Jahren 1914 bis 1916 noch mit besonderem Stolze darauf hinweisen konnten, vollkommen tragfähigen Beton nach bloß zwei- bis dreitägiger Erhärtung erhalten zu haben, so hat die Praxis kaum ein Dutzend Jahre später die Forderung gestellt, solchen zuverlässig tragfähigen Beton schon nach etwa sechsständiger Erhärtung zu bekommen, welche Aufgabe von dem vorgenannten Materialprüfungslaboratorium der Österr. Bundesbahnen *vorläufig* dahin gelöst wurde, daß es einen Beton im Mischungsverhältnis von 1 : 2 : 3 (1 Raumteil Zement, 2 Raumteile Sand, 3 Raumteile Schotter) mit über 250 kg/qcm Druckfestigkeit nach bloß sechsständiger Erhärtung hergestellt hat. Mit diesem Ergebnis wäre eigentlich meine bei der Schaffung des hochwertigen Zementes und Betons vertretene Ansicht, daß es gelingen müßte, das *Warten* auf die Erhärtung von Mörtel und Beton gänzlich auszuschalten und somit ein Betonguß, ebenso wie ein Eisenguß nach dem Erstarren und Abkühlen auch tragfähig zu sein hätte, grundsätzlich gelöst, wenn auch die letztangeführte, außergewöhnlich energische Erhärtung noch einiger weiterer Studien und Vervollkommnungen bedarf, um allgemeine praktische Einführung zu finden.

Bevor ich darauf und auf die schon allgemein bekannten Mittel und Wege zur Herstellung eines hochfesten Mörtels und Betons nach bloß ein- bis zweitägiger Erhärtung näher eingehe, möchte ich gerade hier auf die Tatsache hinweisen, daß im Hochbau noch ein Mörtel zur Anwendung kommt, der vor vielen Monaten überhaupt keine nennenswerte Festigkeit erhält und dem man deswegen als seine größte Tugend nachrühmt, daß er manchmal nach Jahrzehnten und Jahrhunderten höchste Festigkeiten zu erreichen vermag. Und gerade mit einem solchen Mörtel werden heute ebenso wie es noch in der Bibel steht, verhältnismäßig winzige Bauelemente, wie es die Mauerziegel sind, mit sehr umständlicher und mühseliger Maurerarbeit langsam zu einem Ziegelmauerwerk vereinigt, das den Anforderungen hinsichtlich Tragfähigkeit und Wetterschutz nur dann voll entspricht, wenn es auch in den von altersher gewohnten ungewöhnlichen Mauerstärken ausgeführt wird und dabei langsam und ausreichend erhärten und austrocknen kann. Diese auch den fortschrittlichsten Ingenieuren aufgewungene Rückständigkeit bildet ein ernstliches Hemmnis für die neuzeitliche Hochbautätigkeit, was meines Erachtens den Internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau veranlassen sollte, eine eigene Kommission mit der Aufgabe zu betrauen, die Fortschritte der neuzeitlichen Bindemittel- und Mörteltechnik auch den Hochbauten restlos zugänglich zu machen. Es müßte vorerst für eine ganz bedeutende *Vergrößerung des Formates* der Bausteine gesorgt werden, gleichgültig, ob diese aus gebranntem Lehm, aus Kalksandstein oder aus Beton welcher Art immer hergestellt werden. Weiters müßten diese Bausteine eine Fugenausbildung erhalten, die eine weitaus raschere Vermauerung und dabei einen zuverlässigeren Verband mit Bezug auf Tragfähigkeit, Isolierung gegen Witterungseinflüsse, Ersparnis an Mauerstärken und Kosten, Raschheit der Herstellung und Inbenutzungnahme usw. erhalten. Ich war seit Jahren bemüht, sowohl diesen vorgenannten Anforderungen zu entsprechen, als auch der bekannt unangenehmen Eigenschaft des Betons, im Vollmauerwerk durch das Schwinden Risse zu erhalten, in der Weise zu begegnen, daß ich einen Betonhohlstein mit einer neuartigen Fugenausbildung eronnen habe, welche mit gleich gutem Erfolg auch bei Vollsteinen sowohl bei großen Sperrmauern (z. B. Spullerseewasserkraftanlage der Österr. Bundesbahnen in Vorarlberg) als auch bei zahlreichen Hochbauten in den größten und

kleinsten Mauerwerkstärken bis zu 15 cm herab zur Anwendung kam. Gerade dieser Betonbaustein könnte auch der Ziegelindustrie als Wegweiser für die Modernisierung und Rationalisierung der Ziegelbauweise dienen, damit wir in absehbarer Zeit auch im Hochbau Arbeitsweisen verlassen, deren sich noch die Assyrer und Babylonier bedienten, die sicherlich auch ganz anders gebaut hätten, wenn ihnen damals die heutigen Hilfsmittel und insbesondere frühhochfester Zement und Beton zur Verfügung gestanden wären.

Für den frühhochfesten Beton gehören frühhochfeste Zemente, geeignete Zuschlagsstoffe, ein richtiger Wasserzusatz und nicht zuletzt eine richtige Verarbeitung und Behandlung. Auf unserem ersten Kongresse in Zürich habe ich bereits berichtet, welchen Anteil das Materialprüfungslaboratorium der Österr. Bundesbahnen an der Schaffung und Einführung des frühhochfesten Zementes und Betons seit dem Jahre 1913 genommen hat und welche Mittel und Wege seither dazugekommen sind. Mit den frühhochfesten Portlandzementen und noch mehr mit den von Frankreich eingeführten Tonerdeschmelzzementen kann man schon nach bloß ein- bis zweitägiger Erhärtung ganz namhafte Betonfestigkeiten erreichen, so daß z. B. Herr Prof. RITTER, Zürich, die aus letztgenanntem Zement hergestellten Betonpfähle schon nach eintägiger Erhärtung einrammen konnte.¹ Die von mir erwähnten hohen Festigkeiten nach bloß sechsständiger Erhärtung konnten nicht einmal mit den besten Schmelzzementen erhalten werden, sondern es bedurfte erst besonderer alkalischer Zusatzmittel zum Zement, welche dessen Erhärtungsenergie derart *angespornt* haben, daß der Zement, welcher ohne diese Zusätze nach sechsständiger Erhärtung noch fast gar keine Festigkeiten aufwies, mit diesen Zusätzen nach sechs Stunden hochfesten Mörtel und Beton ergab. Allerdings muß ich noch ganz besonders hervorheben, daß alle Schmelzzemente nicht bloß als Zementhaut (Verputz), sondern auch als Mörtel und Beton bei der Erhärtung an der Luft die sehr unangenehme Eigenschaft haben, an der Oberfläche bis auf einige Millimeter Tiefe abzusanden, weswegen ich zusammen mit einem der bedeutendsten Zementchemiker nach Mitteln zur Hintanhaltung dieser Absandungen suche. — Diese Eigenschaft der Schmelzzemente erschwert auch dessen laboratoriumsmäßige Erprobung und Beurteilung ungemein, so daß weitere Mitteilungen über diese Zusammenhänge einem späteren Zeitpunkte vorbehalten werden müssen, um Mißverständnissen vorzubeugen.

Schon in Zürich habe ich darauf hingewiesen, daß mannigfaltige neue Wege zur Herstellung der frühhochfesten Portlandzemente erfolgreich beschritten worden sind, von welchen das Verfahren von Prof. Dr. KÜHL, Berlin, wiederum besonders hervorgehoben werden soll, da der Genannte mit verhältnismäßig kleinen Zusätzen von Bauxit die Festigkeiten des weitaus teureren Tonerdezementes zu erreichen sucht und so ohne jede Erhöhung der Erzeugungskosten sehr wesentliche Verbesserungen der frühhochfesten Portlandzemente erzielt, während ein anderes, hauptsächlich auf einen besonders hohen Kieselsäuregehalt fußendes Verfahren zur Herstellung des sogenannten Velozementes wegen dessen Geheimhaltung noch nicht sicher beurteilt werden kann.

In Zürich habe ich weiters darauf hingewiesen, daß das Studium und die Beurteilung der verschiedenartigen Zemente sich weniger in der bis dahin üblich gewesenen Darstellung der Hauptbestandteile im Dreieck bewirken läßt, als vielmehr in dem von mir damals angekündigten Vierstoffparallelogramm für die Darstellung von chemischen Verbindungen, Legierungen, Mischungen usw., die aus vier Hauptstoffen zusammengesetzt sind. Das Vierstoffparallelogramm, welches ich zuerst selbst

¹ Ob ein Beton ausreichend tragfähig ist, muß nach ein- oder zweitägiger Erhärtung ebenso nachgeprüft werden wie nach vier- oder sechswöchiger Erhärtung.

noch für eine Darstellung in der Ebene hielt, hat sich bei meinen weiteren Studien als die beste Projektion des Vierstoffsystems im Raume ergeben, welche Darstellung im Raume schon seit Jahrzehnten von den verschiedenartigsten Gelehrten, insbesondere von den Metallurgen gesucht wurde und bisher nur zu sehr unübersichtlichen Projektionen geführt hat. In diesem Vierstoffparallelogramm, das während meines Vortrages in Zürich noch ein Embryo war, habe ich ein Jahr später schon die Zemente des größten Japanischen Zementkonzerns dargestellt gesehen. Heute arbeiten auch erste deutsche Zementtechniker mit diesem Vierstoffparallelogramm als dem tauglichsten wissenschaftlichen und praktischen Mittel, was ich Ihnen, meine hochverehrten Anwesenden, nur deswegen so ausführlich mitteile, weil es auch das kleine und große A-b-c für die Beurteilung der Betonzusammensetzung und für die Klärung aller Zusammenhänge zwischen Zementzuschlagsstoffen, Wasserzusatz, Verarbeitung und Festigkeit des Betons und somit auch das geeignetste Mittel zur Herstellung eines hochwertigen Betons bildet. Trotz des kurzen Alters von nur zwei Jahren kann ich in der kurzen Zeit unmöglich alle die wichtigen Erkenntnisse und Zusammenhänge aufzeigen, die ich mit Hilfe dieses Vierstoffparallelogramms gewonnen habe und verweise daher auf meine diesbezüglichen Veröffentlichungen der letzten zwei Jahre in der Tonindustriezeitung in Berlin und in Beton und Eisen.¹ Hier sollen hierüber nur die allernötigsten Mitteilungen gemacht werden.²

Prof. Dr. M. RITTER, Zürich:

Die Anwendung der Theorie elastischer Platten auf den Eisenbeton

Bei der statischen Untersuchung von kreuzweise armierten Eisenbetonplatten hat man neuerdings neben den üblichen rohen Näherungsmethoden mehrfach die Ergebnisse der Elastizitätstheorie zu Rate gezogen. Die klassische Theorie der elastischen Platten, wie sie durch LAGRANGE und NAVIER begründet und später durch zahlreiche Forscher weiter ausgebaut wurde, bezieht sich indessen ausschließlich auf die homogenen Platten von konstanter Biegesteifigkeit, beruht also auf Voraussetzungen, die beim Eisenbeton nicht zutreffen. Zur Anwendung der Plattentheorie auf den Eisenbeton erscheint eine Abänderung der Rechnungsgrundlagen im Sinne einer besseren Anpassung an das elastische Verhalten dieses Baustoffes notwendig.

1. Grundlagen der Plattentheorie.

Die Theorie der homogenen Platte gestattet, die Krümmungen der elastischen Fläche nach zwei zueinander senkrechten Richtungen durch die entsprechenden Biegemomente auszudrücken. Bezeichnet man mit z die Einsenkung an irgend einer Stelle mit den rechtwinkligen Grundrißkoordinaten x und y , so ergeben sich für die Krümmungen unter Annahme der üblichen Voraussetzungen die bekannten Ausdrücke

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} &= -\frac{1}{EJ} \left(M_1 - \frac{M_2}{m} \right) \\ \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} &= -\frac{1}{EJ} \left(M_2 - \frac{M_1}{m} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

worin M_1 und M_2 die Biegemomente bezeichnen, die in den Richtungen der Koordinaten auf die Einheit der Breite wirken. E ist der Elastizitätsmodul des Materials und J das konstante Trägheitsmoment des Querschnittes auf die Einheit

¹ Vergl. Spindel, Tonindustrie-Zeitung 1926, Jubiläumsnummer, und Jg. 1927, Heft 70 und 73, ferner in Beton und Eisen, Jg. 1927, Heft 1, und Jg. 1928, Heft 1 und 2.

² Wegen Raummangel wird diesbezüglich auf die unter Anmerkung 1 angeführten Veröffentlichungen verwiesen.

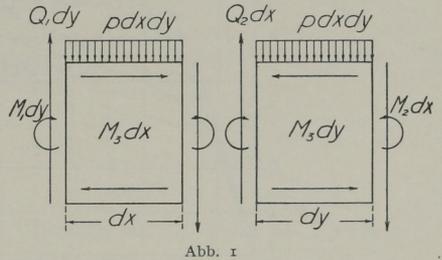
der Breite; EJ heißt die Biegesteifigkeit der Platte. Durch die Poissonzahl m kommt der Einfluß der Querdehnung auf die Krümmungen zum Ausdruck. Aus den Gleichungen (1) berechnen sich die Biegemomente zu

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= -\frac{EJ}{1 - \frac{1}{m^2}} \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + \frac{1}{m} \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \right) \\ M_2 &= -\frac{EJ}{1 - \frac{1}{m^2}} \left(\frac{\partial^2 z}{\partial y^2} + \frac{1}{m} \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

Eine einfache Betrachtung liefert auch noch einen Ausdruck für die sogenannte Verdrillung der Querschnitte, die durch die wagrechten Schubspannungen zustande kommt, welche in den lotrechten Schnitten wirken und auf die Einheit der Breite das Drillmoment

$$M_3 = -\frac{EJ}{1 + \frac{1}{m}} \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} \dots \dots \dots (3)$$

liefern. Denkt man sich weiter nach Abb. 1 ein Plattenelement vom Grundrisse $dx \cdot dy$ abgegrenzt, so folgt aus den drei Gleichgewichtsbedingungen die sogenannte Grundgleichung der Plattentheorie



$$\frac{\partial^2 M_1}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_3}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_2}{\partial y^2} = -p \dots \dots \dots (4)$$

wo p die im allgemeinen veränderliche spezifische Belastung der Platte darstellt. Setzt man darin für die Momente die Ausdrücke (2) und (3) ein, so erhält man die bekannte Differentialgleichung der elastischen Fläche

$$\frac{\partial^4 z}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 z}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 z}{\partial y^4} = \frac{p}{EJ} \left(1 - \frac{1}{m^2} \right) \dots \dots \dots (5)$$

deren Integration mit Berücksichtigung der Randbedingungen die Gestalt der elastischen Fläche liefert, aus der schließlich die Momente und Querkräfte an jeder Stelle der Platte leicht zu berechnen sind.

Die Gleichungen (1) und (2) beruhen auf der Voraussetzung des HOOKEschen Gesetzes und den bekannten Annahmen von NAVIER. Indessen können diese Beziehungen auch für unhomogenes Material in gleicher Form angeschrieben werden, wobei dann EJ und m veränderliche Koeffizienten darstellen, die experimentell bestimmt werden können. Auch die Grundgleichung der Plattentheorie, Gl. (4), ist nicht auf die homogene Platte beschränkt. Dagegen gilt die Differentialgleichung (5) nur für die homogene Platte; sie verliert ihre einfache Gestalt, wenn man bei ihrer Ableitung EJ und m als Veränderliche behandelt.

2. Die Biegesteifigkeit.

Die Biegesteifigkeit EJ einer Eisenbetonplatte läßt sich durch direkte Messung des Formänderungswinkels finden. Solche Messungen sind u. a. in den Materialprüfungsanstalten Stuttgart und Zürich durchgeführt worden; in Abb. 2 sind einige Messungsergebnisse und die daraus nach der Formel

$$EJ = M \cdot \frac{\Delta s}{\Delta \varphi} \dots \dots \dots (6)$$

berechneten Biegesteifigkeiten dargestellt (Messungen an Balken 20 . 30 cm,

Meßstrecke $\Delta s = 30$ cm). Man erkennt, wie mit zunehmendem Moment die Biegesteifigkeit EJ namentlich bei den niedrigen Armierungen derart abnimmt, daß die Voraussetzung einer konstanten Biegesteifigkeit auch in erster Annäherung nicht berechtigt erscheint. Die beträchtliche Abnahme von EJ mit wachsender Belastung rührt in der Hauptsache von der Rissebildung des Betons in der Zugzone her, die indessen nach den Versuchen frühzeitig einsetzt. Für sehr

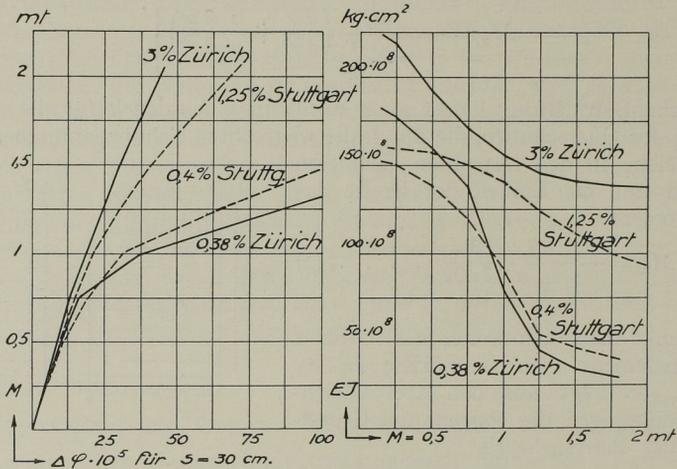


Abb. 2

geringe Belastungen (unterhalb jeder Rissebildung) erscheint vielleicht die Annahme einer konstanten Biegesteifigkeit zulässig, doch liegt dieser Zustand weit unterhalb der zulässigen Spannungen und hat für den Ingenieur, der den Sicherheitsgrad zu beurteilen hat, nur ein beschränktes Interesse.

3. Einfluß der Querdehnung.

Die Poissonzahl m beträgt nach neueren Versuchen für Beton zirka $m = 0$ und ist wenig veränderlich, so daß bei der Anwendung auf den Eisenbeton dieser Koeffizient konstant gesetzt werden kann. Indessen ist zu beachten, daß bei der Eisenbetonplatte im Stadium der Rissebildung der Einfluß der Querdehnung auf die Krümmung nicht durch $1/m$ zum Ausdruck kommt, wie bei der homogenen Platte nach Gleichung (1), sondern in stark vermindertem Maße, da nach Eintritt der Rissebildung lediglich die Druckzone eine Querdehnung erleidet.

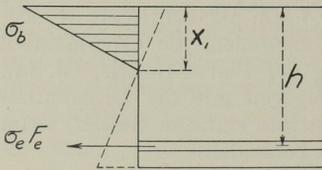


Abb. 3

Um den Einfluß der Querdehnung auf die Krümmung und die Gestalt der elastischen Fläche einer Eisenbetonplatte zu berechnen, werde der Einfachheit halber eine Stelle betrachtet, wo die Biegemomente M_1 und M_2 einander gleich sind. In Abb. 3 ist ein Querschnitt an dieser Stelle im Rissestadium dargestellt. Setzt man den Elastizitätsmodul E_b des Betons in der Druckzone als konstant voraus, was zulässig erscheint, so berechnet sich der Abstand x_1 der neutralen Achse vom oberen Rand aus der Gleichgewichtsbedingung

$$\sigma_b \cdot \frac{b x_1}{2} = \sigma_e \cdot F_e$$

worin σ_b die Druckspannung im Beton am oberen Rande und σ_e die Zugspannung im Eisenquerschnitt F_e (für die Breite b) bezeichnen. Die Bedingung für das Ebenbleiben des Querschnittes ergibt, da die obere Randdehnung gleich $\frac{\sigma_b}{E_b} \left(1 - \frac{1}{m}\right)$ zu setzen ist,

$$\frac{\sigma_b \left(1 - \frac{1}{m}\right)}{E_b \cdot x_1} = \frac{\sigma_e}{E_e (h - x_1)}$$

Durch Division der beiden Beziehungen folgt für den Abstand der neutralen Achse die quadratische Gleichung

$$\frac{b x_1^2}{2} = \frac{E_e}{E_b} \left(1 - \frac{1}{m}\right) F_e (h - x_1)$$

Setzt man zur Abkürzung noch $n = \frac{E_e}{E_b}$ und $n_1 = n \left(1 - \frac{1}{m}\right)$, so lautet die gültige Wurzel

$$x_1 = \frac{n_1 F_e}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b h}{n_1 F_e}} - 1 \right) \dots \dots \dots (7)$$

Für die Druckspannung σ_b erhält man

$$\sigma_b = \frac{2 M_1}{b x_1 \left(h - \frac{x_1}{3}\right)} = M_1 \cdot \frac{x_1}{J_1}$$

worin zur Abkürzung $J_1 = \frac{b x_1^3}{3} + n_1 F_e (h - x_1)^2$ gesetzt ist. J_1 kann als ideelles Trägheitsmoment bezeichnet werden, bei dessen Bildung jedoch zum Unterschied vom ebenen Spannungszustand der Eisenquerschnitt mit n_1 zu multiplizieren ist.

Für den Formänderungswinkel bzw. die Krümmung ergibt sich jetzt

$$-\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = \frac{\sigma_b \left(1 - \frac{1}{m}\right)}{E_b \cdot x_1} = \frac{M_1}{E_b J_1} \left(1 - \frac{1}{m}\right)$$

Man erkennt, daß der Einfluß der Querdehnung hier nicht mehr durch $\frac{1}{m}$ zum Ausdruck kommt, wie bei der homogenen Platte, weil jetzt J_1 ebenfalls von m abhängig ist. Bezeichnet man mit J das ideelle Trägheitsmoment für den ebenen Spannungszustand, so läßt sich der obige Ausdruck wie folgt schreiben:

$$\frac{M_1}{E_b J_1} \left(1 - \frac{1}{m}\right) = \frac{M_1}{E_b J} \cdot \frac{J}{J_1} \left(1 - \frac{1}{m}\right) = \frac{M_1}{E_b J} \left(1 - \frac{1}{m_1}\right);$$

darin ist m_1 ein Koeffizient, der an Stelle der Poissonzahl m den Einfluß der Querdehnung darstellt. Man findet aus obiger Gleichung

$$m_1 = \frac{m}{m - \frac{J}{J_1} (m - 1)} \dots \dots \dots (8)$$

Die Rechnung liefert für verschiedene Werte von m und für verschiedene Armierungsgehalte folgende Werte m_1 :

	$m = 3$	4	5	6
$0,50\%$:	$m_1 = 12$	16	19	24
$0,75\%$:	$m_1 = 10$	13	17	21
$1,00\%$:	$m_1 = 9$	12	15	18

Der Einfluß der Querdehnung ist darnach bedeutend geringer, als bei der homogenen Platte. Man wird nur einen geringen Fehler begehen, wenn man bei der Eisenbetonplatte mit $m_1 = \infty$ rechnet, was eine wesentliche Vereinfachung der Theorie zur Folge hat.

4. Die Platte als Balkenrost.

Bei einer Eisenbetonplatte, die lediglich kreuzweise nach den Richtungen x und y armiert ist, können im Stadium der Rissebildung die Drillungsmomente M_3 (Gleichung 3) nicht übertragen werden, da die Eiseneinlagen allein wagrechte Schubkräfte nicht aufnehmen können. Der Drillungswiderstand der Eisenbetonplatte wird bei niedriger Belastung relativ am größten sein und mit zunehmender Belastung und Rissebildung abnehmen; Hand in Hand damit wachsen die Einsenkungen nach der Rissebildung bedeutend rascher als die Belastungen. Durch geeignete Zusatzarmierungen wird es zwar (nach H. LEITZ) möglich sein, die Übertragung der Drillungsmomente auch bei höheren Belastungen in gewissem Umfange sicherzustellen; doch sind solche Zusatzarmierungen in der Praxis nicht üblich und keineswegs notwendig, da die Eisenbetonplatte auch ohne Drillungswiderstand tragfähig bleibt.

Die Platte ohne Drillungswiderstand wirkt wie ein Rost sich kreuzender Balken. Man gewinnt die Differentialgleichung der elastischen Fläche analog Gleichung (4), indem man bei der Ableitung die Drillungsmomente unberücksichtigt läßt. Ersetzt man die Poissonzahl m durch m_1 , so erhält man bei Annahme konstanter Biegesteifigkeit

$$\frac{\partial^4 z}{\partial x^4} + \frac{2}{m_1} \frac{\partial^4 z}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 z}{\partial y^4} = \frac{p}{EJ} \left(1 - \frac{1}{m_1^2} \right).$$

Da indessen die Biegesteifigkeit stark vom Moment abhängt, erscheint es zweckmäßig, bei der Ableitung von vornherein in den Richtungen x und y verschiedene Biegesteifigkeiten $E_1 J_1$ und $E_2 J_2$ einzuführen (analog der Behandlung der orthotropen Platten nach T. HUBER). Alsdann lautet die Differentialgleichung der elastischen Fläche

$$E_1 J_1 \frac{\partial^4 z}{\partial x^4} + \frac{E_1 J_1 + E_2 J_2}{m_1} \frac{\partial^4 z}{\partial x^2 \partial y^2} + E_2 J_2 \frac{\partial^4 z}{\partial y^4} = p \left(1 - \frac{1}{m_1^2} \right),$$

und für $m_1 = \infty$

$$E_1 J_1 \frac{\partial^4 z}{\partial x^4} + E_2 J_2 \frac{\partial^4 z}{\partial y^4} = p. \dots \dots \dots (9)$$

Bei der Anwendung dieser Gleichungen ist jedoch zu beachten, daß sich $E_1 J_1$ und $E_2 J_2$ in der Platte von Punkt zu Punkt ändern. Näherungsweise kann man diesen Umstand berücksichtigen, indem man die Platte gemäß Abb. 4 in Maschen einteilt und annimmt, daß die Biegesteifigkeiten innerhalb jeder Masche konstant sind, sich also von Masche zu Masche sprungweise ändern. Gleichung (9) gilt dann innerhalb jeder Masche. Die elastische Fläche läßt sich in der Form darstellen

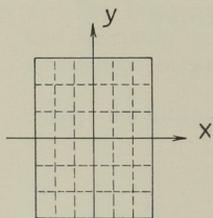


Abb. 4

$$z = \sum c \cdot F_1(x) \cdot F_2(y). \dots \dots \dots (10)$$

wo $F_1(x)$ und $F_2(y)$ Funktionen von x bzw. y allein sind, die den Randbedingungen der Platte genügen. Bei zweckmäßiger Wahl dieser Funktionen kann man z mit genügender Genauigkeit durch so viele Summanden darstellen, als die Anzahl der Maschen beträgt. Die Bestimmung der Koeffizienten c erfolgt dann sehr einfach, indem man den Ausdruck (10) in Gleichung (9) einsetzt und letztere für die Mitte jeder Masche anschreibt; man erhält auf diese Weise ein lineares Gleichungssystem, aus dem sich die Werte c eindeutig berechnen lassen. Für eine erste Rechnung müssen allerdings vorläufige Annahmen über die Biegefähigkeiten $E_1 J_1$ und $E_2 J_2$ in den einzelnen Maschen getroffen werden; die Wiederholung der Rechnung gestattet, diese Größen entsprechend den Biegemomenten zu korrigieren. Das Verfahren ist umso genauer, je enger die Maschenteilung gewählt wird, doch zeigen die Zahlenrechnungen, daß schon eine grobe Maschenteilung genügt.

5. Anwendung auf die quadratische Platte.

Die Platte liege allseitig frei auf und trage die hügelartig verteilte Belastung p pro Flächeneinheit. Die Eiseneinlagen seien in beiden Richtungen gleich. Man wird hier keinen großen Fehler begehen, wenn man in diesem Falle $E_1 J_1 = E_2 J_2$ setzt. Alsdann kann in erster Annäherung die Rechnung wie folgt durchgeführt werden.

Die Gleichung der elastischen Fläche läßt sich mit Bezugnahme auf Abb. 5 zu

$$z = \frac{z_0}{1 + 2c} \left[\cos \frac{\pi x}{l} \cos \frac{\pi y}{l} + c + \left(\cos \frac{\pi x}{l} \cos \frac{3\pi y}{l} + \cos \frac{3\pi x}{l} \cos \frac{\pi y}{l} \right) \right]$$

anschreiben. Darin bezeichnet z_0 die Einsenkung in Plattenmitte und c ist ein Koeffizient, der von der Verteilung der Belastung, aber auch von der Änderung der Biegesteifigkeit innerhalb der Platte abhängt. Zur obigen elastischen Fläche gehört nach Gleichung (9) mit $E_1 J_1 = E_2 J_2 = EJ$ die Belastung

$$\frac{p}{EJ} = \frac{\delta^4 z}{\delta x^4} + \frac{\delta^4 z}{\delta y^4} = \frac{2z_0}{1 + 2c} \cdot \frac{\pi^4}{l^4} \left[\cos \frac{\pi x}{l} \cos \frac{\pi y}{l} + 4Ic \left(\cos \frac{\pi x}{l} \cos \frac{3\pi y}{l} + \cos \frac{3\pi x}{l} \cos \frac{\pi y}{l} \right) \right]$$

Für die Plattenmitte lautet dieser Ausdruck mit $p = p_0$ und $EJ = E_0 J_0$

$$\frac{p_0}{E_0 J_0} = \frac{2z_0}{1 + 2c} \cdot \frac{\pi^4}{l^4} (1 + 82c),$$

woraus durch Division

$$\frac{p}{p_0} = \frac{EJ}{E_0 J_0} \cdot \frac{\cos \frac{\pi x}{l} \cos \frac{\pi y}{l} + 4Ic \left(\cos \frac{\pi x}{l} \cos \frac{3\pi y}{l} + \cos \frac{3\pi x}{l} \cos \frac{\pi y}{l} \right)}{1 + 82c} \quad \dots (10)$$

Für das Biegemoment in Plattenmitte ergibt sich mit $m_1 = \infty$

$$M_0 = -E_0 J_0 \left[\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \right]_{x=0} = \frac{p_0 l^2}{2\pi^2} \frac{1 + 10c}{1 + 82c} \quad \dots (11)$$

Die Biegesteifigkeit wird naturgemäß von der Plattenmitte gegen die Ränder zunehmen. Setzt man für die Mitte der Plattenränder ($x = \frac{l}{2}, y = 0$ und $x = 0, y = \frac{l}{2}$) $p = p_1$ und $EJ = E_1 J_1$ und bezeichnet den Koeffizienten c für den Sonderfall konstanter Biegesteifigkeit ($E_1 J_1 = E_0 J_0$) mit c_0 , so folgt aus Gleichung (10) die Beziehung

$$\frac{E_1 J_1}{E_0 J_0} = \frac{(1 - 82c_0)(1 + 82c)}{(1 + 82c_0)(1 - 82c)} \quad \dots (12)$$

die gestattet, den Koeffizienten c für bekannte oder angenommene Werte von c_0 und $E_1 J_1 / E_0 J_0$ zu berechnen.

Wählt man die hügelartige Belastung derart, daß in den Punkten $x = y = \pm \frac{l}{4}$ $p = p_0$ wird, so erhält man aus Gleichung (10) für konstante Biegesteifigkeit

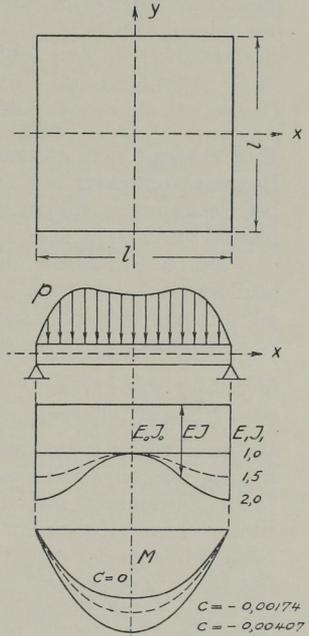


Abb. 5

steifigkeit $c_0 = -0,00407$ und darnach für das Moment in Plattenmitte nach Gleichung (11)

$$M_0 = \frac{p_0 l^2}{13,7}$$

Dieser Wert entspricht, wie bekannt, auch dem Fall der gleichmäßig verteilten Belastung in der homogenen Platte ohne Drillungswiderstand. Aus Gleichung (12) berechnet sich jetzt c für veränderliche Biegesteifigkeit, und zwar für

$$\begin{array}{lll} \frac{E_1 J_1}{E_0 J_0} = 1,5 & c = -0,00174 & M_0 = \frac{p_0 l^2}{17,3} \\ \frac{E_1 J_1}{E_0 J_0} = 2,0 & c = 0 & M_0 = \frac{p_0 l^2}{2 \pi^2} \end{array}$$

Man erkennt den großen und günstigen Einfluß, den die Veränderlichkeit der Biegesteifigkeit auf das Maximalmoment ausübt. Diese Veränderlichkeit wird bei Belastungen, die an der zulässigen Grenze oder darüber liegen, in Wirklichkeit immer vorhanden sein.

Durch Einteilung der Platte in Maschen und Anwendung des unter 4 geschilderten Verfahrens kann die obige Näherungsrechnung leicht genauer durchgeführt werden; die Ergebnisse ändern sich jedoch auch bei enger Maschenteilung und Anpassung der Biegesteifigkeiten an die Momente nur unwesentlich.

6. *Schlußfolgerungen.*

Aus den vorstehenden Darlegungen und einer Reihe durchgerechneter Zahlenbeispiele geht hervor, daß die klassische Theorie der homogenen Platten mit konstanter Biegesteifigkeit zur Berechnung kreuzweise armierter Eisenbetonplatten nicht anwendbar ist. Diese Theorie überschätzt den Drillungswiderstand und nimmt keine Rücksicht auf die wesentliche Entlastung, die an den gefährdeten Stellen infolge der Abminderung der Biegesteifigkeit eintritt. Wenn, wie üblich, besondere Zulageeisen zur Übertragung der Drillungsmomente fehlen, so erfolgt die statische Berechnung der kreuzweise armierten Eisenbetonplatten zweckmäßig nach der Theorie des Balkenrostes, wobei der Einfluß der Querdehnung zu vernachlässigen, der Einfluß der Veränderlichkeit der Biegesteifigkeit jedoch in geeigneter Weise zu berücksichtigen ist.

Diskussion

Prof. Dr. H. LEITZ, Graz:

Meine Herren! Die Ausführungen von Herrn Prof. Dr. RITTER zeigen, daß die Biegemomente der Platte gegen den Bruch zu infolge Weicherwerdens der hochbeanspruchten Stellen sich gleichmäßiger über den Querschnitt verteilen und die Maxima geringer ausfallen als es sich nach der Balkenrostrechnung ergibt. Diese Selbsthilfe des Materials läßt sich also unter Verwendung von Differenzenrechnung und Berücksichtigung der mit zunehmenden Momenten abnehmenden Biegesteifigkeit berechnen. Es dürfte dies jedoch nur dann der Fall sein, wenn die Bewehrung gleichmäßig über den Schnitt verteilt ist, und nicht wenn die Bewehrung dem Momentenquerschnitt des Balkenrostes genau angepaßt ist. Das Biegemoment beim Bruch folgt der Verteilung der Widerstandsfähigkeit, wie sie durch die Bewehrung gegeben ist. Wenn letztere auf einem statisch vollständigen Momentensystem beruht, so stellt sich dieses mit zunehmender Beanspruchung mehr und mehr her. Es dürfte wohl zu weitgehend sein, die Veränderlichkeit der Steifigkeit mit zunehmender Beanspruchung in die praktische Rechnung einzuführen; man hat z. B. auch bei der Berechnung der Rahmen davon abgesehen und rechnet konsequent mit den ursprünglichen Trägheitsmomenten. Um so mehr muß jedoch

darauf geachtet werden, daß auch alle vorausgesetzten Kraftäußerungen, insbesondere bei der Berechnung nach der Elastizitätstheorie die Drillungsmomente durch die Bewehrung aufgenommen werden können.

M. T. HUBER, Warschau:

Ich kann mich kurz fassen, da meine Ansichten über die Schlußfolgerungen aus der Theorie orthotroper Platten, welche sich auf eine richtige praktische Berechnung und Bewehrung der Eisenbetonplatten beziehen, sich fast vollständig mit denjenigen decken, welche mein Vorredner (Herr Prof. Dr. H. LEITZ, Graz) bereits dargelegt hat. Nur bezüglich der Rolle der Drillungsmomente im Stadium II bin ich einer etwas abweichenden Meinung und möchte vorläufig nicht auf eine merkliche Drillungssteifigkeit der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten auch in diesem Stadium verzichten. Eine endgültige Entscheidung dieser wichtigen Teilfrage ist aber meines Erachtens erst von Versuchen zu erwarten, welche von theoretischen Gesichtspunkten geleitet werden sollen. Ich hoffe, daß die in Dresden geplanten Versuche dazu Wesentliches beitragen werden.

Ich habe seinerzeit die Theorie orthotroper Platten mit den Ergebnissen der Stuttgarter Plattenversuche verglichen¹ und für das Stadium I eine vollständig befriedigende Übereinstimmung gefunden. Besonders auffallend ist die Proportionalität der Durchbiegungen zu den Belastungen bis zu dem Auftreten der Risse in der Zugzone. Wir haben hier dasselbe auf den vom Herrn Vortragenden gezeigten Schaubildern sehr gut beobachten können. Man sah deutlich eine Gerade, welche vom Koordinatenanfang ausgeht. Dieser schloß sich im Stadium II eine zweite anders geneigte Gerade an. Dies entspricht in der Theorie der starken Verminderung der Plattensteifigkeitszahlen, welche mit der Erschöpfung der Betonfestigkeit in der Zugzone eintritt.

Der aussichtsreiche Versuch des Herrn Prof. Dr. M. RITTER, in das Stadium II an Hand der allgemeinen Theorie orthotroper Platten einzudringen, ist meines Erachtens zu begrüßen. Da meine Arbeiten dabei erwähnt worden sind, so möchte ich noch daran erinnern, daß Herr Prof. Dr. H. LEITZ kurz nach meinen ersten Veröffentlichungen auf diesem Gebiete auf einem anderen Wege dieselben Grundgleichungen der Biegungstheorie der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten abgeleitet hat und in einigen klaren und interessanten Aufsätzen in der Bautechnik und in der Zeitschr. f. ang. Math. u. Mechanik die Unzulänglichkeit der von anderen Verfassern vorgeschlagenen Ansätze für eine strenge Theorie der Eisenbetonplatten nachwies.

Prof. Dr. R. BORTSCH, Graz:

Die kreuzweis bewehrte Platte stellt im Falle des Auftretens von Rissen ein Zwischenglied dar, zwischen homogener Platte und Balkenrost, und es ist die Frage, welchem Idealfall sie näher liegt. Herr Prof. RITTER vertritt die Anschauung, sie ähnele mehr dem Balkenroste, und das zweite Glied der LAGRANGESchen Differentialgleichung, welches den entlastenden Einfluß der Drillungsmomente darstellt, sinke zur Bedeutungslosigkeit herab.

Ich kann diese Auffassung nicht ganz teilen und stelle mir vor, daß trotz der Risse Drillungsmomente weiter tätig sind, nachdem die, durch unebene Risse voneinander getrennten, Querschnitte noch immer durch Schubspannungen aufeinander einwirken können, ähnlich wie dies bei verzahnten Trägern der Fall ist. Es müssen

¹ M. T. HUBER, „Vereinfachte strenge Lösung der Biegungsaufgabe einer rechteckigen Eisenbetonplatte...“, Bauingenieur 1926, H. 7, 8 u. 9.

noch Drillungsmomente in der von Rissen durchzogenen Platte sein, sonst könnten diese bei Versuchen nicht höhere Bruchlasten aufweisen, wie gleichartig konstruierte Balken.

Bezüglich der rechnungsmäßigen Behandlung der Aufgabe würde ich es für zweckmäßig halten, die LAGRANGESCHE Differentialgleichung in eine Differenzengleichung umzuwandeln. Es würde dies den Vorteil mit sich bringen, den verschwommenen Verlauf der Trägheitsmomente, wie er sich bei der Darstellung durch eine stetige Funktion ergibt, den bei Platten vorhandenen besser anzupassen, welche meist sprunghafte Änderungen der Höhe aufweisen. Ferner läßt sich die tatsächliche Auflast, insbesondere beim Auftreten von Einzelkräften, durch die Differenzenrechnung schärfer fassen, als durch eine aus einer Reihenentwicklung hervorgegangenen, Funktion.

Hofrat Ing. LEOPOLD HERZKA, Wien:

Über Riß-, insbesondere Schwindrißerscheinungen an Bauwerken aus Beton und Eisenbeton

Der seit langem geübten optischen Beobachtung, gleichsam der Diagnostik von Bauschäden aus der oft zeitveränderlichen Physiognomik der Bauwerke kommt in Verbindung mit theoretischem Wissen und praktischem Können große Bedeutung zu; sie bietet ohne Zweifel dem Ingenieur ein brauchbares Mittel, um ihn mit dem Wesen und der Wirkungsweise eines Bauwerkes, mit der Eignung der verwendeten Materialien zu einem bestimmten Zweck besser vertraut zu machen und seine Aufmerksamkeit auf theoretische und konstruktive Unzulänglichkeiten zu lenken.

Die aus Beobachtungen gewonnenen Erkenntnisse sind stets das Ergebnis persönlicher Veranlagung und Einfühlung und langjähriger Erfahrung; sie sind aber einer zahlenmäßigen Verarbeitung kaum oder nur schwer zugänglich. Doch kann nicht geleugnet werden, daß einer systematischen Zusammenfassung und Bearbeitung solcher Ergebnisse ein großer erzieherischer Wert innewohnt und daß dieser Zusammenfassung für den meiner Ansicht nach notwendigen Ausbau *der Lehre einer Bauschadendiagnostik* grundlegende Bedeutung zukommt.

Ich möchte aus dem großen Betätigungsfelde der ingenieurmäßigen Beobachtungen die der *Rißbeobachtung* herausgreifen; sie ist so alt wie das Bauen und jeder erfahrene und statisch geschulte Bautechniker vermag gewisse Bauschäden richtig zu beurteilen, einzuschätzen und zu deuten; er wird Setzungs-, Momenten- und Scherrisse an ihrem charakteristischen Verlaufe leicht erkennen und aus den festgestellten Ursachen geeignete Maßnahmen ableiten, um unliebsame Wiederholungen zu vermeiden.

Eine große Rolle spielt z. B. die Rißdiagnostik bei bergbaulichen oder durch andere örtliche Bodenbewegungen nachteilig beeinflussten Bauwerken, weil festzustellen sein wird, ob und inwieweit die Schäden auf solche Ursachen oder auf ungenügende Bemessung, unsachgemäße Ausführung usf. zurückzuführen sind.

Die Schwierigkeit der Beantwortung solcher Fragen liegt unter anderem darin, daß, wie GOLDBREICH in seinem Buche „Die Bodenbewegungen im Kohlenrevier und deren Einfluß auf die Tagesoberfläche“ an einzelnen charakteristischen Rißbildern zeigt, gewisse gemeinsame Merkmale zwischen den vorgenannten und den durch die Bergschäden hervorgerufenen Rißformen bestehen.

Es ist dann Sache der Sachverständigen, durch differentialdiagnostische Zergliederung der Rißerscheinungen eine Trennung nach den möglichen Ursachen anzustreben.

Erdbebenschäden sollen hier nur der Vollständigkeit wegen Erwähnung finden

und angemerkt werden, daß das Studium von Lage und Verlauf der Erdbebenrisse wertvolle Anregungen über zweckdienliche Anordnungen bei künftigen Bauwerken in erdbebengefährdeten Gegenden geben kann.

Dem Beton und dem Eisenbeton haften trotz der hervorragenden Eigenschaften, die maßgebend für die rasche Einbürgerung dieser Baustoffe waren, gewisse, nicht zu leugnende Mängel an. Ich meine vor allem die Neigung zu Rißbildungen.

Die Hauptursache für das Entstehen der meisten Risse liegt in der Eigenschaft des Zementes, bei Erhärtung an der Luft zu schwinden; diese Tatsache wird besonders im Verbundbau von Bedeutung, da das eingebettete starre Eisen dem Bestreben des Betons, zu schwinden, einen je nach dem Zement- und Wassergehalt, der Beschaffenheit der Zuschlagstoffe, der Art ihrer Einbringung, Lage und Menge der Eisen verschiedenen Widerstand entgegengesetzt und die hiedurch geweckten Schwindspannungen bei einer gewissen Größe unmittelbaren Anlaß zu Rißbildungen geben.

Im reinen Betonbau zählen die durch die Schwindspannungen ausgelösten „wilden Risse“ zu den täglich beobachteten Erscheinungen. Sie sind im Wesen z. B. den Gußspannungen gleichzuhalten und unter anderem dadurch zu erklären, daß — trotz aller prophylaktischen Maßnahmen gegen das vorzeitige Schwinden — die Erhärtung des Betons nicht gleichmäßig oder gleichzeitig in der ganzen Querschnittsdicke erfolgen kann und daher das Aufreißen von *außen* einsetzt und nach *innen* weitergreift.

Beim Verbundbau hingegen beginnt, wie ich in meinem Buche „Schwindspannungen in Trägern aus Eisenbeton“ nachgewiesen habe, die Rißbildung meist *nächst* den Eiseneinlagen als den Stellen der größten Schwindspannungen und setzt sich von da aus nach der Oberfläche fort.

Mit polarisiertem Lichte durchgeführte Versuche an einem Rundstab aus Verbundglas, dessen achsrechte Bewehrung aus einem härteren Glaskern bestand, haben die Richtigkeit dieser von mir rechnerisch nachgewiesenen Erscheinung vollauf bestätigt.

Trotz aller dieser vielfach schon bekannten Erscheinungen vermeinte man im Eisenbeton jenen idealen Baustoff gefunden zu haben, der gefahrlos die Ausführung großer monolithischer Bauwerke zuläßt.

Erst die immer wieder auftretenden Bauschäden in Form von klaffenden Dehn- und Schwindrissen, also gleichsam die vom Material erzwungene automatische Einschaltung von Gelenken nach dem variierten Dichterwort: Wo Gelenke fehlen, stellt der Riß zur rechten Zeit sich ein! — führte zur Unterteilung der Bauwerke durch Fugen und Gelenke, also zur Ausführung von Tragsystemen von geringerer statischen Unbestimmtheit.

Ist diese Erkenntnis für den Verbundbau bereits Gemeingut aller Konstrukteure, so begegnet man im reinen Betonbau vielfach noch Fehl Ausführungen. Ein Beispiel: Bei zahlreichen in Wien in den letzten Jahren ausgeführten Hochbauten, deren bis zum Erdgeschoß reichender Teil der Fassade aus einem Zementmörtelanwurf besteht, bemerkt man, daß von den Ecken der Keller oder Erdgeschoßfenster klaffende Risse ausstrahlen. Sie verlaufen vielfach senkrecht, meist aber unter 30 bis 40° und setzen sich zu den nächstgelegenen Ecken der darüber oder darunter befindlichen Öffnungen fort.

Ich bemerke ausdrücklich, daß an den benachbarten Gebäuden, deren untere Verkleidung aus Naturstein oder aus Kalkmörtelanwurf besteht, diese Erscheinung nur vereinzelt beobachtet werden konnte, so daß z. B. Setzungen als rißbildende Ursachen nicht in Frage kommen, sondern lediglich die Eigenschaft des Zementmörtels zu schwinden. — Die Fensteröffnungen stellen gleichsam eine *unvollkommene*, das Mauerwerk nicht nach der ganzen Höhe trennende *Schwindfuge* dar. Der Zementmörtelanwurf kann sich darum an den Zwischenfeilern ungehindert zusammen-

ziehen, findet jedoch an dem durchgehenden Sockel und der Fensterüberlage einen Widerstand und muß daher in der Ecke, als der statisch schwächsten Stelle, aufreißen. Die Risse gehen tief, vielfach durchsetzen sie das ganze Mauerwerk. Sie sind für den Bestand des Bauwerkes nicht immer nachteilig, wirken aber nicht gerade beruhigend.

Verstärkt wird die rißbildende Tendenz noch dadurch, daß ein Teil des Sockels ständig in der Erde steckt und daher feucht bleibt, demnach nicht schwindet, sondern möglicherweise sein Volumen vergrößert (quillt) und die obertags liegenden Teile weiter auseinander treibt.

Das mehrfach beobachtete naiv-anspruchslose Verfahren, die Risse *sofort* nach ihrem Auftreten, während also der Beton noch *arbeitet*, zu verschmieren, zeugt von einer mißverständlichen Deutung der Rißursache.

Wir dürfen daher folgern: Zementmörtelanwürfe können durch Einschaltung von Schwind- oder Arbeitsfugen und bei Verwendung magerer Mischungen rißfrei erhalten bleiben.

Bevor auf einige charakteristische Rißbeispiele aus dem Eisenbeton eingegangen wird, sollen die zum besseren Verständnis notwendigen Versuchsergebnisse aus den Schwindversuchen des österreichischen Eisenbetonausschusses und von SCHÜLE vorausgeschickt werden.¹

Vor allem: Jeder unsymmetrisch oder einseitig bewehrte Balken *wirft* sich infolge des Schwindens des Betons. Der Krümmungsmittelpunkt liegt auf der Seite der schwächeren Bewehrung. Der Wurfungspfeil ist ziemlich bedeutend. SCHÜLE hat bei seinen 294 m langen, einseitig bewehrten Balken bei 2,84 m freier Länge folgende Pfeile nach einem halben Jahre festgestellt:

Bei Lagerung an trockener Luft zwischen 2,4 bis 4,9 mm, bei freier Luftlagerung zwischen 1,68 bis 3,04 mm, wobei das Verhältnis von Pfeilhöhe und Stützweite in den Grenzen von $\frac{1}{1600}$ bis $\frac{1}{580}$ schwankt und die größeren Werte der stärkeren Bewehrung entsprechen.

Die österreichischen Versuche ergaben ähnlich große Werte. Eine Umrechnung auf eine ungleichmäßige Durchwärmung lieferte bei den letztgenannten Versuchen, je nach dem Alter und der Bewehrung, einen dem Wurfungspfeil gleichzuwertenden Wärmeunterschied von etwa 14° nach 4 Wochen bis etwa 64° nach 12 Monaten bei flüssig angemachtem Beton, bei weichem Beton etwa 4° bis 56°. Bei den SCHÜLESchen Versuchen wurden nach 6 Monaten je nach Bewehrung und Lagerung Wärmeunterschiede von 21° bis 72° errechnet.

Die von mir aus den Versuchen bestimmte Zahl $n = \frac{Ee}{Eb}$ liegt sehr hoch, im Mittel etwa bei 40, welchen Wert auch SALIGER unabhängig von mir gefunden hat. Wie man sieht, tragen selbst die neuesten Eisenbetonvorschriften diesen Tatsachen in keiner Weise Rechnung. Sie schreiben einfach vor, daß unabhängig von der Art der Bewehrung und dem Mischungsverhältnis mit einem gleichmäßigen Temperaturabfall von 15° und mit $n = 10$ zu rechnen ist.

Die Vorschrift diktiert daher in vielen Fällen unrichtige Konstruktionen und deren Anwendung verschleiert das Bild des Kräftespiels. Z. B. fällt der einerseits fest eingespannte, andererseits freibewegliche Träger nicht unter die Vorschrift. Da er sich jedoch bei unsymmetrischer Bewehrung wirft, entstehen an der Einspannstelle zusätzliche Einspannungsmomente, die zumindest eine Verlängerung, fallweise sogar eine Vermehrung der Eisenbewehrung erfordern. Hingegen erfahren

¹ Ing. L. HERZKA: „Schwindspannungen aus Trägern in Eisenbeton“. ALFRED KRÖNER Verlag Leipzig, 1925.

die Feldmomente eine Entlastung. Unzureichende Deckung der Momente führt daher zur Auslösung von Schwindrissen, die dann als Biegungszugrisse nächst der durch Eisen nicht genügend gedeckten Stelle einsetzen.

Man erkennt an diesem einfachsten Beispiel, daß die Vorschrift zur Deutung dieser Risse keinerlei Handhabe liefert.

Noch eindringlicher mahnt folgendes Beispiel zu einer Revision der Vorschriften: Ein für vertikale Lasten berechneter Zweigelenrahmen mit horizontalem Riegel stehe unter Schwindeinfluß. Die stärkere Bewehrung des Riegels liegt demnach auf der Innenseite. *Nach Freimachung des Systems durch Beseitigung eines Fußgelenkes streben die Rahmenfüße infolge Werfens des Riegels auseinander, wogegen sie durch die Vorschrift unbedingt verurteilt sind, sich zu nähern.* Der Horizontalschub wirkt gemäß der Vorschrift nach außen, in Wirklichkeit nach innen.

Die Anwendung der Schwindvorschriften bedingt daher eine Vergrößerung der Riegelzugspannungen und möglicherweise eine zusätzliche Eisenbewehrung an der Riegelzugseite, wogegen die negativen Eckmomente aus Belastung und Eigengewicht eine Verminderung erfahren; *das richtige Erfassen des Schwindproblems kehrt das Spannungsbild völlig um.* Die primären, also die im statisch bestimmten System auftretenden Betonschwindspannungen im Riegel werden durch die als Folge des nach innen wirkenden Horizontalschubes hinzutretenden, nunmehr entgegengesetzt wirkenden sekundären Schwindspannungen (diese Bezeichnung rührt von HABERKALT her), deren Größe uns aber nicht interessiert, vermindert; es tritt eine Art *Spannungsausgleich*, eine *Selbstheilung* ein. Die Eckmomente erfahren hingegen eine Erhöhung und erfordern zumindest die Vorkehrung einer *schwindgemäßen* Anordnung von *Eiseneinlagen*. Je empfindlicher nun das Tragwerk auf die gültigen Schwindvorschriften reagiert und je gründlicher diesen entsprochen wird, desto sicherer ist mit dem Auftreten von Schwindrissen zu rechnen; denn jede durch die Vorschrift diktierte Vermehrung der Riegelzugeisen wirkt in gleichem Sinne vermehrend auf den Werfungspfeil und den diesem zugeordneten, nach innen wirkenden Horizontalschub und schließlich auf die Vergrößerung der Eckmomente, für deren Deckung durch Eiseneinlagen eine theoretische Voraussetzung *nicht* besteht.

Hingegen führt die Berücksichtigung der durch das Schwinden erzeugten Formänderungen zu einer Entlastung des Tragwerkes und könnte man sogar den gefürchteten Schwindvorgang als erwünschtes Entlastungsmoment ansprechen.

Einen beweiskräftigen Beleg liefert folgender der Praxis entnommene Fall: Bei einer eingeschobigen, zweischiffigen Eisenbetonhalle wiesen die mit Anlauf ausgebildeten Riegel kurze Zeit nach Fertigstellung nächst dem Anlaufbeginn (Momentennullpunkt) *von oben nach unten sich verjüngende*, fast senkrecht zur Trägerachse verlaufende Risse auf. Die Rißstellen lagen ausnahmslos zu beiden Seiten des mittleren Ständers. — Die Rißursache war festzustellen. Die statische Untersuchung ergab, daß die Belastung (Eigenlast und Schnee) allein das Auftreten der Risse trotz bestehender Mängel (zu geringe Übergriffänge der für die Aufnahme der negativen Stützmomente erforderlichen Eisen) nicht zu rechtfertigen vermochte. Hingegen lieferte die Berücksichtigung einer ungleichmäßigen Durchwärmung, — entsprechend dem bei der vorhandenen Riegelbewehrung wahrscheinlichen Werfungspfeil als Folge des Schwindens des Betons — ausreichenden Anhalt für das Entstehen von Rissen, dies um so mehr, als die Riegelmitten auf ziemliche Längen nur einseitig bewehrt waren. — Im übrigen sei auch auf den, einen ähnlichen Fall behandelnden Artikel von TH. JANSSEN „Schwindrisse im Eisenbeton“, Zentralblatt der Bauverwaltung, Heft Nr. 100, 1917, hingewiesen.

Aus vorstehenden Ausführungen lassen sich folgende Anregungen herauschälen:

I. Die an Bauwerken, gleichgültig aus welcher Ursache festgestellten Rißbilder wären zu sammeln und einer besonderen Stelle zur systematischen Sichtung und

wissenschaftlichen Verarbeitung zu übergeben, um die Ergebnisse als Grundlage für eine zu schaffende Bauschadendiagnostik verwerten zu können; in diesem Sinne würde ein solches Material eine wertvolle Ergänzung für die aus Messungen an Bauwerken abgeleiteten Ergebnisse bilden.

II. Die Bestimmungen der bestehenden Vorschriften über die Berücksichtigung des Schwindens müssen ehestens abgeändert werden, da sie nur in vereinzelten Fällen ihrem Zweck entsprechen. Die erforderlichen Versuche zur brauchbaren Neufassung der Bestimmungen sind ehestens durchzuführen.

Anregungen über die Anordnung dieser Versuche sind bereits in meinem Buche enthalten.

* * *

In der Aussprache, an der sich unter anderen die Prof. LOLEIT (Moskau) und MÖRSCH beteiligten, bestritt letzterer die Notwendigkeit, die Größe der durch das Schwinden hervorgerufenen Verformung des Verbundträgers, namentlich wegen der zu beachtenden Wirkung des Trägereinlaufes (Voute) rechnerisch zu berücksichtigen.

Demgegenüber konnte der Vortragende in seinem Schlußworte auf die Ergebnisse der im Sinne der von ihm gemachten Vorschläge durchgerechneten Beispiele hinweisen, die ganz ausgeprägt den bedeutenden Einfluß des Werfungs Pfeiles auf die statisch unbestimmten Größen erkennen lassen.

Dr. Ing. HERMANN CRAEMER, Hochbauamt, Frankfurt a. M.:

Spannungen in hohen, wandartigen Trägern unter besonderer Berücksichtigung des Eisenbeton-Bunkerbaues

Die Monolithät des Eisenbetons ist schon zu verschiedenen Malen Wegweiser gewesen bei der Einführung neuer Konstruktionselemente, so beim Plattenbalken, beim Rahmenbau und zuletzt bei der Ausbildung der Schalendächer (s. Vortrag FINSTERWALDER auf der Tagung des Deutschen Betonvereins 1928). Die statische Wirkungsweise dieser Konstruktionselemente besteht, ohne daß wir darum zu wissen brauchen, so z. B. gab es von jeher zahlreiche Dachkonstruktionen mit Schalenwirkung; eine systematische Anwendung und dadurch wirtschaftliche Vorteile aber sind erst möglich durch klare Erkenntnis ihrer Eigenart. Ähnliche Verhältnisse begegnen uns im Bunkerbau.

Die Abb. 1b und 2b zeigen die wohl häufigste Ausbildung von Großraumbunkern; die am unteren Rand der Längswand befindlichen Balken werden dabei für die anteilige Bodenlast, Wandreibung, Wandgewicht usw. auf Biegung berechnet. Die hiezu gehörige *Einsenkung des Balkens kann aber nicht erfolgen, da die Wand ihn daran hindert*. Zieht man hieraus die Konsequenz, den Balken fortzulassen und nach Abb. 1a die Wand als Träger heranzuziehen, so erhebt sich die Frage nach den Spannungen. Bei der im Vergleich zur Höhe kleinen Spannweite ist die Lehre von NAVIER nicht mehr brauchbar, da nämlich die Differential-Bausteine nach der Formänderung nicht mehr ineinanderpassen.

Bei Trägern über mehrere Stützen entstehen bekanntlich die größten Biegespannungen bei Belastung abwechselnd mit g , $g + p$, g , $g + p$ usw. oder, was auf dasselbe herauskommt, mit einer durchgehenden Last $g + p/2$ und einer Wechselbelastung $+ p/2$, $- p/2$, $+ p/2$ usw. Der letztere Fall soll hier näher betrachtet werden. Die Stützendrücke sind für diese Belastung Null, das Gleichgewicht jeden Feldes wird durch die im Querschnitt über der Stütze wirkenden Schubspannungen hergestellt. Den Fall eines über seine ganze Länge gleichmäßig belasteten, durch Schub-

spannungen an den Schmalseiten gestützten Balkens hat bekanntlich bereits DE ST. VENANT behandelt.

Er stellt die für gedrungene Balkenformen bei Rechnung nach NAVIER nicht mehr vorhandene Verträglichkeit der Formänderungen dadurch wieder her, daß er an den Schmalseiten wagrechte Normalspannungen anbringt, die so verteilt sind, daß das aus ihnen sich ergebende Moment und die Normalkraft Null sind. Für die Feldmitten von Balken einiger Schlankheit, etwa bei Höhe: Spannweite = $h : l = 1 : 3$, ist der Einfluß der an der Schmalseite angebrachten Korrekturspannungen sehr gering, die Abweichung der ST. VENANTSchen Lösung von derjenigen

NAVIERs wird also belanglos. An der Schmalseite selbst und in ihrer Nähe ist aber die ST. VENANTSche Lösung deswegen nicht brauchbar, weil die von ihr dort angebrachten Spannungen in Wirklichkeit nicht vorhanden sind. Bei mehreren durchgehenden Feldern mit Wechsellast $\pm p/2$ sind nämlich die Biegungsspannungen über der Stütze aus

Periodizitätsgründen Null; wenn sie dies nicht wären, so würde bei Überlagerung von 2 um die halbe Periode, l , verschobenen Belastungen $+p/2$, $-p/2$ usw. einerseits und $-p/2$, $+p/2$ usw. andererseits, die zusammen die Last Null ergeben, diese Spannungen nicht, wie zu erwarten, verschwinden. Handelt es sich dagegen um nur ein Feld, das durch Schubspannungen, etwa durch Einhängen in einen Querträger, gestützt ist, so sind Biegungsspannungen an den Schmalseiten ebenso wenig vorhanden. Der Einfluß dieser Abweichung von der Wirklichkeit an der Schmalseite

erstreckt sich aber für gedrungene Balkenformen bis nahe zur Balkenmitte. Die St. Venantsche Lösung ist daher für schlankere Balken in der Mitte gegenstandslos und an den Enden unbrauchbar, für gedrungene Balken dagegen überhaupt unbrauchbar. Übrigens haben bereits A. und L. FÖPPL an dieser Lösung Kritik geübt.

Aus Gründen der Periodizität müssen über der Stütze auch die lotrechten Normalspannungen verschwinden; dasselbe ist annähernd der Fall, wenn ein einziges Feld, z. B. Bunkerquerwand, von zwei Längswänden getragen wird, die gegen lotrechte Zusammenpressung genügend Widerstand leisten. Auch diese Bedingung ist bei ST. VENANT nicht erfüllt. Mit den vorstehend klargelegten Randbedingungen wurde nun der in Rede stehende Lastfall vom Verfasser nach der strengen Elastizitätslehre allgemein berechnet; die Ergebnisse sind für das für Großraumbunker charakteristische Verhältnis: $h : l = 1$ in Abb. 5 aufgetragen und zwar für an der unteren Wandbegrenzung angreifende Belastung, etwa Bodenlast nach Abb. 1a, die jetzt mit p , statt $p/2$ bezeichnet ist.

Auffällig ist zunächst die unsymmetrische Verteilung der τ über den Stützen und ihre starke Konzentration nach unten zu, Linie 5. Dies wird aber sofort verstanden, wenn man sich die Scheibe nach Abb. 6 in mehrere übereinanderliegende, durch Normal- und Schubspannungen verbundene Schichtbalken zerlegt denkt. Über der

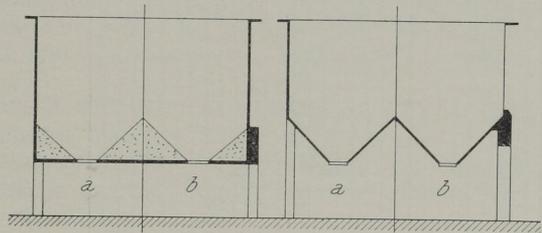


Abb. 1

Abb. 2

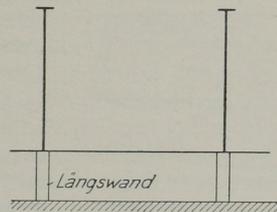


Abb. 3

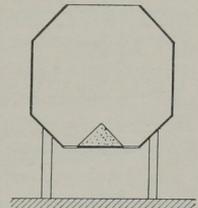


Abb. 4

Stütze erfahren die Schichtmittellinien keine Senkung; in Feldmitte dagegen, wo infolge des von unten her eingetragenen Zuges eine Dehnung in lotrechter Richtung eintritt, entfernen sich diese Mittellinien voneinander, d. h. die Biegungspfeile der einzelnen Schichten wachsen nach unten zu. Zum größeren Biegungspfeil und der größeren Krümmung gehört aber das größere Biegemoment und die größere Querkraft; daher die unsymmetrische Verteilung von τ . Aber auch, wenn man, des theoretischen Interesses halber, p je zur Hälfte unten als Zug und oben als

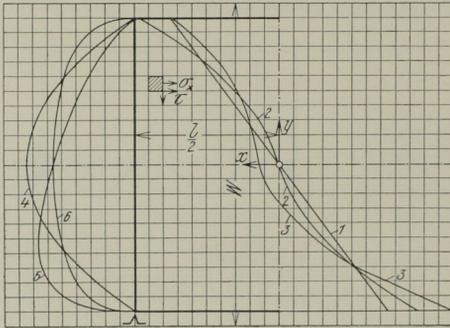


Abb. 5

nicht in der Mitte. Linie 2 gilt, wie (6), bei Eintragung von p je zur Hälfte am oberen Rand als Druck und unten als Zug; (1) ist die NAVIERSche Gerade.

Vorstehende Mitteilungen sollen nur einen Ausschnitt aus den bei Verwendung von Scheiben als Konstruktionselement im Eisenbetonbau ent-

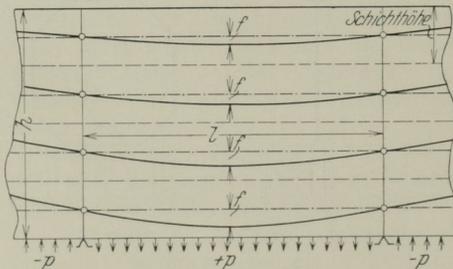


Abb. 6

Häufiger als nach Abb. 1 sind die Ausführungen nach Abb. 2; hier werden aus Gründen der Monolithät auch die Schräglächen gezwungen, an der Formänderung der Wände teilzunehmen. Noch weitergehend wird diese gegenseitige Beeinflussung bei Hinzutreten oberer Schräglächen nach Abb. 4. Die Rechnungsverfahren be-

¹ Wie mir leider erst nach meinem Vortrag bekannt wurde, hat Herr Prof. Dr. BORTSCH in der Melanestschrift „Die Spannungen in Silowänden infolge der lotrecht wirkenden äußeren Kräfte“, behandelt und zwar je eine Wand von 6,0 m und 18,0 m Höhe und 4 m Stütz- bei Vollbelastung aller Zellen, also eine andere Belastung als die hier als Beispiel herausgegriffene. Verfasser hat in einer bisher nicht veröffentlichten Arbeit diesen Lastfall nach der strengen Theorie untersucht und ist zu teilweise etwas anderen Ergebnissen gekommen; da der Lastfall nicht zum engeren Thema dieser Arbeit gehört, möge bei anderer Gelegenheit darauf zurückgekommen werden.

dürfen dann einer Erweiterung; Verfasser hat ein Näherungsverfahren ausgearbeitet, das — in den Genauigkeitsgrenzen des Eisenbetons bei weitem ausreichend — diese Wirkungen erfaßt. Gerade bei Querschnitten nach Abb. 2a oder 4 zeigen sich erst richtig die enormen Vorteile der Scheibenwirkung; Nachprüfung bestehender Großbauten zeigte, daß die *Verschwendung infolge zuviel verbauter Massen oft hoch in die Zehntausende*, ja über 100000,— RM geht.

Ich habe mich vorstehend auf den Bunkerbau bezogen, weil dort die Vorteile der Scheibenwirkung und der daraus folgenden Konstruktionsgrundsätze besonders überzeugend zutage treten. Geht man aber der Sache weiter nach, so findet man, daß ihre Anwendung auch bei Dachbauten, besonders bei weitgespannten Hallen, Flugzeugschuppen, Bahnsteigdächern, und selbst bei scheinbar ganz fernliegenden Bauwerksgattungen, wie größeren Eisenbetonstützmauern, Brücken usw. zu neuen, wirtschaftlicheren Formen führt.

Vorstehendes möge einen neuen Beweis dafür liefern, daß die Beschäftigung mit der höheren Elastostatik, die von manchen immer noch als eine müßige Spielerei angesehen wird, ihre sehr ernsthaften wirtschaftlichen Konsequenzen nach sich zieht, wenn man aus der Rechnung die nötigen Folgerungen für die Konstruktion ableitet.

Diskussion

Prof. Dr. BORTSCH, Graz:

Zum Vortrage des Herrn Dr. Ing. CRAEMER gestatte ich mir einige Bedenken zu äußern, und zwar sowohl den Gang der Rechnung betreffend, als auch deren Resultate.

Der Versuch, einen hohen Träger durch Zerlegen in mehrere niedrige Träger, bei Berücksichtigung der Querdehnung derselben, zu rechnen, erscheint mir unzuweckmäßig und dürfte kaum zum Ziele führen. Hingegen gelingt die Rechnung verhältnismäßig einfach, wenn der Träger als ebene Scheibe aufgefaßt wird, auf welche am Rande Kräfte wirken, die in die Mittelebene derselben fallen. Diese Aufgabe für eine unendlich ausgedehnte Scheibe erscheint in den Werken von FÖPPL, LORENTZ und LOVE gelöst, und es ist nur nötig, den Übergang zur Scheibe endlicher Höhe durch Erfüllung der Randbedingungen zu finden. Ich habe diese Aufgabe in der MELAN-Festschrift im Jahre 1923 behandelt und hiebei als Rechenbeispiel die Wand eines Zellenilos von 18 m Höhe und 4 m Pfeilerentfernung gewählt. Die Bilder der Schnittkräfte ergeben sich aber grundverschieden von jenen, welche Herr Ing. CRAEMER skizziert hat. Mir erscheint insbesondere bedenklich, daß die Spannungsbilder des hohen Trägers, welcher nur auf der Unterseite belastet und gestützt ist, annähernd in der Mitte eine Null-Linie aufweisen und in der oberen und unteren Trägerhälfte Ordinaten von derselben Größenordnung haben. Nach meinen Untersuchungen vollzieht sich das gesamte Kräftespiel in dem hohen Träger, auf den nur auf der Unterseite Kräfte wirken, lediglich in jenen Trägerpartien, welche den äußeren Kräften benachbart sind, während die entfernteren Teile fast spannungslos bleiben. Die Spannungsbilder in Querschnitten haben dann keine entfernte Ähnlichkeit mit jenen, welche in niedrigen Trägern auftreten. Im übrigen verweise ich auf meine oben genannte Abhandlung.

Auf die Anfrage des Herrn Prof. MOERSCH, wie hoch die Trichtereisen in die Silowand zu führen seien, erlaube ich mir zu bemerken, daß jene Zone der Wand, in der lotrechte Zugspannungen infolge der Trichterlasten auftreten, sich annähernd durch zwei schräge Linien begrenzen läßt, welche von den durch Säulen und Wand gebildeten Ecken unter einem Winkel von 40° gegen die Wagrechte gezogen werden. Die Trichtereisen müssen daher, wenigstens ein Teil derselben, bis zu diesen Linien reichen, wobei sie aber naturgemäß nicht kürzer ausfallen dürfen, als ihre Haftlänge beträgt.

Dr. Ing. CRAEMER:

Die Bedenken von Herrn Prof. BORTSCH erklären sich zum größten Teil durch Mißverständnisse, die auf die gedrängte Fassung des mündlichen Vortrags und die kurze dafür zur Verfügung stehende Zeit zurückzuführen und durch Vergleich mit dem vorliegenden Text ohne weiteres als solche erkennbar sind.

Ich bemerke im einzelnen nach Einsichtnahme in die Abhandlung von Prof. BORTSCH:

1. Die Lösung des Verfassers ist *keine* Näherung, sondern auf Grund der strengen Elastostatik unter Anwendung der Airyschen Spannungsfunktion abgeleitet. Sie gilt für beliebige Verhältnisse $h:l$. Abb. 6 dient nur zur Veranschaulichung sowie als Grundlage für ein *außerdem* vom Verfasser ausgearbeitetes Näherungsverfahren.

2. Die angezogene Arbeit von Herrn Prof. BORTSCH behandelt *Vollast* sämtlicher Felder, während meine Arbeit, von der Abb. 5 einige Ergebnisse zeigt, *Wechselast* behandelt.

3. Die von Herrn Prof. BORTSCH für Vollast ausgewerteten Spannungsbilder beziehen sich auf ein Schlankheitsverhältnis $l:h = 4:18$, meine Abb. 5 dagegen auf Wechselast bei $h:l = 1:1$; mein Verfahren gilt für beliebige Verhältnisse $h:l$ und gibt bei stark gedrunghenen Scheiben, etwa bei $h > 2l$ die auch von Herrn Prof. BORTSCH gefundene starke Konzentration der Biegungsspannungen am belasteten Rande bei fast verschwindenden Biegungsspannungen nahe dem unbelasteten Rande.

LOUIS BAES, Ingénieur, Professeur à l'Université de Bruxelles

Un Vérin à Sable de 700 Tonnes pour Décintrement de Ponts en Arcs
(Application au Viaduc de Renory en construction près de Liège)

1^o Description sommaire du viaduc

Un grand viaduc pour chemin de fer à double voie est en construction à Renory, en amont de Liège, il franchit toute la largeur de la vallée de la Meuse, il a une longueur totale de culeé à culeé de 712 m. et comprend dix arches dont neuf identiques de 61,40 m. de portée et une dixième de 34 m. de portée; trois des arches de 61,40 m. franchissent le fleuve proprement dit.

Le rail est à 17,30 m. au-dessus de la route de Liège à Ougrée, la largeur du tablier, comptée entre garde-corps, est de 9,20 m.

Les arcs sont à trois rotules, les rotules sont du type ordinaire comprenant l'axe en acier battu et deux sommiers en acier coulé; à la clef et aux naissances il y a une file de dix rotules alignées.

Les arcs sont en béton de ciment non armé, ils sont bétonnés par claveaux indépendants réservant entre eux des joints de 6 cm. de largeur bourrés après coup. Les piles sont en béton armé et sont complétées par des parties en pierre appareillées.

2^o Description sommaire des cintres

Pour la petite travée de 34 m. le cintre est en bois.

Pour les neuf grandes travées les cintres sont métalliques.

Il y a un jeu de trois cintres complets, qui resservent donc trois fois.

Les cintres comprennent quatre fermes du type à trois rotules.

Les rotules de pied des cintres sont matérialisées par des surfaces courbes à grand rayon, elles posent sur des dés-butées spéciales en béton armé, solidaires des piles et qui devront être enlevées après coup. Les photographies montrent très bien ces détails.

Ces dés sont fortement chargés, ils sont exécutés en béton fretté, la photographie prise de l'intérieur d'une pile montre l'armature frettante de ces dés.

La rotule de clef des cintres est matérialisée par le vérin à sable dont il va être question.

Les rotules de pied des cintres transmettent environ 650 tonnes, le vérin à sable transmet environ 500 tonnes, mais pourrait sans danger transmettre 700 tonnes.

Pour certaines arches, il a fallu monter les cintres par tronçons sur une charpente provisoire en bois.

Pour les autres arches, on a pu monter les cintres en faisant pivoter chaque demi-cintre autour de sa rotule de pied.

3^o Méthode de réglage des cintres et de décintrement

L'une et l'autre de ces opérations se font à l'aide du vérin à sable placé à la clef, donc en soutirant du sable, ce qui permet le mouvement horizontal du piston du vérin dans le cylindre; un certain mouvement angulaire est en outre possible comme le montre la coupe du vérin.

Quant à l'enlèvement du cintre, il se fait en principe par pivotement de chaque demi-cintre autour de sa rotule de pied, tout en le soutenant par des mouflages passant dans les trous réservés à cet effet dans la voûte en béton.

4^o Description du vérin à sable de 500/700 tonnes

Le cahier des charges de l'entreprise prévoyait l'emploi de vérins hydrauliques; par raison de facilité et surtout d'économie, l'entrepreneur proposa à l'Administration des Chemins de fer de substituer aux vérins hydrauliques des vérins à sable.

Mais jamais l'expérience n'avait été faite de vérins à sable aussi puissants; il importait de démontrer qu'aucun inconvénient ne pouvait résulter d'utiliser des vérins chargeant le sable à 150 à 200 kilogs par cm^2 , alors que l'expérience n'avait guère dépassé jusqu'ici 50 à 70 kilogs par cm^2 .

Il fallait en effet prévoir des pressions l'ordre de 150 kilogs par cm^2 sous peine d'arriver à des diamètres de cylindres inadmissibles et peu maniables.

Le constructeur voulut bien me demander de procéder à des essais sur modèle réduit.

Ces essais eurent lieu au laboratoire de l'Université de Bruxelles en présence des ingénieurs de l'Administration et du constructeur.

Les essais furent effectués au moyen d'un fort cylindre en acier dont le diamètre intérieur est de 133,3 mm. ce qui donne une section transversale d'environ 140 cm^2 .

Le piston en acier avait à la tête, sur 20 mm. de longueur, un diamètre de 131,8 mm., ce qui correspond à un jeu de 1,5 mm. sur le diamètre.

Le guidage du piston était assuré.

Le joint à la tête du piston était fait au moyen d'un cuir replié vers le fond du cylindre et fixé au piston au moyen d'un anneau en cuivre.

Le sable utilisé était du sable blanc très fin de Moll en Campine, ce sable est tout à fait pur, constitué exclusivement de grains de quartz.

La composition granulométrique de ce sable est celle indiquée à la seconde colonne du tableau du § 8.

5^o Résultats des essais

La boîte à sable fut essayée dans une machine verticale d'Amsler d'une force maximum de 100 tonnes, montée pour la compression.

Un premier essai a été conduit jusque 33 tonnes, ce qui correspond à une pression moyenne de 246 kilogs par cm^2 .

Sous cette charge, la couche de sable, qui avait 120 mm. de hauteur, a subi un tassement de 5,8 mm.

Les trous d'extraction du sable ont été débouchés, au moment du débouchage le sable n'a pas été expulsé, le sable s'est simplement établi suivant un talus naturel dans l'épaisseur de la paroi du cylindre.

La charge de 33 tonnes s'est ainsi maintenue à une tonne près, les deux trous étant ouverts. On a pu revisser sans difficulté les bouchons des trous.

L'extraction du sable s'est faite par grattage, sans à coup, sans difficulté aucune.

Le sable n'avait pas changé d'aspect ni de composition granulométrique.

Un second essai, d'ailleurs refait plusieurs fois, a été conduit jusque 66 tonnes, soit 468 kilogs par cm^2 .

Sous cette charge la couche de sable de 120 mm. de hauteur a subi un tassement total de 13,7 mm.

Ici encore, ayant enlevé les bouchons des trous la charge s'est maintenue, trous ouverts, jusqu'à ce que l'on ait commencé à extraire le sable par grattage.

Mais le sable extrait était réduit en fine poussière, chaque grain ayant été fragmenté. La finesse est telle que si on laisse couler le sable de 50 cm. de hauteur, un léger nuage blanc s'élève, ce qui ne se produisait pas avec le sable avant l'essai.

Le joint de cuir a bien fonctionné.

Troisième essai: Le troisième essai a porté la charge à 98200 kilogs ce qui correspond à 700 kilogs par cm^2 .

La couche de sable qui avait 150 mm. de hauteur a subi un tassement total de 19,5 mm.

Les trous du cylindre étant débouchés, la charge a tenu jusqu'au moment où l'on a commencé le grattage du sable.

Le sable était complètement fragmenté, réduit en poussière très très fine, chaque grain étant fragmenté.

Le cuir a très bien fonctionné mais a montré cependant une légère coupure.

Le sable ne présente pas la moindre trace de coagulation, même près du cuir qui était légèrement gras.

6° Conclusions techniques de ces essais

Jusque vers 250 kilogs par cm^2 , le sable blanc fin de Moll employé ne se fragmente guère; au delà de cette pression le sable se transforme successivement en une fine farine.

Même dans cet état il reste parfaitement pulvérulent.

Mais sous ces fortes pressions, le sable subit un tassement appréciable, déjà sous 250 kilogs par cm^2 le tassement est de l'ordre de 5%, soit 15 mm. pour une couche de 300 mm. de hauteur.

Ce tassement est terminé au bout de quelques instants.

Le sable s'extrait sans aucune difficulté.

Au moment de l'ouverture des trous, l'expulsion du sable ne se produit pas d'elle-même tout au moins dans les conditions de l'essai.

Il a été décidé, à la suite de ces essais:

1° Qu'il n'était pas désirable d'atteindre la pression à partir de laquelle les grains se fragmentent, on a admis que l'on pouvait atteindre 185 kilogs par cm^2 .

2° Que si l'on réalisait des vérins à sable donnant de telles pressions, il fallait, pour éviter tout mouvement du cintre en cours de bétonnage des claveaux, mettre les vérins remplis de sable en charge à l'usine avant leur montage et les maintenir sous charge en réunissant le piston et le cylindre par quatre tendeurs à vis bloqués au moment où la charge est atteinte.

3° Que pour éviter la coupure du cuir, il fallait tracer le détail de la tête du piston de telle manière que le coude du cuir embouti soit soutenu.

4^o Que pour toute précaution il fallait permettre de rendre le vérin bien étanche, de manière à empêcher toute pénétration d'eau qui pourrait être un facteur de coagulation du sable.

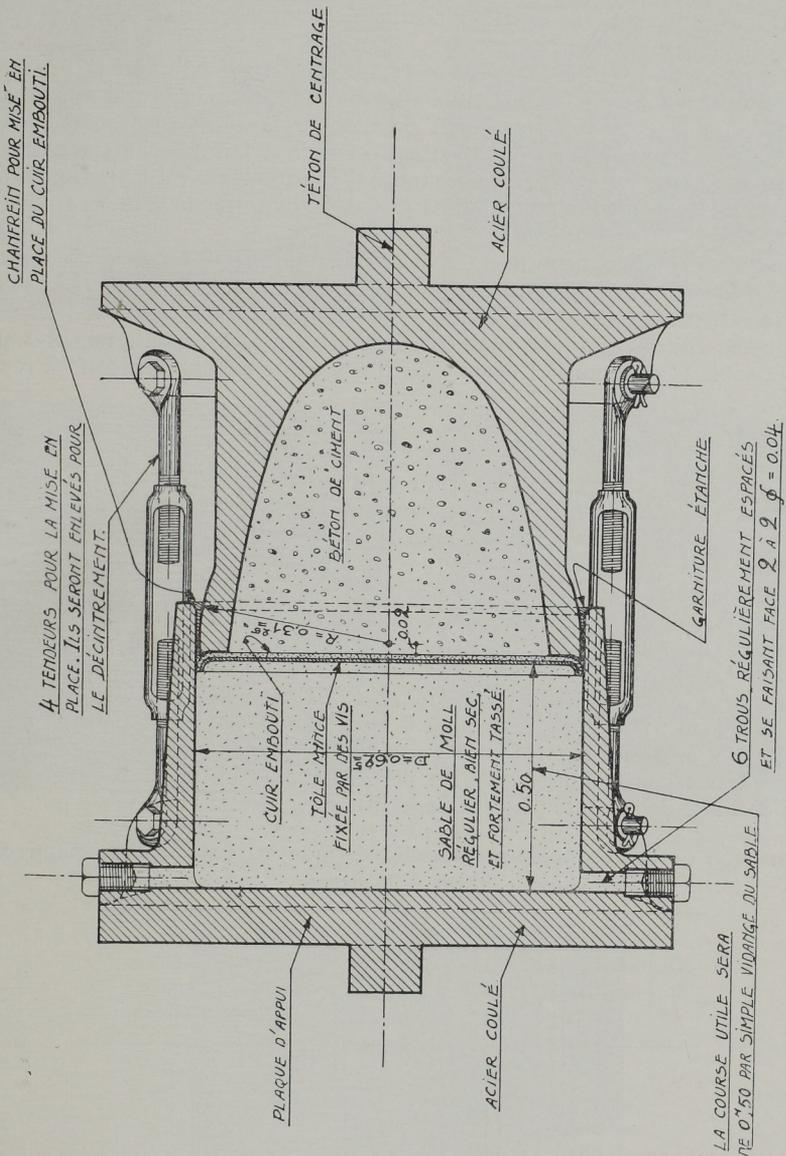


Fig. 1. Coupe dans le Vérin à sable de 700 tonnes

7^o Réalisation

Les vérins à sable pour 500/700 tonnes ont été construits sur les bases suivantes:
Le cylindre et le piston sont en acier coulé.

Le diamètre intérieur du cylindre a 625 mm.

La pression sur le sable est donc de 163 kilogs par cm^2 sous 500 tonnes, et de 229 kilogs par cm^2 sous 700 tonnes.

La course maximum permise au piston est de 500 mm.

Le diamètre extérieur des embases du cylindre et du piston est de 1,20 m., ces embases présentent un téton de centrage.

Le cylindre présente six trous de vidange de 4 cm. de diamètre, fermés par des bouchons filetés.

Le bouchon du trou qui se présente vers le bas est percé d'un trou de 10 mm. de diamètre obturé par une broche en bois bloquée par un couvercle de graisseur Stauffer.

Quatre tendeurs à vis permettent de bloquer le vérin sous charge.

La mise en charge préalable au montage du vérin se fait à l'usine qui a construit les vérins, à l'aide d'une presse de 1500 tonnes; chaque vérin est comprimé à 650 à 850 tonnes, les tendeurs à vis bloquant le piston pendant que le vérin se trouve sous la presse.

Avant l'acceptation définitive du dispositif, un essai fut fait aux Ateliers de la Meuse à Sclessin, au moyen d'un vérin complet qui a été chargé verticalement jusque 1200 tonnes.

Au cours de cet essai, au moment de l'ouverture des trous, une très petite partie du sable était expulsée, néanmoins il n'y avait aucune difficulté à replacer les bouchons filetés.

8° Constatations faites en service au viaduc de Renory

A l'heure actuelle quatre arches du viaduc ont été décintrées. Les vérins à sable placés à la clef des fermes des cintres ont fonctionné sans aucun incident.

Le réglage des cintres à l'aide de ces boîtes s'est fait extrêmement facilement et avec une très grande finesse.

La course horizontale du piston utilisée pour le réglage du cintre est d'environ 23 cm.

Le nombre de godets de sable de 300 cm³ à extraire des vérins pour ce réglage est de 290, ce qui montre toute la finesse de l'opération et la grande facilité d'assurer le synchronisme du réglage des quatre fermes métalliques constituant un cintre complet.

La course horizontale du piston nécessaire pour assurer le décintrément est d'environ 5,5 cm.; pour cette opération il faut extraire environ 70 godets de sable de chaque vérin, ce qui montre que l'extraction d'un godet de sable correspond en moyenne à une course horizontale du piston de 0,8 mm. environ.

La descente de la voûte pendant le décintrément est de l'ordre de 8 mm.

Comparaison de la composition granulométrique du sable qui a effectivement servi à Renory

Nombre de mailles du tamis par cm ²	Sable n'ayant pas servi Résidu retenu	Sable retiré des boîtes lors du décintrément Résidu retenu
64	0,6%	0,2%
144	2,0%	0,4%
200	6,0%	0,6%
484	34,2%	6,8%
760	61,4%	10,2%
900	62,8%	10,6%
3 900	99,2%	89,6%
4 900		93,2%
6 400		95,2%
10 000		97,2%

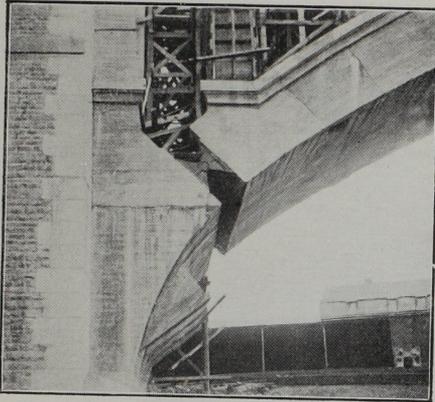


Fig. 2. Le pied d'une arche décintrée, cintre enlevé, montrant la rotule ordinaire

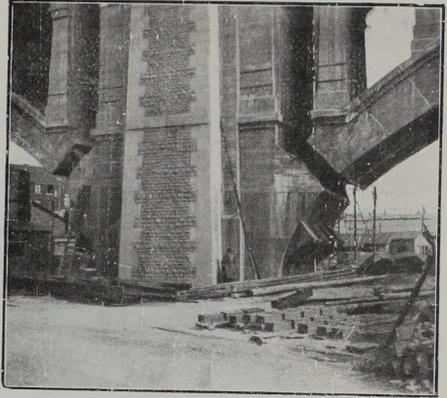


Fig. 3. Le pied de deux arches contiguës, cintres enlevés

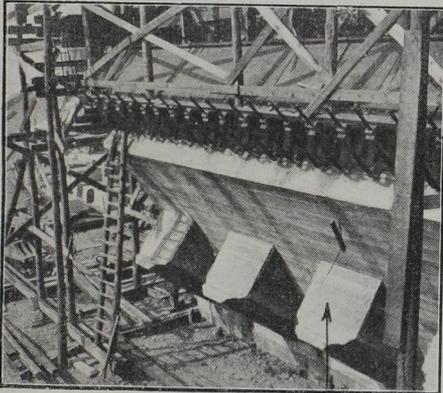
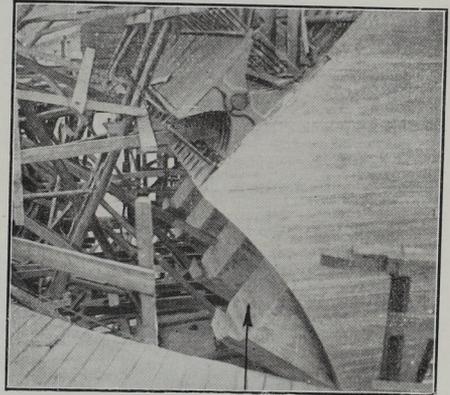


Fig. 4. Premier étape après construction de la pile, mise en place et fixation des rotules de pied des arches (vue de face et de haut). On voit les sommiers en béton pour l'appui des cintres



Sommiers en béton pour appui des cintres

Fig. 5. (vue de profil)

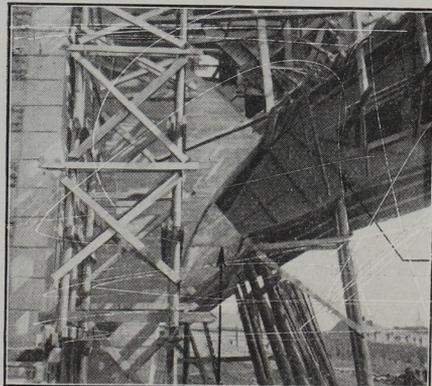


Fig. 6. Le pied du cintre et la rotule de pied de la voûte

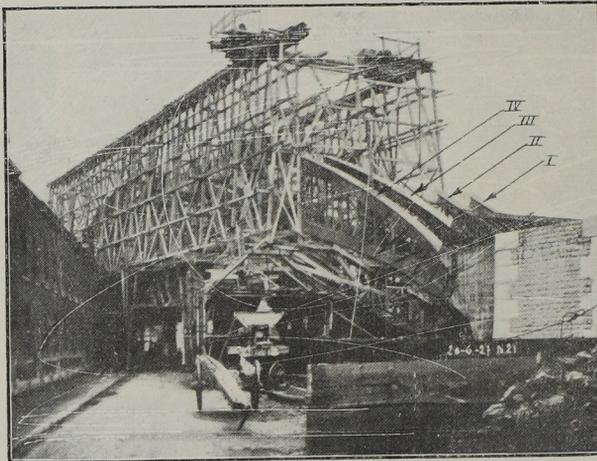
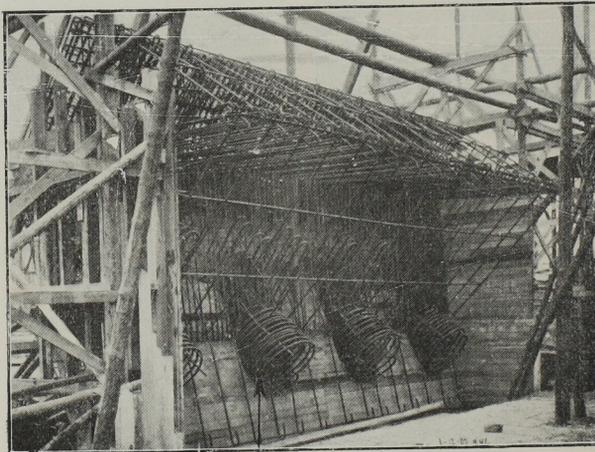


Fig. 7. Montage du cintre par fragments sur charpente en bois, pour certaines arches qui passent au-dessus des routes; l'appui du cintre se fait par une surface à grand rayon. Il y a quatre fermes de cintre, I, II, III, IV



Frettes des sommiers d'appui des cintres

Fig. 8. Détail de l'armaturage d'un des côtés d'une pile. Les armatures en cylindre sont les frettes des appuis des cintres (vue prise de l'intérieur de la pile)

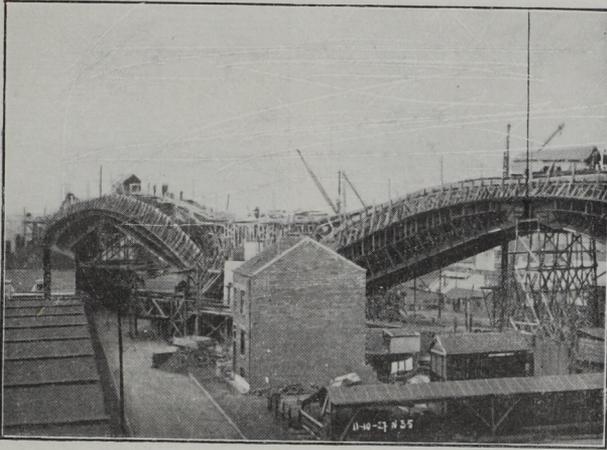


Fig. 9. Les cintres et le coffrage de deux arches contiguës. On voit que la rotule de tête des cintres est constituée par le vérin à sable

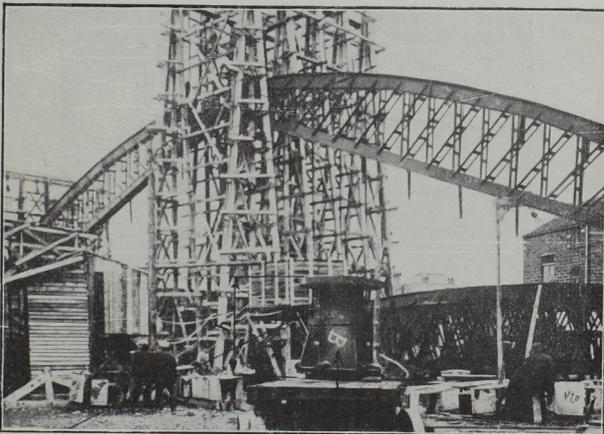


Fig. 10. Une ferme de cintre montée. La boîte en place. En B on voit un vérin à sable sur chariot

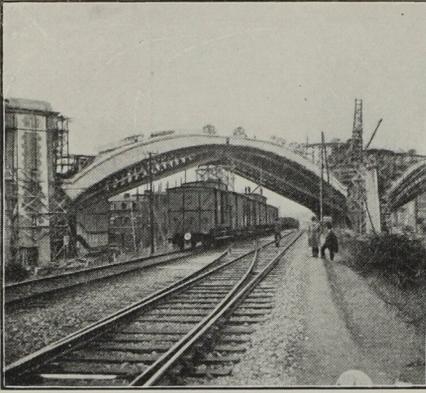


Fig. 11. Ensemble de la première arche. Cintre en place, voûte terminée, décintrée depuis quelques instants

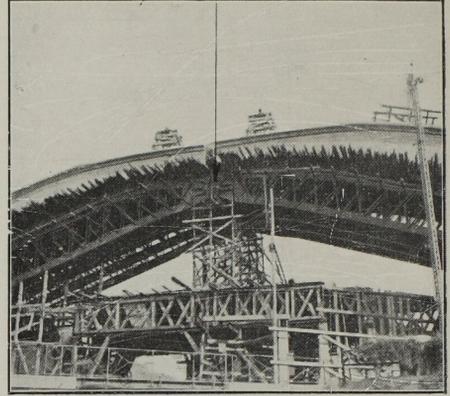
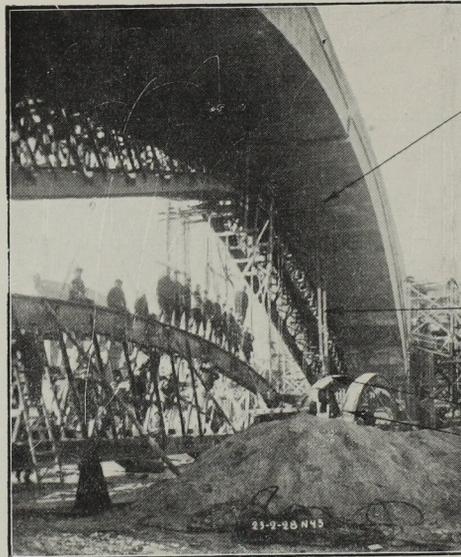


Fig. 12. Vue de la partie centrale d'un cintre. Le vérin à sable en place à la clef. On voit l'échaffaudage qui donne accès aux vérins à sable



trous dans
la voûte

mouflage

deux fermes

déjà descendues

Fig. 13. Démontage du cintre, par pivotement des $1/2$ fermes soutenues par des mouflages traversant des trous réservés dans la voûte. Il y a déjà deux fermes descendues. Il reste deux fermes encore montées

On voit par ce tableau qu'en fait, le sable a déjà subi une fragmentation dans les boîtes utilisées à Renory, malgré que la pression moyenne n'a guère dépassé 200 kilogs par cm^2 ; cependant le fonctionnement de ces boîtes a été parfait.

Certains cintres sont restés montés en plein hiver. — L'expérience indique qu'il n'y avait aucun intérêt à garnir le joint du piston d'un enduit quelconque.

9^o Conclusion

L'initiative de l'entrepreneur a été heureuse; l'expérience a démontré la possibilité d'étendre le procédé très économique des vérins à sable bien au delà des circonstances dans lesquelles ils avaient fait leur preuve jusqu'ici.

L'emploi des vérins à sable de 500 à 700 tonnes est de pleine sécurité avec un sable très fin, et la précision du réglage des cintres et de l'opération du décentrement est remarquablement assurée ⁽¹⁾.

Prof. ANKER ENGELUND, Brückeningenieur der dän. Staatsbahnen:

Eisenbahn- und Straßenbrücke über Alssund (Dänemark) mit besonderer Berücksichtigung der Herstellung der Pfeiler.

Die Dänische Staatsbahn baut z. Z. eine Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Alsensund bei Sonderburg.

Indem ich mich auf eine kurze Übersicht über die Hauptanordnung der Brücke (Abb. 1) beschränken werde, will ich im übrigen hauptsächlich über Konstruktion und Ausführung der Stropf Pfeiler berichten. Zu beiden Seiten des Sundes befinden



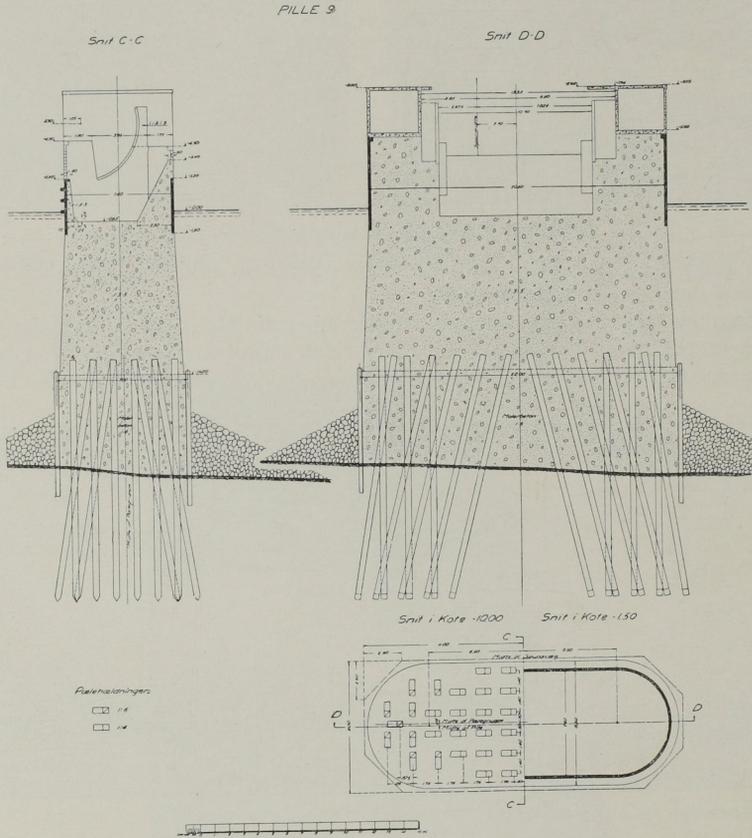
Abb. 1

sich eine Reihe Anschlußbrücken, teils für die Straße, teils für eine Hafenanlage, welche die Kaianlagen der Ostseite mit der Staatsbahnstation auf der Westseite verbinden soll. Diese Anschlußbrücken sind als Portalträger in Eisenbeton ausgeführt. Die Eisenbetonträger erstrecken sich durchgehend über je drei Felder,

⁽¹⁾ La construction du viaduc de Renory a été entreprise par la Société d'Entreprise Générale de Travaux «Engetra» et Léon Monnoyer et Fils, de Bruxelles pour le compte de la Société des Chemins de fer belges. Je remercie vivement la firme Monnoyer de l'obligeance qu'elle a mise à me donner tous les éléments de l'étude des vérins à sable, à me permettre d'assister aux opérations de décentrement et à m'autoriser à publier la présente note. La construction du viaduc de Renory a comporté bien d'autres initiatives intéressantes, mais la présente note doit se limiter au problème du vérin à sable.

sind mit den Mittelpfeilern steif verbunden und haben bewegliche Lager an den Endpfeilern. Die Spannweiten betragen bis zu 13 m.

Die Hauptbrücke selbst besteht aus drei Brückenfeldern. Am westlichen Ende befindet sich eine Klappbrücke von 30 m freier Durchfahrt. Die Klappbrücke ist zweiflügelig, mit zwei als Blechträger ausgebildeten Hauptträgern, deren Gegengewichte in entsprechenden Aussparungen (Kellern) in den Pfeilern Platz finden. Demnächst folgt ein Überbau von 75 m Spannweite, dessen Hauptträger zwei durch Blechträger versteifte Stabbögen sind, und endlich kommt eine kleinere Öffnung,



welche mit zwei von einander unabhängigen Brücken-Überbauten überbrückt wird; der eine für die Straße und der andere für die Bahn. Die Spannweiten betragen etwa 33 m. Jeder der beiden Brücken-Überbauten hat zwei, als Blechträger ausgeführte Hauptträger. Der durchgehende Streifen der Blechträger ist 2,2 m hoch. Sowohl die Fahrstraße als auch das Gleis liegen etwa 8 m über dem Wasserspiegel. Die längs der Südseite gelegene Fahrstraße hat eine Breite von 5,6 m und darüber hinaus eine 2 m breite Auskragung für den Bürgersteig.

Die Wassertiefen im Alsensund sind ziemlich bedeutend und betragen in der Mitte des Sundes 20 m. Der Meeresboden hat als obere Lage Kies und darunter eine dicke Schicht Lehm, stark gemischt mit außerordentlich feinem Sande. Diese

Schicht wurde jedoch nicht als tragfähig für unmittelbare Gründung befunden. Die tieferliegenden Schichten weisen fetteren Lehm und gröberem Kies auf. Die Schichten sind überhaupt sehr unregelmäßig.

Außer den Bohrungen wurden als Grundlage für die Projektierung einige Probepfähle eingerammt; es zeigte sich dabei, daß man bei Pfahlgründung mit einem Einrammen der Pfähle bis zu 24 bis 26 m unter dem Wasserspiegel rechnen müsse.

Für die drei Strompfeiler arbeitete die Staatsbahn drei verschiedene Vorschläge aus, auf welche bei einer im März 1927 stattgefundenen Lizitation Angebote ein-

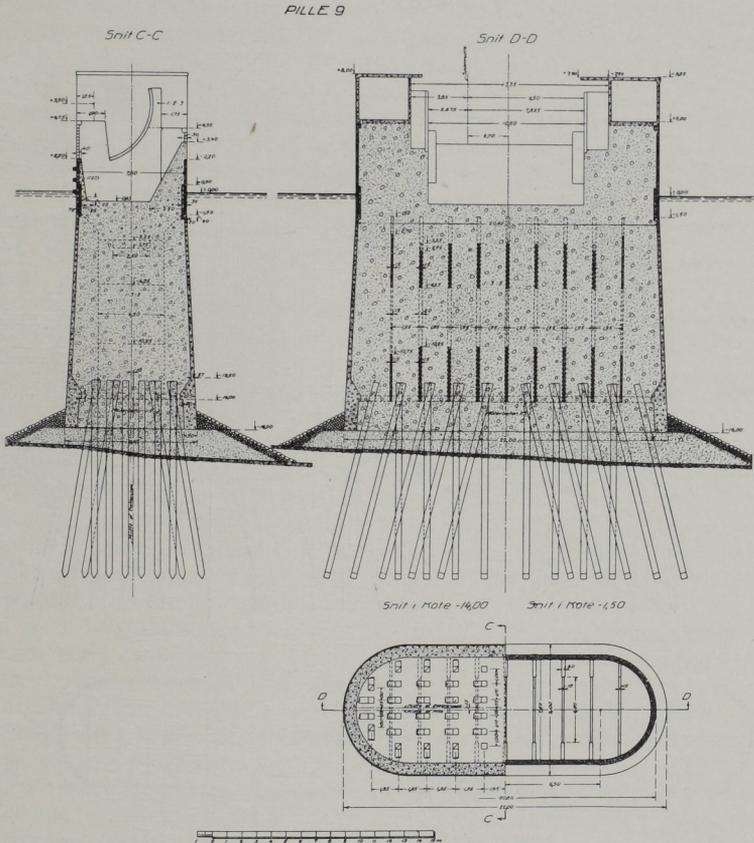


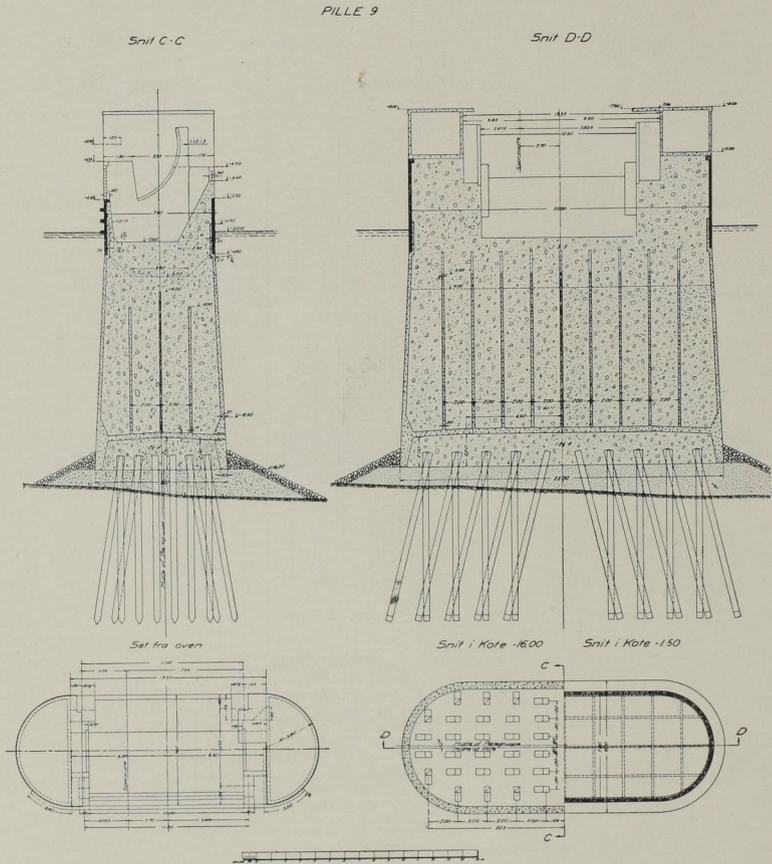
Abb. 3

geholt wurden, indem jedoch die bietenden Firmen ersucht worden waren, alternative Vorschläge vorzubringen. Bei allen von der Staatsbahn aufgestellten Vorschlägen war Gründung auf Eisenbetonpfählen vorgesehen.

Bei dem ersten Vorschlag (Abb. 2) wird ein Pfahlfundament von 42×42 cm Eisenbetonpfählen hergestellt, und darnach um das Pfahlfundament herum eine eiserne Spundwand eingerammt, die über dem Wasserspiegel emporragt und unten mit einer Steinschüttung umgeben wird. Innerhalb dieser Spundwand wird nun das Betongießen vorgenommen, und zwar wird der Beton durch Trichter und in reichlicher Stärke gegossen, um einen sicheren Bodenfangdamm zu bilden. Die

Pfähle sind bei diesem Vorschlag so lang, daß sie den Bodenbeton noch überragen. Nach Erhärten des Bodenbetons wird die Baugrube trockengelegt und der Rest des Pfeilers in freier Luft innerhalb der Spundwände hochgeführt.

Beim zweiten Vorschlag (Abb. 3) wird eine Kiesbankette ausgeführt und mit einer Steinschüttung verkleidet, und auf diese abgerichtete Bankette wird ein Senkkasten aus Eisenbeton herabgesenkt. Dieser Kasten ist während des Schwimmens mit einem Holzboden versehen, der nach dem Versenken des Kastens entfernt wird. Die Unterkante des Kastens, mit der er auf der Bankette ruht, ist fußähnlich verbreitert. Jetzt werden durch den wassergefüllten Kasten ein System



Eisenbetonpfähle gerammt, deren obere Enden nach dem Rammen in den unteren Teil des Kastens hineinragen. Dieser untere Teil wird vermittels Trichter mit Beton ausgegossen. Nach Erhärtung des Bodenbetons entleert man den Kasten von Wasser und füllt ihn mit Beton aus.

Beim dritten Vorschlag (Abb. 4) war das Verfahren folgendes: Der Platz für die Pfeiler wird von den fleckenweise vorkommenden weichen Lagen gesäubert, und darnach wird eine von einer Steinschüttung geschützte Kiesbankette ausgelegt. Die Oberfläche der Bankette wird für die drei Pfeiler in bzw. 10,00 16,00 und 14,50 m unter dem Wasserspiegel abgerichtet.

Darauf wird ein System von schweren Eisenbetonpfählen von 42×42 cm Querschnitt eingerammt. Das Rammen der Pfähle sollte womöglich von unter Wasser arbeitenden Rammen bewerkstelligt werden, und die Länge der Pfähle sollte so abgepaßt sein, daß sie nach dem Rammen nur höchstens 2 m über die Bankette emporragen. Nach Beendigung des Pfählerammens und nachdem die Pfähle, falls erforderlich, so abgekappt werden, daß sie nicht zu hoch emporragen, wird ein Senkkasten aus Eisenbeton über den Pfeilerplatz geschleppt, und so versenkt, daß er mit seiner Unterkante auf der Bankette zu liegen kommt, während die Pfähle in eine unten im Senkkasten vorhandene „Arbeitskammer“ hineinragen. Wenn diese Arbeitskammer nach passender Ballastierung des Senkkastens durch Druckluft trockengelegt und mit Beton ausgegossen wird, erreicht man eine solide Verbindung zwischen Pfeiler und Pfählfundament. Die weitere Hochführung des Pfeilers ist von keinem besonderen Interesse.

Bei der im März 1927 stattgefundenen Lizitation kamen Angebote auf alle drei Ausführungsarten ein, jedoch vorzugsweise auf die Vorschläge 1 und 3.

Die Preise waren wenig verschieden von einander. Alternative Vorschläge setzten ebenfalls Pfahlgründung voraus. Angebote auf massive, durch Druckluft gegründete Pfeiler kamen dagegen nicht ein. Die Staatsbahn hat jedoch untersucht, wie sich die Preise für massive Pfeiler stellen, und es zeigte sich, daß diese mindestens 30 v. H. höher waren.

Hierauf wurde beschlossen, das Angebot der Firma Monberg & Thorsen auf Ausführung der Brückenpfeiler nach Vorschlag 3 der Staatsbahn anzunehmen.

Die Vorteile dieses Vorschlages im Vergleich zu den Vorschlägen 2 und 1 sind, daß dabei vermieden wird, Beton unter Wasser gießen zu müssen, und daß man im Gegensatz zu Vorschlag 1 die Pfähle in der günstigsten Weise anbringen kann, während man bei Vorschlag 1, bei dem die Pfähle erst nach Placierung des Senkkastens eingerammt werden, wegen der unvermeidlichen Längs- und Querwände im Senkkasten verhindert wird, die günstigste Pfahlanordnung zu erhalten.

Vorschlag 3 hat außerdem den Vorzug, daß der Beton in der Arbeitskammer fest auf den Boden gestampft werden kann. Der Pfeiler wird auf diese Weise sowohl am Untergrund als auch an den Pfählen unterstützt. Bei der statischen Berechnung kommen natürlich nur die Pfähle in Betracht. Der Pfahlquerschnitt beträgt 42×42 cm, die Längsarmierung besteht aus 8 \emptyset 25, die Querarmierung aus einem doppelten Satz geschlossener Augenbügel.

Sämtliche Pfahlspannungen sind für drei Belastungsfälle berechnet.

1. Senkrechte Belastung (ruhende und bewegliche) allein; zulässige Druckspannung in allen Pfählen 50 kg/cm^2 .

2. Senkrechte Belastung (ruhende und bewegliche) plus Winddruck 150 kg/m^2 sowie Eis und Stromdruck entsprechend $2,5 \text{ t/m}$ der Brückenöffnungen; zulässige Druckspannung in den Pfählen 60 kg/cm^2 .

3. Senkrechte Belastung (ruhende) plus Winddruck 250 kg/m^2 sowie Eis und Stromdruck entsprechend 10 t/m der Brückenöffnungen, zulässige Druckspannung in den Pfählen 80 kg/cm^2 . Die Würfel Festigkeit des Betons durfte nicht geringer als 250 kg/cm^2 sein. Die Proben ergaben etwa 300 kg/cm^2 .

Bei keinem der genannten Belastungsfälle treten nennenswerte Zugspannungen in den Pfählen auf. Der Pfeiler erhält eine ganz bedeutende Sicherheit gegen Kippen, da er durch die Pfähle im Boden verankert ist. Da die Pfähle nicht in fließendem Wasser stehen, so wird die Strömung keinerlei mechanischen Verschleiß derselben hervorbringen können.

Die Arbeit begann mit der Herstellung des niedrigsten Strompfeilers (westlicher Klapp-Pfeiler). Die Bankette liegt bei diesem Pfeiler 10 m unter dem täglichen

Wasserspiegel und besteht, wie erwähnt, aus einem Kieskern innerhalb eines schweren Steinwalles.

Die Pfähle wurden von einem zu diesem Zwecke hergestellten Eisenbeton-Prahm eingerammt. Auf diesem Prahm befand sich ein Rammbockstativ aus Eisen, welches einen 23 m langen verschiebbaren Mäkler trägt. Am Kopfe dieses Mäklers ist eine Rillenscheibe nebst Seil zum Heben der Pfähle angebracht, deren Länge bis zu 16 m beträgt. Auf dem Mäkler, und von demselben gesteuert, gleitet ein amerikanischer Pfahlhammer Bauart MAC KIERNAN TERRY Nr. 10 B₂. Dieser Hammer ist innen als Dampfzylinder ausgebildet, in welchem ein als Kolben tätiger Rammklotz sich auf und ab bewegt. Der Hammer kann auch unter Wasser arbeiten. Das Gewicht des bewegten Teiles beträgt 1100 kg, die Fallhöhe 50 cm. Der Hammer wird durch Heißdampf von 8 Atm. getrieben, der von einem auf dem Prahm stehenden Kessel dem Zylinder durch biegsame Metallröhren zugeführt wird. Mit dem Hammer können bis zu 115 Schläge in der Minute ausgeführt werden. Die Ramme wirkt nicht nur durch Gewicht und Fallhöhe, sondern auch durch die Geschwindigkeit, welche der Dampfdruck dem Rammklotz erteilt.

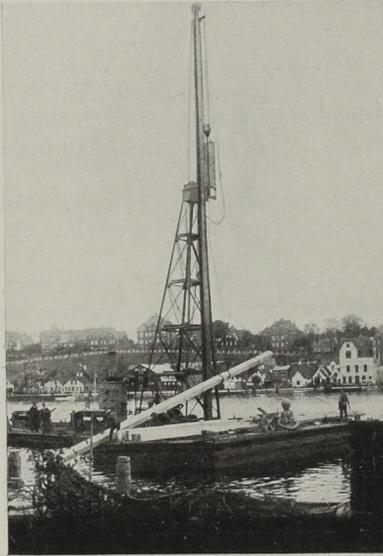


Abb. 5

Nachdem der Mäkler gehoben und der Pfahlhammer am oberen Ende desselben angebracht ist (Abb. 5), kann der Pfahl, dessen Gewicht etwa 7 Tonnen beträgt, so gehoben werden, daß er längs des Mäklers zu liegen kommt. Darnach werden Pfahl und Mäkler so gesenkt, daß zuerst der Pfahl und dann der Mäkler den Boden berühren. Der Mäkler kann mit Hilfe von Schraubenspindeln am Rammbockstativ so eingestellt werden, daß die Pfähle die richtige Neigung erhalten. Die größte Neigung beträgt 1 : 4,8. Wenn der Pfahl sich dem Boden nähert, richtet man dessen Lage genau ein und hilft eventuell durch die Verankerungen des Prahms nach. Hat der Pfahl den Boden erreicht, so wird seine Stellung nochmals überprüft. Nun wird der Pfahlhammer (Gewicht etwa 5 t) am Mäkler herabgelassen, so daß er auf dem Pfahlkopf anliegt. Der Pfahlhammer wird nicht am Pfahlkopf festgespannt, sondern umgreift denselben mit vier Hörnern. Als Zwischenlage zwischen Pfahlhammer und Pfahlkopf, wird eine doppelte Lage, mit Bandeisen umwickelter Bretter aus Eschenholz benutzt.

Die Pfähle wurden recht schnell eingerammt, es zeigte sich aber bald, daß die Betonpfähle nicht so tief, wie angenommen, eingerammt werden konnten. An dem westlichen Strompfeiler ging man deshalb dazu über, das Rammen durch Spülung zu fordern, wodurch die Betonpfähle ungefähr in die gewünschte Tiefe kamen. Man beobachtete jedoch gleichzeitig, daß es möglich war, Holzpfähle ohne Spülung bis zu derselben Tiefe und noch größerer Tiefe einzurammen.

Bei den beiden anderen Strompfeilern war es beinahe, auf Grund stärkeren Lehmgehalt des Bodens, unmöglich, Spülung anzuwenden. Hier mußte man deshalb entweder mit einer etwa 2,5 m geringeren Gründungstiefe vorlieb nehmen, oder Holzpfähle benutzen. Ein Versuch mit dünneren Betonpfählen, von denen man hoffte, daß sie wegen der geringeren Masse tiefer eindringen würden, schlug fehl.

Betonpfähle, welche dieselbe Konizität wie die Holzpfähle hatten, ließen sich auch nicht tiefer rammen als die ursprünglichen Betonpfähle. Es wurde nunmehr ein Vorschlag betreffend Verwendung von Holzpfählen ausgearbeitet, dem Bahnchef vorgelegt und von ihm genehmigt. Es kamen bis zu 18 m lange Stämme aus dänischem Fichtenholz von im Mittel 45 cm \emptyset zur Verwendung. Das Rammen verlief darnach anstandslos. Das Abschneiden der Pfähle wurde von einem Taucher besorgt.

Beim mittleren Strompfeiler wurden anstatt 56 Stk. 42×42 cm Betonpfähle 114 Stück Holzpfähle von durchschnittlich 42 cm \emptyset verwendet. Beim östlichen Strompfeiler waren die entsprechenden Zahlen 40 Stück bzw. 95 Stück.

Die Eisenbetonsenkkästen (Abb. 6) wurden, einer nach dem anderen, auf einer zu diesem Zwecke errichteten Helling in der Nähe der Brücke gegossen. Das Gewicht eines Senkkastens beträgt etwa 800 Tonnen. Die Helling, die doppelt war, führte mit einer Neigung von 1:10 am Bauplatz des Kastens durch einen schwach gekrümmten Kreisbogen (Halbmesser 630 m) bis zu einer Tiefe von 1,7 m unter der Wasseroberfläche im Wasser hinaus. Vor dem Ablauf wurde der Kasten oben mit einem Bohlendeck abgedeckt. Die verschiedenen Stellungen während des Ablaufes waren im voraus berechnet worden, und die Berechnungen entsprachen den späteren Beobachtungen, die u. a. aus einer kinematographischen Aufnahme bestanden. Der Senkkasten für den westlichsten (niedrigsten) Strompfeiler konnte sofort mit der richtigen Höhe von 10,5 m gebaut werden, während den beiden anderen Senkkästen erst im Wasser die vorgeschriebenen Höhen gegeben werden konnten.

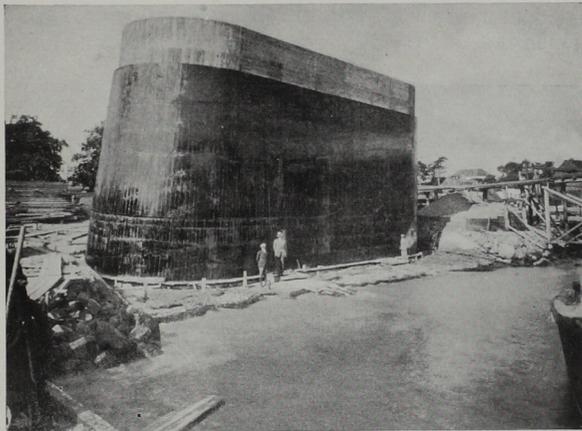


Abb. 6

Das Absenken der Kästen an die Pfahlfundamente ging ohne Schwierigkeiten von statten, hauptsächlich durch Einpumpen von Wasser in die Zellen der Kästen. Jeder Kasten ruhte nach dem Absenken auf vier genau abgeschnittenen senkrechten Holzpfählen. Vor dem Absenken wurden die kombinierte Person- und Materialschleuse und das Schleusenrohr so angebracht, daß man, nachdem die genaue Stellung des Kastens festgestellt und genehmigt war, mit der Trockenlegung der Arbeitskammer durch Einpumpen von Druckluft beginnen konnte. Von den Wänden der Arbeitskammer ragten starke Rundisen in die Kammer herein, wodurch eine innige Verbindung zwischen Wand und Beton in der Arbeitskammer erzielt wurde. Die Eisenbetonpfähle waren so abgekappt, daß sie 1,5 m in die Arbeitskammer hinaufreichten. In einem Abstände von 1 m von oben waren die Pfahleisen entblößt. Das Kappen geschah sofort nach der Beendigung des Rammens, und zwar dadurch, daß eine Dynamitladung um den Eisenbetonpfahl herum gelegt wurde; eine einzige Sprengung genügte. Eine Arbeitskammer hat einen Rauminhalt von etwa 300 m³ und wird im Laufe von fünf bis sechs Tagen (der Tag zu 16 Arbeitsstunden) ausgegossen.

Nach dem Ausgießen der Arbeitskammer werden die Zellen über derselben mit Beton gefüllt, indem sie eine nach der anderen von Wasser entleert werden.

Die Pfeiler sind von 1,5 m unter Wasser bis 2,3 m über Wasser mit Granitparement in Läufer-schichten verkleidet. Die Höhe und Dicke der Steine betragen 20 cm, die Länge wechselt zwischen 40 und 60 cm.

Die Pfeiler sind nun fertig gestellt, und die Lagersteine angebracht. Die Montierung des Überbaues wird vermutlich innerhalb einiger Monate beginnen, und die Brücke im Laufe des nächsten Jahres vollendet werden.

Ing. PAUL TANTÓ, Baurat im königl. ung. Handelsministerium in Budapest:

Über die Wiederherstellung der gesprengten Eisenbetonbrücke bei Böcs.

Der Eisenbeton als Konstruktionsmaterial besitzt viele Vorteile, aber auch gewisse Nachteile gegenüber anderen Baustoffen. So z. B. bilden im allgemeinen bei Stein-, Holz- oder Eisenkonstruktionen der Ersatz beschädigter Teile, die Verstärkung für größere Belastungen oder nachträgliche Erweiterungen keine nennenswerten Hindernisse, hingegen widerspricht bei Eisenbetonbauten jede nachträgliche Arbeit der Grundnatur dieses Baustoffes.

Um zu zeigen, daß im Notfall tragende Elemente der Eisenbetonkonstruktionen ersetzt, oder im Falle der Beschädigung wiederhergestellt werden können,

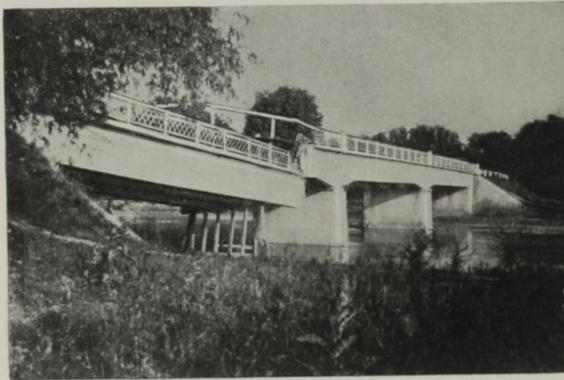


Abb. 1

behere ich mich, im folgenden die Wiederherstellung einer gesprengten Eisenbetonbrücke vorzuführen.

Die betreffende Brücke liegt in Ungarn, im Borsoder Komitat auf der Kommunalstraße Sajólád-Hernádnémeti und überbrückt den Hernádfluß.

Die vier Hauptträger der Brücke sind durchlaufende Balkenträger auf vier Stützen, mit 25 + 23 + 23 m freien Öffnungen. Die Brücke ist 6,0 m breit.

Die Hauptträger ruhen mittels eisernen Gleitblechen auf den aus Beton gebauten Brückenköpfen und Pfeilern auf.

Die Brücke wurde im Jahre 1911 gebaut und entsprach ihrem Zweck anstandslos bis zum 19. Mai 1919, als die rechte, 25 m lange Öffnung durch rumänische Truppen gesprengt wurde.

Infolge der Sprengung entstand eine durch den vollen Querschnitt hindurchgehende, 1,7 bis 1,9 m breite Lücke; die Sprengung riß aber nur den Beton heraus, die Längsbewehrungsseisen blieben unbeschädigt.

Infolge der Lücke verlor der beiläufig 20 m lange, gegenüber dem rechten Brückenkopf liegende Teil seine Stabilität und kam in Bewegung.

Die Bahn dieser Bewegung war dadurch gegeben, daß der sich bewegende Teil an dem einen Ende mit dem übrigen Teil der Brücke durch die biegsamen Bewehrungsseisen in Verbindung blieb, am anderen Ende hingegen auf dem Brückenkopf verschiebbar gelagert war. Infolgedessen entstand bei der Sprengungslücke eine abwärts gerichtete Kreisbewegung und bei dem Brückenkopf eine wagerechte Verschiebung. Durch die wagerechte Bewegung entstanden bei dem Auflager derart große Reibungskräfte, daß der Brückenkopf entzweibrach.

Als die Spitze des in Bewegung geratenen Brückenteiles den tiefsten Punkt der Kreisbahn erreichte, kam die Bewegung zum Stillstand. Dadurch hörten auch die bei dem Auflager aufgetretenen Kräfte auf zu wirken, und der entzweigebrochene Brückenkopf blieb, um die Bruchkante sich drehend, mit beiläufig 30° vorwärtsgeneigt stehen.

Die Durchführung der Sprengung geschah höchstwahrscheinlich auf die Weise, daß die Seitenwände, dann der untere Teil der Träger und die Fahrbahntafel mit einem stark brisanten Sprengstoff umhüllt wurden. Nach den zurückgebliebenen Anzeichen wurde der obere Teil der Fahrbahn mit Sprengstoff nicht belegt.

Die Anbohrung der Konstruktion könnte als ausgeschlossen betrachtet werden, da Spuren einer Bohrung nicht zurückblieben. Das Anbohren der Eisenbetonkonstruktion wäre im übrigen wegen den Eiseneinlagen auf große Schwierigkeiten gestoßen.

Im Laufe der weiteren Kämpfe wurde der abgesprengte Teil der Brücke vor der Lücke mit 6 Stück 16/16 cm starken Pfosten unterstützt und die Lücke selbst mit einer Holzkonstruktion überbrückt.

Die Wiederherstellung beruhte nicht auf fachgemäßer Überlegung. Bei der Sprengungslücke war die Lage nicht einmal so gefährlich, da in den 36 bis 40 mm starken Rundeisen die durchschnittliche Inanspruchnahme nur 270 kg/cm^2 betrug, und wenn einige Eiseneinlagen auch stärker in Anspruch genommen waren, so wurde doch höchstwahrscheinlich nirgends die Fließgrenze erreicht.

Zur Sicherung des Brückenkopfes wurde nichts getan, obzwar hier die Lage die gefährlichste war. Infolge der Kantenpressung war hier der Beton zersplittert und der Brückenkopf befand sich in einem derart labilen Zustand, daß der völlige Einsturz sehr leicht eintreten konnte.

Als die rumänische Besatzung Ungarns die freie Bewegung der Fachleute und die Aufnahme der notwendigsten öffentlichen Arbeiten gestattete, wurde die Wiederherstellung der Brücke angeordnet. In der damaligen Lage Ungarns konnte die Herstellung nur eine provisorische sein. Infolge des Weltkrieges und der Revolutionen war das Land an Baustoffen vollkommen erschöpft. Das Land stand unter einer wirtschaftlichen Blockade und die Anschaffung des zur provisorischen Herstellung notwendigen Holzmaterials stieß ebenfalls auf die größten Schwierigkeiten.

Die provisorische Herstellung geschah auf folgende Weise: Die gesprengte Öffnung wurde mit Hilfe eines später abgetragenen Holzjoches in die ursprüngliche Höhe gehoben, in die ursprüngliche Lage zurückgeschoben und mittels zwei für je 100 t Belastung berechneten Holzjochen unterstützt. Die Sprengungslücke wurde mit Holz überbrückt, der Brückenkopf in die ursprüngliche Lage zurückgezogen, durch Drahtseile verankert und der auf dem Brückenkopf wirkende Erd- druck durch eine Spundwand aufgehoben. Die in der Sprengungslücke sich be-

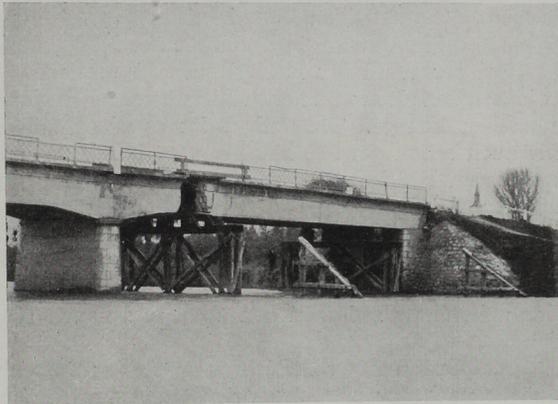


Abb. 2

findenden 36 bis 40 mm starken Längsbewehrungen hinderten die Durchführung der Arbeiten. Die Bewehrung mußte daher durchgeschnitten werden, obzwar vorauszusehen war, daß sie bei der endgültigen Wiederherstellung gut verwendbar gewesen wären.

Als es die Verhältnisse erlaubten, wurde die endgültige Herstellung der Brücke begonnen. Dies erfolgte am 21. November 1921.

Die Herstellung konnte auf zweierlei Art durchgeführt werden. Entweder konnte man den unterstützten Teil der Brücke völlig abtragen und neu herstellen oder die Sprengungslücke mit Eisenbeton ausfüllen und zwischen den beiden Teilen den Zusammenhang herstellen. Die letztere Lösung bot zwar bedeutende Arbeits- und Materialersparnisse, bedeutete aber auch ein großes Wagnis. Hätte man nämlich den Zusammenhang zwischen den alten und neuen Eisenbetonteilen nicht so herstellen können, wie dies zur Übertragung der Biegekräfte erforderlich ist, so wäre bei der ersten Herstellungsweise in der einen Seitenöffnung nur ein Gelenk entstanden; die Konstruktion wäre also auch in diesem ungünstigen Falle noch immer stabil geblieben. Bei der zweiten Herstellungsweise aber wären im erwähnten ungünstigen Falle in einer Seitenöffnung zwei Gelenke entstanden und es hätte infolgedessen die Stabilität der Konstruktion aufgehört.

Bei der Wahl der Herstellungsweise war also die Frage maßgebend, ob man zwischen den alten und neuen Eisenbetonteilen einen biegefesten Zusammenhang herstellen konnte. Theoretisch ist es nicht unmöglich und diesbezüglich hatten wir auch schon gewisse Erfahrungen bei der Wiederherstellung einer anderen beschädigten Brücke gesammelt, nämlich bei der im Inundationsgebiet des Theißflusses bei Záhony liegenden Eisenbetonbrücke, welche durch ein Geschoß beim Widerlager beschädigt worden war. Diese Beschädigung war nicht so bedeutend, die Konstruktion verlor auch nicht ihre Stabilität. Die Erfahrungen bei der Wiederherstellung dieser Brücke zeigten, daß mit der nötigen Sorgfalt ein biegefesten Zusammenhang zwischen den alten und neuen Eisenbetonteilen herzustellen möglich ist.

Auf Grund dieser Erfahrung wurde der Entschluß gefaßt, die in Frage stehende Brücke nach der erwähnten zweiten Art wiederherzustellen und es wurden auch die Pläne in der Brückenabteilung des königl. ung. Handelsministeriums dementsprechend verfertigt.

Um die Kräfteübertragung zwischen den Längseiseneinlagen zu erlangen, schien es am zweckmäßigsten, die neuen Eiseneinlagen mit der nötigen Übergreifung neben die alten Eiseneinlagen zu legen. Um die nötige Übergreifungslänge zu erreichen, mußte die fast mit vertikalen Wänden begrenzte Sprengungslücke erweitert werden.

Um zu erreichen, daß die inneren Kräfte die Begrenzungsflächen der neuen und der alten Betonkonstruktion gegeneinander drücken, wäre es notwendig gewesen, die erweiterte Sprengungslücke mit solchen Flächen zu begrenzen, welche auf die Hauptdruckkraftlinien senkrecht stehen.

Da hier die Druckkraftlinien gegen den Pfeiler gehend abwärts fallen, hätte man die beiden Flächen gegen den Pfeiler gehend aufwärts steigend herstellen sollen. Vor dem Pfeiler stieß dies auf keine Schwierigkeiten, doch auf der anderen Seite mußte man diesen theoretischen Standpunkt aus praktischen Erwägungen opfern.

Es war nämlich möglich, den neuen Beton vor dem Pfeiler auf die alte Fläche von oben so zu stampfen, daß dadurch die zwei Flächen sich gegenseitig drückten, bevor noch die inneren Kräfte auftraten. Auf der anderen Seite hingegen sollte man den Beton unter der alten Betonfläche stampfen und so hätte hier die neue Betonmasse mit ihrem Gewicht nicht auf die alte Fläche, sondern auf die Schalung gedrückt. Es war aber zu befürchten, daß in diesem Falle zwischen den Beton-

flächen eine dünne Lücke entstehen würde, bevor noch die inneren Kräfte auf-treten. Infolgedessen schien es zweckmäßiger, hier die Fläche so auszubilden, daß der neue Beton mit seinem Gewicht auf der alten Fläche aufliegt. Dadurch hätte der neu herzustellende Eisenbetonteil eine trapezförmige Gestalt erhalten.

Im übrigen war der Grundgedanke des Entwurfes der, daß in jedem Querschnitt wenigstens ein so großer, wirkungsfähiger Eisenquerschnitt vorhanden sein soll wie vor der Sprengung. Dadurch ist der Entwurf eine rein konstruktive Aufgabe geworden.

Die neuen Eiseneinlagen haben eine Übergreifungslänge erhalten, welche wenigstens dem 50fachen Durchmesser entspricht; außerdem waren sie mit den üblichen Haken versehen.

Auf Grund des so verfertigten Planes wurden die Arbeiten in folgender Reihenfolge durchgeführt:

a) Das vor der Sprengungslücke stehende Joch hätte die Durchführung der Arbeiten gehindert; man mußte daher statt dessen 4,0 m weit davon ein neues bauen.

b) Die auf den Jochen liegende Konstruktion wurde genau in die ursprüngliche Lage gebracht,

c) Der beschädigte Brückenkopf wurde bis zur Bruchfläche abgetragen und aus Beton neu hergestellt.

d) Die Sprengungslücke wurde planmäßig erweitert, die Eiseneinlagen wurden eingelegt und die Schalung aufgestellt.

e) Als der neu betonier-te Teil des Brückenkopfes abgebunden hatte, wurde die Konstruktion auf diesen gesenkt und das vor dem Brückenkopf stehende Joch abgetragen. Das andere Joch trug die Konstruktion bis zur Probelastung.

f) Die alten Betonflächen wurden sorgfältig gereinigt, mit Wasser reichlich begossen und die Lücke ausbetoniert. Der Beton besaß 400 kg normalen Portlandzement pro Kubikmeter.

Nach der Ausschaltung des Betons und nach dem Niederlassen der Konstruktion vom zweiten Joch wurde festgestellt, daß der neue Beton, nach dem äußeren Aussehen zu schließen, zu den alten Teilen gut zugebunden hatte und daß auch keine Risse bemerkbar waren.

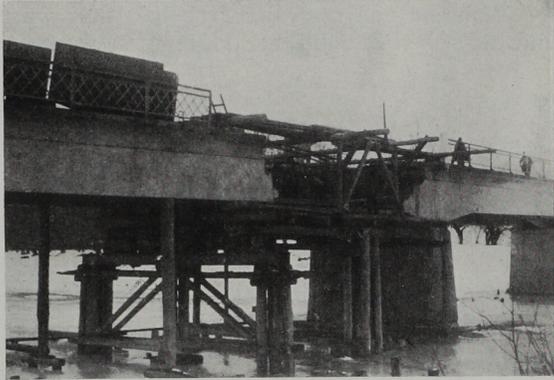


Abb. 3

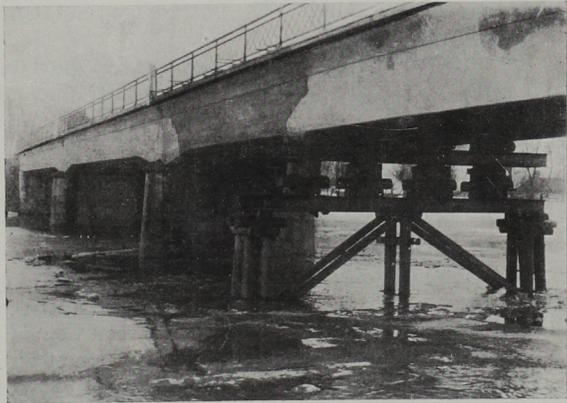


Abb. 4

Nach dem Abbinden des Betons wurde die Brücke dem leichten Verkehr übergeben, aber schwere Fuhrwerke verkehrten bis zur Probelastung nicht.

Die Probelastung wurde mit einer 20 t schweren Dampfpluglokomotive durchgeführt.

Während der Belastung der wiederhergestellten Öffnung entstanden in sämtlichen Öffnungen jene Durchbiegungen, welche sich nach der Theorie der durchlaufenden Träger ergeben.

Während und nach der Probelastung wurden bei dem Anschluß der alten und der neuen Betonflächen keine Risse wahrgenommen und da nach der Probelastung sämtliche Flächen der Brücke einen Zementanstrich erhielten, konnten Nichtfachleute nicht wahrnehmen, bei welchen Teilen die Herstellung erfolgte.

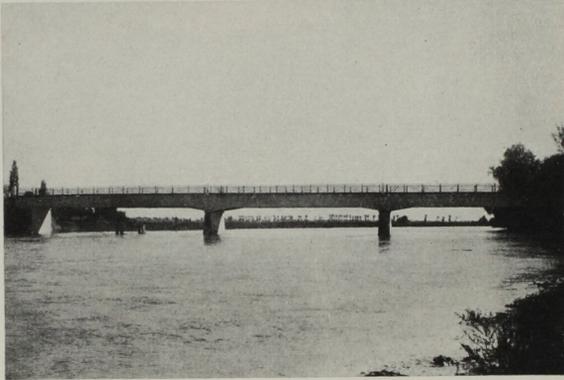


Abb. 5

Die Brücke ist schon seit sieben Jahren im Gebrauch und seit dieser Zeit waren keine gefährlichen Anzeichen zu bemerken.

Die Ergebnisse der Probelastung und der siebenjährige Verkehr auf der Brücke beweisen, daß die Wiederherstellung vollen Erfolg hatte.

Die Wiederherstellungsarbeiten wurden durch das zuständige Staatsbauamt in eigener Verwaltung durchgeführt.

Die Arbeiten leitete nach meinem Entwurf ein tüchtiger Ingenieur des betreffenden Staatsbauamtes mit vielem Eifer und mit vollem Erfolg.

F. CAMPUS, Ingénieur des constructions civiles et électricien, Professeur à l'Université de Liège:

Ponts en béton ou en maçonnerie à anneaux multiples.

M. SÉJOURNÉ, l'éminent constructeur du Pont Adolphe à Luxembourg, a exposé dans le fascicule d'octobre 1904 de la « Revue générale des chemins de fer » les principes des larges ponts en maçonnerie à deux anneaux de voûtes en berceau, dont il fut l'inventeur. Ce dispositif a reçu depuis de multiples applications, non seulement en France, mais ailleurs en Europe et en Amérique. Un pont de ce type est en construction sur la Meuse à Liège. Il comporte six arches à deux anneaux de 4,00 m, de largeur, laissant entre eux un vide de 6,50 m, couvert par un tablier en béton armé. Il a une largeur totale de 18,00 m entre garde-corps; les trottoirs sont partiellement en encorbellement. Les arcs sont à trois articulations, parce que l'on peut craindre des mouvements du sol par suite des exploitations minières. La plus grande ouverture est de 44 m.

Le projet primé au concours pour le pont sur la Moselle à Coblenz comporte trois grandes arches à deux anneaux, d'une ouverture de 114,50 m. (Voir *Beton und Eisen*, nos. II et suivants de 1928.) Le vide intermédiaire n'a que 1,66 m de largeur. Les arcs sont triplement articulés et ont reçu une faible armature destinée à augmenter la résistance du béton à la compression. Mais ils sont conçus comme

des voûtes en maçonnerie, c'est à dire que la ligne des pressions reste en toutes circonstances dans l'intérieur de la région centrale.

Il semble que pour les ponts de moyenne portée ou dont le tablier est peu élevé au dessus de la voie à franchir, les arcs en béton non armé ou en maçonnerie peuvent encore donner satisfaction aux points de vue de l'économie⁽¹⁾ et de l'aspect. La triple articulation en rend le calcul très sûr et peut permettre d'assez grandes portées (pont précité de Coblenze). Elle garantit contre les conséquences possibles de certains mouvements du sol. C'est pour cette raison qu'on y a eu recours pour deux ponts en construction sur la Meuse près de Liège; le pont-route précité et un viaduc de chemin de fer à Renory, à 9 arches des 61,40 m d'ouverture maximum, établi au dessus des exploitations houillères souterraines. Des procédés de construction adéquats: articulations provisoires, décintrement par soulèvement au dessus du cintre, selon le système de M. FREYSSINET, avec ou sans articulations de naissances, etc., peuvent également convenir pour réduire les incertitudes du calcul des arcs en maçonnerie par les méthodes de l'élasticité.

La largeur toujours croissante des ponts dans les grandes villes, exigée par les besoins de la circulation et qui dépasse 30 m, dans certains ouvrages (Memorial Bridge à Washington) ne s'accommode pas, d'une manière satisfaisante, de la division de la voûte en deux anneaux. Déjà dans les anciens ouvrages de ce système, les portées des hourdis entre les arcs atteignent:

- 5,92 m au Pont Adolphe à Luxembourg (largeur 16 m);
- 10 m au Pont des Amidonniers à Toulouse (largeur 22 m);
- 10,80 m au Pont Wilson à Lyon (largeur 20 m).

Nous n'exposerons pas les inconvénients de ces grandes ouvertures; ils ressortiront par antithèse de l'énoncé des avantages des ponts à plus de deux anneaux. Remarquons que le principe de la multiplicité des arcs a été appliqué au pont de

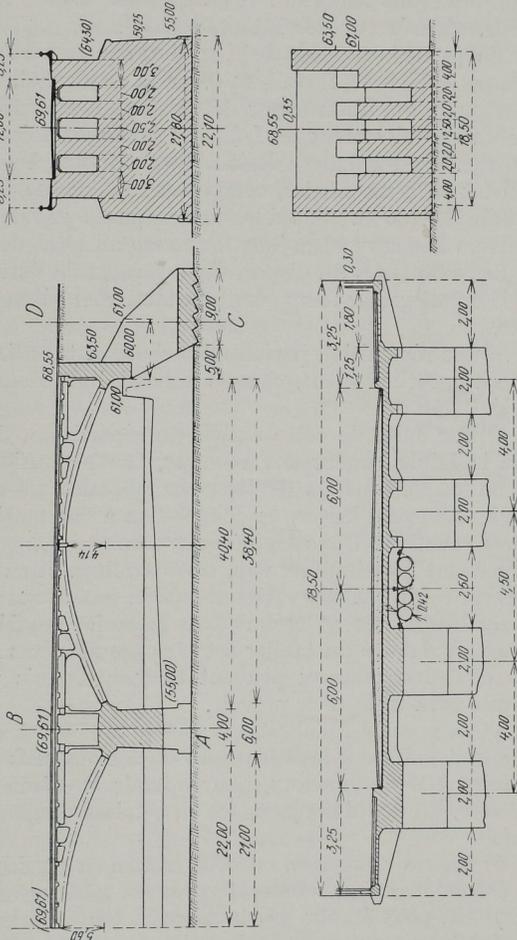


Fig. 1

(1) Telle est notamment la conclusion du rapport de M. H. Lossier.

la Tournelle à Paris, récemment achevé. Il comporte trois anneaux larges, creux et cloisonnés, en béton armé. Le second projet primé pour le pont de Coblenze prévoyait quatre anneaux creux en béton armé. Mais nous n'avons pas connaissance que la disposition ait été employée pour des ponts en béton ou en maçonnerie.

Nous avons eu l'occasion, en 1926, d'étudier un tel dispositif comme variante pour un projet de pont à plusieurs arches à deux anneaux de 4,00 m de largeur, séparés par un intervalle de 6,50 m. Il comportait des arches à quatre anneaux de 2,00 m de largeur, séparés par des intervalles de 2,00, 2,50 et 2,00 m. La portée maximum était de 44 m; le rapport de la largeur des arcs à l'ouverture était donc: $1/22$, alors qu'au pont Adolphe, il est $1/14$ (Voir M. SÉJOURNÉ, op. cité) et $1/32$ au pont de Ville-neuve-sur-Lot (constructeur M. FREYSSINET). Nous avons donc considéré que pour un surbaissement de $1/8^e$, ces dimensions étaient admissibles sans crainte de flambage. Un tel danger était d'autant moins à envisager que le pont devait être construit en deux parties, composées chacune de deux anneaux et du tablier intermédiaire de 2,00 m. Mais si les circonstances y avaient incité, on aurait pu construire les divers anneaux séparément, comme au pont de la Tournelle.

Les avantages du dispositif, ressortant de l'étude, sont:

1^o un allègement important du tablier en béton armé et une économie correspondante,

2^o une répartition parfaite des charges, tant fixes que mobiles. Grâce aux trottoirs en encorbellement, chaque anneau était identiquement chargé dans le projet étudié.

3^o Par suite de cette excellente répartition, de la symétrie, de la disposition et de la faible largeur des anneaux, la distribution interne des tensions doit être très uniforme, sans les flexions transversales secondaires qui peuvent se produire dans les anneaux larges, et donner lieu à des tensions locales supérieures aux moyennes calculées. Donc les fatigues secondaires, que l'on ne peut déterminer mais qui peuvent être importantes, sont réduites. Il en est de même probablement des effets du retrait et des variations de la température. Le taux de travail maximum des arcs atteignait 45 kg/cm² dans le projet étudié.

4^o La rigidité du tablier est plus grande dans le sens vertical. Sous le tablier, aux reins, les anneaux peuvent être entretoisés par quelques traverses, mais il n'a pas paru utile d'en prévoir.

5^o La pose de canalisations sous le tablier est aisée. Grâce à la faible épaisseur du hourdis, on peut les suspendre en dessous sans qu'elles soient apparentes. Dans le projet à deux anneaux, pour obtenir le même résultat, les conduites devaient traverser, en les déforçant, les entretoises de grande hauteur du tablier en béton armé.

6^o En cas d'urgence, on peut mettre en service la première moitié du pont dès son achèvement (2 anneaux, largeur du tablier provisoire 8 m).

7^o On peut établir des tabliers de toutes largeurs et on peut concevoir l'élargissement éventuel par addition d'anneaux, sans arrêt de trafic sur le pont primitif.

8^o Les culées peuvent recevoir des dispositions très favorables. Dans le projet, elles sont formées de massifs établis dans le prolongement des anneaux, de même largeur que ceux-ci et s'épanouissant vers l'assise de fondation. Ces contreforts s'appuient sur une épaisse semelle commune, établie sur le bon terrain ou sur pieux en cas de besoin. Les massifs extrêmes, éventuellement plus épais, forment les murs de tête des culées. Un masque vertical, d'épaisseur convenable pour résister à la poussée des terres et contribuer au redressement des réactions des arcs, réunit les massifs au dessus du niveau du sol et tient lieu de piédroit. Ce dispositif a été reconnu très satisfaisant. La stabilité élastique des culées était excellente sous l'effet des poussées maxima et en supposant les terres enlevées, hypothèse très défavorable

et, en fait, irréalisable. Le poids des terres, dont il n'avait pas été tenu compte, donnait encore un supplément de stabilité, puisque le poids total était presque le même que celui d'une culée massive. La résistance était aussi satisfaisante lorsque, tenant compte des poids et de la poussée des terres, on envisageait les réactions minima des arcs. Dans l'ensemble, l'économie réalisée par ce dispositif en comparaison des culées pleines du projet à deux anneaux, était très considérable et voisine de 30%.

9^o Les piles aussi peuvent recevoir des formes favorables, notamment par piliers séparés. Dans le projet envisagé, la disposition consistait en un soubassement massif jusqu'au niveau des naissances, supportant des piliers correspondant aux anneaux. Les vides étaient recouverts par des éléments de tablier en béton armé. Cette disposition s'accordait avec l'ensemble de l'ouvrage, eu égard à l'aspect recherché, et paraissait suffisamment économique

10^o Les avantages d'exécution sont certains. Les facilités de circulation entre les anneaux favorisent la manutention. Le bétonnage est facilité, notamment par la réduction de largeur des anneaux, qui permet de mouler de plus grands claveaux en un poste. L'emploi de blocs moulés d'avance est possible. Les divers anneaux peuvent être éventuellement construits sur un seul cintre mobile, comme au pont de la Tournelle, ce qui réduit sensiblement les dépenses de cintrage. Le décintrement des anneaux minces par le moyen de vérins est facilité par la division de la poussée.

En résumé, la variante étudiée d'après les dispositions décrites réalisait, outre de nombreux avantages techniques, une diminution du cube de béton voisine de 15%. Son principe améliore donc beaucoup l'économie des ponts en béton ou maçonnerie à large tablier. Il procède directement des nombreux travaux dont M. SÉJOURNÉ fut le précurseur. Il en atténue le caractère mixte et donne aux ponts en béton des structures analogues à celles des ouvrages en béton armé.

La non réalisation du projet étudié en 1926—27 a été due à des circonstances n'ayant aucune signification technique et qui ne peuvent être invoquées contre lui.

Le système peut convenir aux ponts-routes, aux ponts-rails et aux ponts-canaux, mais surtout aux premiers. Pour les ponts de chemin de fer, les tabliers séparés, selon le système employé par M. FREYSSINET à Landelies (Belgique) pour le pont Candelier, paraissent préférables.

* * *

Il y a peut-être quelque intérêt à décrire une disposition spéciale du projet étudié, qui ne se rattache pas nécessairement au principe des anneaux multiples, mais n'est guère possible qu'en association avec celui-ci et a été suggéré par son étude. Les arcs étant triplement articulés, les tabliers devaient avoir au moins trois joints. Au lieu de les établir sur les arcatures habituelles, assez lourdes et coûteuses, le projet prévoyait des tabliers en béton armé recouvrant l'espace entre les piles et les reins des arcs, sans appuis intermédiaires. Chacun comportait huit poutres principales en béton armé, de dimensions appropriées, correspondant aux anneaux par groupes de deux. Elles prenaient appui sur les arcs, près de leurs faces latérales, par des semi-articulations Mesnager et sur les piles ou culées par des balanciers en béton armé du système de M. H. LOSSIER ou par des rouleaux. Entre ces poutres, le hourdis en béton armé était constitué comme entre les anneaux.

La raison d'être du dispositif était un allègement très notable, une bonne jonction du tablier avec la voie sur les appuis et enfin la recherche d'un aspect léger, à grands élègements, ayant quelque analogie avec ceux du pont des Amidonniers à Toulouse ou davantage encore avec ceux de certains ouvrages suisses en béton armé. (Par exemple, l'ancien pont de Tavanasa.)

L'inconvénient de la subdivision supplémentaire du tablier n'est guère à retenir

car, pour un arc triplement articulé, l'appoint de la rigidité des arcatures dans la région des naissances ne peut être qu'insignifiant. Les anneaux restent solidarisés par le tablier entre la clef et les reins, ce qui est l'essentiel. Le système est isostatique, les fatigues secondaires non calculées sont réduites. Les lignes d'influence des fatigues des fibres extrêmes sont modifiées dans l'étendue de ces tabliers de jonction, dans un sens plutôt favorable à la sollicitation des arcs. Seulement, ceux-ci reçoivent aux reins les charges concentrées des appuis des tabliers de jonction, ce qui produit un léger jarret dans la ligne des pressions. Les axes des arcs ont été établis d'après le funiculaire des poids morts et de telle sorte que les effets de flexion des charges mobiles fussent minima. Il a été possible, malgré la discontinuité précitée, de réaliser un axe satisfaisant, formé d'un arc central de courbe du 4^e degré, se raccordant tangentielllement, au droit des appuis des tabliers de jonction, à deux arcs extrêmes de paraboles du second degré. Il y avait donc là une très faible discontinuité de courbure. Mais, grâce à la variation modérée d'épaisseur des anneaux, l'aspect obtenu était très satisfaisant.

M. DE BOULONGNE, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Ingénieur en Chef des Constructions métalliques à la Cie P. L. M. :

La Réparation et le Renforcement du Viaduc en Fonte sur le Rhône à La Voulte au moyen d'Éléments Métalliques et de Béton Armé ¹

Le Pont en arcs en fonte sur le Rhône près de La VOULTE, de 5 arches de 55 mètres d'ouverture chacune à une voie, a été renforcé en 1923 par addition de gros ronds en acier placés de part et d'autre de la semelle d'intrados des arcs fortement fixés sur cette semelle et noyés dans une dalle en béton armé réunissant toutes les semelles inférieures des arcs et contribuant elle-même dans une très large mesure au renforcement :

une seconde dalle en béton armé a été établie à l'extrados vers les retombées sur une longueur de 6 m environ ;

une troisième dalle en béton armé renforcée par des nervures transversales a été établie sous le ballast qui porte la voie.

Les calculs du renforcement ont été faits avec beaucoup de soin et le bon résultat du travail a été constaté par des vérifications expérimentales faites avec des appareils Manet-Rabut en 1924 et 1928.

On a obtenu trois résultats très intéressants :

1. Au point de vue technique, l'ouvrage qui ne pouvait supporter que le passage des locomotives les plus légères du Réseau supporte maintenant sans fatigue et sans trépidation les machines les plus lourdes.

2. Le renforcement a coûté moins de 50% de la dépense qu'aurait entraîné le remplacement.

3. L'aspect de l'ouvrage n'a pas été alourdi et reste aussi satisfaisant qu'avant le travail de renforcement.

Sur le même réseau P. L. M. M. de BOULONGNE a fait exécuter plusieurs autres renforcements du même genre de ponts en arcs aussi intéressants :

Pont sur le Rhône à CHASSE 5 arches de 40 m d'ouverture à 2 voies

Pont sur le Rhône à LYON 5 arches de 40 m d'ouverture à 2 voies

Pont biais sur l'ISÈRE à Montmélian

près de CHAMBÉRY 4 arches de 35 m d'ouverture à 2 voies

¹ Une description sommaire de ce renforcement se trouve dans „Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines“, No. 37/38, du 21 septembre 1928 ; la description la plus complète de ce renforcement se trouve dans les annales des ponts et chaussées (1924 — V, septembre-octobre).

Ce dernier renforcement est en cours d'exécution en 1928.¹

Les économies réalisées grâce à ces renforcements par rapport aux remplacements sont en nombre rond:

Pour le Viaduc de La VOULTE	2 millions $\frac{1}{2}$ frs.
Pour le Viaduc de CHASSE	3 millions $\frac{1}{2}$ frs.
Pour le Viaduc sur le RHÔNE	4 millions de frs.
Pour le Viaduc sur l'ISÈRE	3 millions de frs.
Économie Totale actuelle ... 13 millions de frs.	

D'autres études de renforcement sont en cours sur le Réseau P. L. M.

Plusieurs autres études de renforcements analogues ont été faites récemment en dehors du Réseau P. L. M. par la Société d'Études pour la construction et la réparation des ouvrages métalliques „Secrom“ dont M. de BOULONGNE est Ingénieur Conseil.

Un renforcement étudié par cette Société pour un pont route de 45 mètres d'ouverture vient d'être exécuté en Angleterre.

Un autre renforcement est en exécution près de PARIS pour un pont route sur la Seine, à SAINT-OUEN, qui comporte un ouvrage à 4 arches de 31 mètres d'ouverture chacune et un ouvrage à 2 arches de 32,50 m d'ouverture chacune.

M. de BOULONGNE signale, dans les notes descriptives qu'il a écrites au sujet de ces renforcements, que les études de renforcement de ce genre exigent une grande expérience et un grand soin pour le choix de tous les détails des dispositions et que l'exécution doit être aussi très soignée.

Oberbaurat Dr. techn. e. h. FRITZ EMPERGER, Wien:

Armierungen von Bogenrippen aus Eisenbeton²

Die „aufgelöste“ Bauweise, von Gewölben in der Form von Längsrippen, ermöglicht eine Verringerung des Eigengewichtes der Konstruktion, wie sie bei großen Spannweiten erforderlich ist, und verlangt eine Armierung dieser Rippen mit der Aufgabe, bei den Formänderungen des Beton ausgleichend mitzuwirken und auch die Festigkeit zu erhöhen. Um sich über die Mitwirkung dieser Eisen klar zu werden, wurden Versuche mit Bogenquerschnitten in einem Drittel der Naturgröße ausgeführter Bogenbrücken in Angriff genommen, welche gezeigt haben, daß bei schlaffen Rundeisenbewehrungen zwei zusammenhängende Erscheinungen auftreten. Es werden einerseits die Rundeisen unter Druck in den Beton hinein ausweichen und so nur unvollkommen mitwirken, andererseits ergibt sich die Gefahr, daß der Beton durch diese Ausweichung gesprengt wird.

Der österr. Eisenbetonausschuß hat die damit zusammenhängenden Fragen zu untersuchen unternommen. Der erste Schritt galt der Wirkung der Umschnürung (Heft XI der Berichte 1927). Als zweiter Schritt wurde die Wirkung des Bügelabstandes untersucht und gefunden, daß selbst bei ganz dichten Bügeln und sogar bei Umschnürungen die schlaffen Druckarmierungen seitlich ausweichen und daher nicht voll ausnutzbar sind (siehe Bauingenieur 1928, Heft 27). In Fortsetzung dieser Arbeiten wurde die Mitwirkung der Schale beim umschnürten Querschnitt untersucht und festgestellt, daß die Umschnürung, welche die Querdehnung des

¹ Depuis septembre 1928 la Cie. P. L. M. a terminé le renforcement du Viaduc sur l'ISÈRE à Montmélian et elle procède en ce moment au renforcement du Viaduc sur le RHÔNE à Saint-Rambert d'Albon, qui comporte 5 arches de 50 m d'ouverture à 1 voie.

Les travaux sont commencés depuis Juillet 1929. (Annotation de septembre 1929.)

² Der vollständige Vortrag erschien in der Zeitschrift „Beton und Eisen“, H. 3 v. 1929.

Querschnittes vermindert zur Folge hat, daß die Schale später abspringt als beim nicht umschnürten Querschnitt. Während nun bei einer Säule nach Abfallen der Schale mittelst starken Umschnürungen eine weitere Erhöhung der Festigkeit erreichbar ist und man dies deshalb in Kauf nimmt, so kommt dies beim Bogenquerschnitt nicht in Frage, weil mit Abfallen der Schale am gedruckten Rand (Abb. 1) eine solche Verminderung

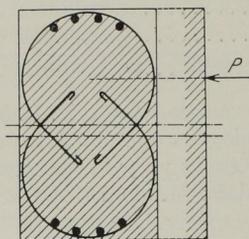


Abb. 1

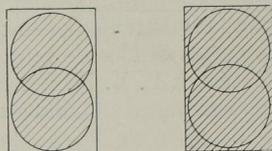


Abb. 2

des Trägheitsmomentes eintritt, daß die Festigkeit des Bogens in Frage gestellt wird. Es kommen daher im Bogenbau nur leichte Umschnürungen der Bogenquerschnitte in Frage, welche nicht zur Erhöhung der Gesamtfestigkeit dienen, sondern nur zur Sicherstellung des Zusammenhanges des gesamten Querschnittes. Diese Frage wurde zunächst in der Weise behandelt, daß man umschnürte Querschnitte ohne Längsarmierung (Abb. 2) untersucht hat und bei einer steigenden Betonfestigkeit jene Umschnürung ermittelt hat, welche den Zusammenhalt des ganzen Querschnittes bis zum Bruch zur Folge hat.

Es ergab sich die weitere Aufgabe, jene Form der beiden Armaturen zu ermitteln, durch welche

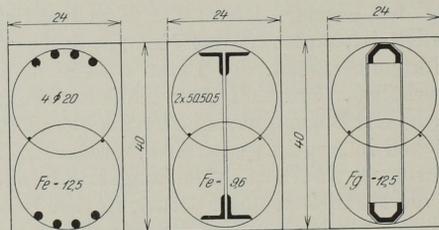


Abb. 3

Abb. 4

Abb. 5

Bewehrung mit	St 37	Si St	St 37	Si St	Gußeisen
Bruchlast in t	222	210	237	270	269

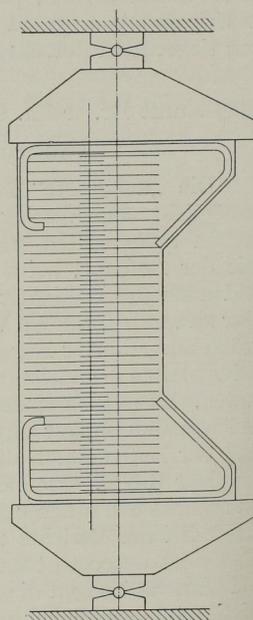


Abb. 6

auch die Mitwirkung der Längseisen sichergestellt erscheint. Dies geschah durch die in den Abb. 3 bis 5 dargestellten Versuche, bei denen man von der gewöhnlichen Verbügelung als dazu untauglich abgesehen und nunmehr Umschnürungen angewendet hat. Die Versuche wurden mit Längseisen von zweierlei Stahl ausgeführt, um zu ermitteln, ob sich der Unterschied in der Stahlqualität in der Bruchlast Geltung verschafft. Nachdem die Abmessungen soweit gleiche

sind, so geben die unter den Abb. 3 bis 5 angeschriebenen Bruchlasten bereits eine Übersicht über das erzielte Ergebnis. Wir sehen, daß bei der Rundeisenarmierung mit St. 37 (Fließgrenze bei 2100 kg/qcm) die Bruchlast 222 t, bei St. 48 (Fließgrenze bei 3000 kg/qcm) aber 210 t betragen hat, so zwar, daß das bessere Eisen eine geringe Bruchlast ergab. Es ist dies ein Beweis der Unzuverlässigkeit der Rundeisenarmierung, welche selbst durch die Umschnürung nicht ganz aufgehoben wird, weil die Rundeisen längst der Umschnürung ausweichen. Bei den Versuchen mit knicksteifen Querschnitten (Abb. 4), die etwas kleiner waren wie die Rundeisen, erhalten wir mit St. 37 eine Bruchlast von 237 t und mit St. 48 eine solche von 270 t. Der Zuwachs an Festigkeit entspricht hinreichend genau dem Qualitätsunterschied im Stahl. Die Abb. 5 zeigt auch einen Versuch mit Gußeisen und 269 t Bruchlast.

Die Versuche mit exzentrischen Lasten haben die Ergebnisse mit zentrischen Lasten bestätigt, wobei sich bekanntlich die Randspannung auf Biegung des Betons erhöht, abhängig von der Form des Querschnittes und der Größe der Exzentrizität. Um diese Variation auszuschneiden, wurden alle Versuche mit der gleichen Exzentrizität von 8 cm ausgeführt (Abb. 6), entsprechend der maximalen Ausweichung beim Bogen. Zur Kennzeichnung der Steigerung der Biegungsspannung auf Druck

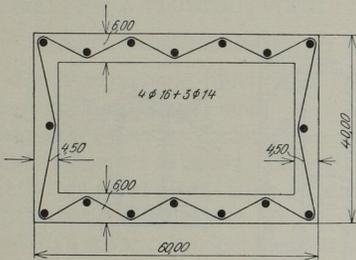


Abb. 7

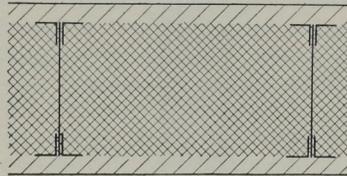


Abb. 8

dienen die folgenden Zahlen. Wenn wir annehmen, daß die Druckfestigkeit am Rande des Betons gleich seiner zentrischen Eigenfestigkeit wäre, so müßte durch diese Exzentrizität von 8 cm bereits ein Abfall von $1/2,2 = 0,48$ eintreten. Wenn wir weiterhin annehmen, daß beim Bruch die Schale abfällt, so müßte dieser Abfall sich auf $1/2,74 = 0,37$, also auf $3/4$ wie vorangehend erniedrigen. Bei unseren Versuchen mit gewöhnlichem Beton ergab sich aber anstatt der erwarteten Verminderung von 93 t zentrisch auf 45 t exzentrisch eine Bruchlast von 74 t, eine Erhöhung von 64%. Bei Versuchen mit umschnürtem Körper ohne Längsarmierung hätte also noch ein größerer Abfall wegen des Abbrechens der Schalen stattfinden sollen. Dagegen ergab sich anstatt dem rechnermäßigen Abfall von 118 t auf 54 t eine Erhöhung der Bruchlast auf 110 t, also eine noch viel größere Erhöhung von 104%, also um 40% mehr anstatt um 23% weniger als ohne Umschnürung. Unsere Anschauungen verlangen also noch eine Richtigstellung über die Wirkung der Umschnürung bei exzentrischem Druck. Ähnliche Ergebnisse zeigten die exzentrischen Versuche mit Längsarmierung. Obwohl der Umfang der Versuche ein für die Größe der Aufgabe kleiner genannt werden muß, so lassen sich doch bereits einige Gesichtspunkte als hinreichend geklärt bezeichnen.

1. Eine leichte Umschnürung der Bogenrippen erlaubt ihre Tragkraft soweit sicherzustellen, daß wir der Rechnung den gesamten Betonquerschnitt mit der Schale zugrunde legen können.

2. Die Umschnürung ermöglicht eine volle Ausnutzung der Tragkraft steifer Profile als Längseisen.

3. Es erscheint insbesondere möglich, auf diese Weise die Druckfestigkeit vom hochwertigen Stahl auszunützen.

Durch diese Regel wird ein Bindeglied zwischen dem reinen Eisenbau und dem gewöhnlichen Eisenbeton geschaffen, und kommt insbesondere bei weiten Spannweiten der Gebrauch von steifen Armierungen in Frage, welche auch zur Ersparung der Rüstungen herangezogen werden können.

Bei den neueren Bogenbrücken wurden zwei Wege eingeschlagen, um einen tragfähigen Querschnitt bei weiterer Verminderung des Eigengewichtes der Bogenrippen zu erzielen. Die eine besonders in Frankreich ausgebildete Form bestand in einer Ausdehnung in der Mitte des Bogenquerschnittes, sei es als Kastenform oder Fachwerk. Seine leichte Armatur spielt bei der Beurteilung der Tragfähigkeit dieser Bögen keine Rolle, es wäre denn, daß sie durch eine vorzeitige Sprengung die Wirkung des Querschnittes herabmindert. Einen Parallelversuch dieser Art zu Abb. 3 zeigt Abb. 7. Mangels ausführlicher Versuche auf diesem Gebiete sei erwähnt, daß manche dieser Kastenwände zu schlank dimensioniert sind, um eine verlässliche statische Mitarbeit erwarten zu lassen. Der andere eingeschlagene Weg bedient sich einer kräftigen Längsarmierung. Um ihre Zusammenarbeit mit der Betonhülle sicherzustellen, genügt der gewöhnliche Eisenbeton nicht. Ein im

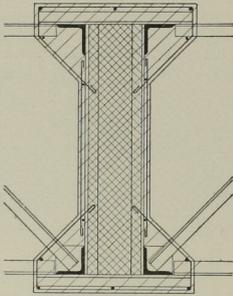


Abb. 9

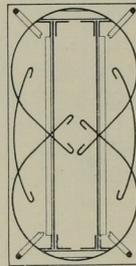


Abb. 10

Heft III der Berichte des österr. Eisenbetonausschusses ausgeführter Versuch zeigt, daß eine Gußeisensäule von 209 t Tragfähigkeit durch eine Umschnürung auf 267 bzw. 233 t erhöht werden kann, daß aber eine Ummantelung in Eisenbeton bei Gußeisen sogar einen Verlust an Tragfähigkeit bis 143 t bedeutet. Bei dieser Last wird der Zusammenhang der beiden Baustoffe gestört, die Last plötzlich auf das Gußeisen übertragen und so vorzeitig zum Bruch gebracht, wie dies bei dem spröden Baustoff verständlich ist, der durch die Umschnürung ebenso wie der Beton die Sprödigkeit verliert. An der Hand dieser Versuche wird an ausgeführten Verstärkungen von Gußeisenbrücken gezeigt, wie man diesbezüglich vorgehen soll und welche Fehler gemacht wurden. Doch selbst wenn eine solche Verminderung nicht eintritt, so ist zu bedenken, daß die rechnerische Einbeziehung von Eisenbetonhüllen aus gewöhnlichem Eisenbeton etwas sehr Fragwürdiges ist. Es scheint dies insbesondere, wenn diese Methode bei Neubauten angewendet wird, wobei man sich der unberechtigten Bezeichnung bedient, diese Anwendung als System „Melan“ anzusprechen. Die von Prof. MELAN vorgeschlagene Anwendung zeigt Abb. 8. Der zwischen den Flanschen eines I-Trägers eingeschlossene Betonbogen zeigt eine hinreichende Zusammenarbeit bis zum Bruch. Ganz anders liegen die Verhältnisse bei den Abwendungen in Abb. 9, bei welchen höchstens der zwischen den Eisenträgern eingeschlossene Teil des Betons dauernd als mittragend anzunehmen ist. Vorsichtigerweise sollte man für die Bruchlast nur die Tragfähigkeit der Eisen-

träger allein in Betracht ziehen. Beim Versagen des Betons und bei den heute üblichen geringen Sicherheiten ergibt sich da ein bedenklicher Festigkeitsabfall. Zur Bestimmung der Sicherheit sollte man die zulässig erklärte Last bezogen auf die ganze Betonhülle mit der Bruchlast vergleichen, bei welcher die Betonhülle nicht mitwirkt.

Um die Mitwirkung der schweren Eisenquerschnitte zu sichern, bedarf es einer Umschnürung, mittels welcher der Beton in verlässlicher Weise (Abb. 10) an die Eisenträger befestigt ist, durch welche die Querverbindung des Betons vermindert und die Ausquickung der Eisen hintangehalten erscheint. Diese Zusammenarbeit zwischen Eisentragwerk und Betonquerschnitt wurde durch eine große Anzahl von zentrischen und exzentrischen Versuchen ermittelt. Die Umschnürung hat dabei keinesfalls die im Säulenbau übliche Aufgabe, die Festigkeit des Betons zu erhöhen, sie soll einerseits die Tragkraft und Rißfreiheit des Betons, anderseits die Mitarbeit der Längseisen aus hochwertigem Stahl gewährleisten. Es erscheint damit der Weg angegeben, wie man in verlässlicher Weise die Zusammenarbeit der beiden Bogenbaustoffe, Stahl und Beton, bis zum Bruch bei voller Ausnutzung ihrer Druckfestigkeiten erreichen kann.

Dr. Ing. FRANZ VISINTINI, Wien:

Neuere Ausführungen im Eisenbetonfachwerk „System Visintini“

Der Vortragende führte eine größere Anzahl Bilder von Brücken vor, die nach seinem System gebaut sind. In seinen einleitenden Worten sprach er davon, daß gerade der deutsche Techniker in der Nachkriegszeit bestrebt sein mußte, möglichst wirtschaftlich zu arbeiten. Obwohl bereits das Fachwerk den Mindestaufwand an Material gewährleistet, habe er die gezogenen Füllstäbe und besonders die Zuggurturen noch schlanker als üblich gehalten, um an Masse und damit an Eigengewicht zu sparen. Freilich mußten dafür eine erhöhte Betonzugspannung und für das bewaffnete Auge wahrnehmbare Risse in Kauf genommen werden. Letzterem Nachteil werde aber nach völligem Erhärten des Betons und nach stattgehabter Belastungsprobe wirksam durch Verkieselung der Betonoberfläche entgegengetreten.

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

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

Ausführungen nach System VISINTINI¹ finden sich außer in Österreich auch in Deutschland, Amerika und Rußland; vor dem Kriege wurden solche Brücken auch von der Kolonialregierung in Deutsch-Ostafrika mit Erfolg eingeführt.

¹ Abbildungen mehrerer dieser Ausführungen (Straßenbrücken) finden sich in einem in „Bauingenieur“, H. 9/10 d. J. erschienenen Aufsätze.

Der Vortragende wies auf die Schwierigkeiten hin, welchen die Einführung des Eisenbetontragwerkes begegnete, und zitierte schließlich das folgende Urteil Prof. Dr. SALIGERS: „Für den Eisenbeton hielt man das Fachwerk lange Zeit als ungeeignet und nahm sich auch nicht die Mühe, seine Anwendung zu versuchen. Der Grund hierfür liegt, wie die großartigen Erfolge beweisen, nicht in der Untauglichkeit des steinähnlichen Materials für gegliederte Konstruktionen, sondern in der durch die massiven Steinkonstruktionen beeinflussten Psychologie des menschlichen Geistes, welchem die Verfeinerung eines solchen Baustoffes zu Gitterstäben widerstrebte. Dem mutigen Gedanken des Ingenieurs VISINTINI und seiner Bewunderungswürdigen zähen Ausdauer in der Durchsetzung seiner gesunden Idee verdankt die Fachwelt den Bruch des alten Vorurteils und die Schaffung des Fachwerkträgers aus Eisenbeton.“

Prof. Dr. Ing. FRITSCH, Prag:

Zur Frage der teilweisen Anhängung bei steif bewehrten Gewölben¹

Nach einem Hinweis auf die Wichtigkeit dieser Frage bei der Bauweise MELAN und einer Skizzierung des derzeitigen Standes derselben wird ein Verfahren zur Erzielung einer teilweisen Anhängung besprochen, das der Vortragende gelegentlich der Verfassung eines Wettbewerbsentwurfes für die Überbrückung des Nuslertales in Prag ausgearbeitet hat. Es besteht im wesentlichen in der Benützung eines hölzernen Entlastungsbogens, der mit den steifen Bewehrungsbögen zur gemeinsamen Verformung gebracht wird und der durch geeignete Maßnahmen, die eine gewisse Ähnlichkeit mit dem Gewölbe-Expansionsverfahren von FÄRBER-FREYSSINET haben, zum Tragen eines bestimmten Teiles des Wölbgewichtes herangezogen werden soll; durch das Ausrüsten wird dieser Teil in den fertigen Eisenbetonbogen geleitet und so durch das Eintragen der großen Längskraft in diesem das Auftreten sonst unvermeidlicher größerer Biegunszugspannungen verhindert.

Professor Dr. Ing. R. SALIGER, Wien:

Versuche mit umschnürten Gußeisenbetonsäulen, ausgeführt durch die Technische Versuchsanstalt der Technischen Hochschule in Wien

a) *Versuchsprogramm*

Umschnürte Gußeisenbetonsäulen sind bisher nach verschiedenen Bauarten ausgeführt worden. Gemeinsam ist ihnen die Anordnung eines Kerns aus Gußeisen, der mit einer in Beton eingebetteten Umschnürung ummantelt ist. Die ursprüngliche Form des Gußeisenkerns, die sich aus dem erstmaligen Zweck ergab, ist die Gußeisensäule mit kreisringförmigem Querschnitt. Aus baulichen Gründen ist diese Form ersetzt worden durch einzelne voneinander unabhängige Stäbe aus Gußeisen, die an der Baustelle verlegt und umschnürt wurden. Einen erheblichen Fortschritt hinsichtlich der Zuverlässigkeit des Gußeisenkerns und der Umschnürung stellt eine von Dr. BRUNO BAUER herrührende Gestaltung dar, welche einen aus einem Gußeisengerippe bestehenden Kern verwendet, der vor dem Einbau maschinell umschnürt wird. Diese umschnürten Gußeisenkerne werden auf der Baustelle einbetoniert und gewährleisten nicht nur eine größere Genauigkeit der Herstellung, sondern auch wirtschaftliche Vorteile.

Um die Tragkraft so hergestellter Druckkörper, die sowohl im Hochbau wie im Bogenbrückenbau Anwendung finden, zu erforschen, hat der Berichterstatter

¹ Der vollständige Vortrag ist in der Zeitschrift „Der Bauingenieur“, H. 2, Jahrg. 1929, erschienen.

unter Benützung des von Dr. FRITZ EMPERGER gesammelten Versuchsmaterials ein Versuchsprogramm aufgestellt, das die einschlägigen Fragen zur Beantwortung bringen soll.

Das Versuchsprogramm umfaßte 44 Säulen, darunter 4 Betonsäulen ohne Bewehrung und 4 Säulen aus umschnürtem Beton zu Vergleichszwecken. Außerdem wurden 4 Säulen (Nr. 7c, d und Nr. 9c, d) an der tschechischen Technischen Hochschule in Prag betoniert und geprüft.

Die Versuche sollten dartun, welchen Einfluß der quadratische und der Kreisquerschnitt auf die Tragfähigkeit der Säulen besitzen, ferner wie weit die Festigkeiten des Gußeisens und des Betons ausnützbar sind und welche Wirkung verschieden starke Umwehrungen besitzen. Es sind immer je zwei gleiche Säulen her-

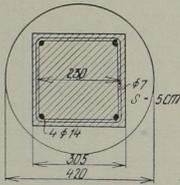


Abb. 1. Querschnitt der Säulen Nr. 3

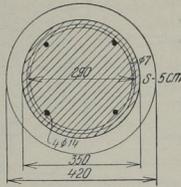


Abb. 2. Querschnitt der Säulen Nr. 4

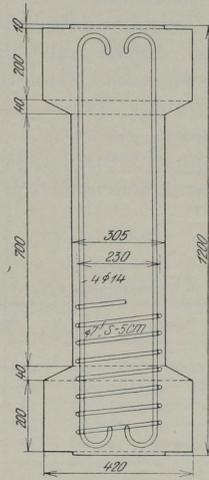


Abb. 3. Bewehrung der Säulen Nr. 3

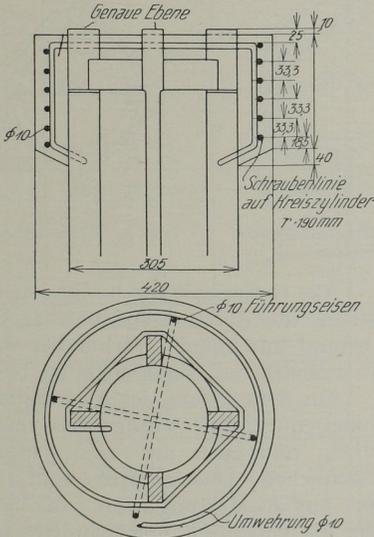


Abb. 4. Ausbildung der Säulenköpfe

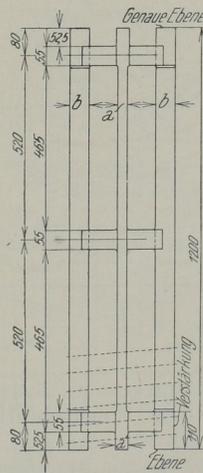


Abb. 5. Gußeisenkern

gestellt worden und zur Erprobung gelangt. Von den 36 umschnürten Gußeisenbetonsäulen hatten 18 Säulen Geviertquerschnitt mit 30 cm Kantenlänge und 18 Säulen Kreisquerschnitt (in der Ausführung 24eckig) von 35 cm Durchmesser. Die Säulenlänge betrug bei 30 Säulen 120 cm, bei 6 Säulen 276 cm. Die große Säulen-

länge bezweckte die Erforschung des Abfalls der Tragkraft mit wachsender Höhe. Die Köpfe aller Säulen einschließlich jener aus Beton und umschnürtem Beton wurden mit einem Eisengerippe bewehrt und besaßen einen um 12 cm größeren Durchmesser als die Schäfte. Die Höhe der Säulenköpfe betrug 25 cm, so daß die reine Schaftlänge bei den kurzen Säulen noch 70 cm betrug. Diese Anordnung hat sich bei allen Säulen bewährt, da der Bruch überall im Schaft eingetreten ist. Die Lastübertragung erfolgte bei den Säulen aus Beton und umschnürtem Beton in einer Fläche, welche dem Schaftquerschnitt gleich ist, bei den umschnürten Gußeisensäulen durch unmittelbare Belastung der an den Köpfen verstärkten Gußeisenlamellen mittels besonders harter Stahlplatten.

Abmessungen zur Abb. 6

Form	a _{mm}	b _{mm}	d _{mm}	L _{mm}
A	14—16	55—57	300—308	1200
B	26—32	55—65	300—308	1200
B'	26—32	55—65	300—308	2760
C	37—49	54—62	300—308	1200
C'	37—49	54—62	300—308	2760

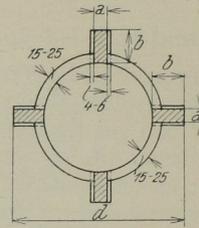


Abb. 6. Querschnitt des Gußeisens nach Abb. 5

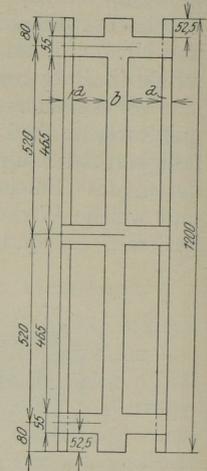


Abb. 7. Gußeisenkerne der Säulen Nr. 21 und 22

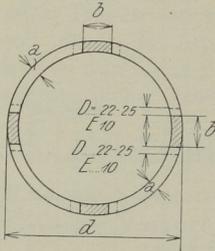


Abb. 8. Querschnitt der Gußeisenkerne nach Abb. 7

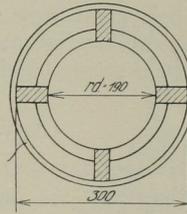


Abb. 9. Geviertumschnürung der Gußeisenkerne

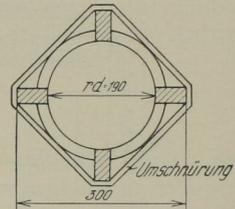


Abb. 10. Kreisumschnürung

Abmessungen zur Abb. 8

Form	a _{mm}	b _{mm}	d _{mm}	L _{mm}
D	12—15	57—60	300	1200
E	25—30	58—61	300	1200

Alle Gußeisenkerne bestanden aus 4 Lamellen, die durch Gußeisenringe in 4 cm Abstand miteinander verbunden waren und ein einheitliches Gußeisengerüst bildeten.

Zur Erforschung der Ausnützbarkeit der Gußeisenfestigkeit wurden drei verschiedene

Querschnittstärken in Aussicht genommen, und zwar mit 28,6 qcm, 57,2 qcm und 85,8 qcm Querschnitt. Die tatsächlichen Querschnitte sind aus der Tafel I ersichtlich. Sie sind als Mittelwert aus 20 Messungen an jeder Säule festgestellt. Sie waren durchwegs größer als die geplanten Querschnitte, und zwar bei den schwachen Gußeisenlamellen bis 20%, bei den mittelstarken bis 18% und bei den starken bis 17%. Der tatsächliche Gußeisenbewehrungsanteil an dem durch die Umschnürung umgrenzten Kernquerschnitt beträgt 4,6 bis 15,3%. Die Anordnung der Lamellen erfolgte bei der Mehrzahl der Säulen radial, so daß die kleinere Abmessung der Gußeisenlamelle am Umfang der Umschnürung lag. Bei vier Säulen wurden die Lamellen tangential angeordnet.

Tafel I
Tatsächliche Abmessungen der Versuchssäulen

Nr.	Stoff	Länge in cm	Äußerer Querschnitt cm	Kernquerschnitt F_k qcm	Längsbewehrung		Umschnürung					
					Form	F_e bezw. F_g qcm	$\mu = \frac{F_g}{F_k}$ in %	Dicke mm	Ganghöhe s cm	Länge einer Windung u cm	$F_s = \frac{F_1 \cdot u}{s}$ qcm	$\mu_s = \frac{F_s}{F_k}$ in %
1	Gußbeton	120	Geviert 30,5 · 30,5	—	—	—	—	—	—	—	—	
2		120	Rund 35	—	—	—	—	—	—	—	—	
3	Umschnürter Beton	120	Geviert 30,5 · 30,5	$23^2 = 529$	—	$4 \cdot 14 = 6,16$	1,2	7,0	5,0	92,0	7,0	1,3
4		120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 29^2}{4} = 660$	—	$4 \cdot 14 = 6,16$	0,9	7,0	5,0	91,0	6,9	1,1
5	Umschnürter Gußeisenbeton	120	Geviert 30,5 · 30,5	$23^2 = 529$	A	33,7	6,7	6,8	4,7	92,0	7,1	1,3
6		120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 30,9^2}{4} = 750$	A	34,4	4,6	6,8	4,7	97,0	7,5	1,0
7	Umschnürter Gußeisenbeton	120	Geviert 30,5 · 30,5	$23,9^2 = 572$	B	65,7	11,5	5,0	4,8	95,6	4,0	0,7
8		120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 31,1^2}{4} = 760$	B	66,7	8,8	5,0	4,8	97,7	4,1	0,5
9	Umschnürter Gußeisenbeton	120	Geviert 30,5 · 30,5	$24,0^2 = 576$	B	67,6	11,7	6,8	4,8	96,0	7,3	1,3
10		120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 31,1^2}{4} = 760$	B	66,3	8,7	6,8	4,8	97,7	7,4	1,0
11		120	—	—	B	66,2	—	6,8	10,0	96,0	3,4	—
12	Umschnürter Gußeisenbeton	120	Geviert 30,5 · 30,5	$24,0^2 = 576$	B	67,5	11,7	6,8	2,5	96,0	14,0	2,4
13		276	Geviert 30,5 · 30,5	$24,0^2 = 576$	B'	63,2	11,0	6,8	2,3	96,0	15,2	2,6
14		120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 31,3^2}{4} = 770$	B	66,4	8,6	6,8	2,5	98,4	14,3	1,9
15	Umschnürter Gußeisenbeton	120	Geviert 30,5 · 30,5	$24,6^2 = 605$	B	65,2	10,8	10,0	2,6	98,4	29,9	4,9
16		276	Geviert 30,5 · 30,5	$24,3^2 = 590$	B'	64,5	10,9	10,0	2,6	97,2	29,6	5,0
17		120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 31,6^2}{4} = 785$	B	67,5	8,6	10,0	2,5	99,2	31,4	4,0
18	Umschnürter Gußeisenbeton	120	Geviert 30,5 · 30,5	$25,6^2 = 655$	C	100,2	15,3	10,0	4,8	102,4	16,8	2,6
19		276	Geviert 30,5 · 30,5	$25,2^2 = 635$	C'	94,5	14,9	10,0	4,9	100,8	16,3	2,6
20		120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 31,6^2}{4} = 785$	C	98,9	12,6	10,0	4,9	99,2	16,0	2,0
21	Umschnürter Gußeisenbeton	120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 30,7^2}{4} = 740$	D	31,3	4,2	6,8	5,0	96,5	7,0	0,9
22		120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 30,7^2}{4} = 740$	E	63,1	8,5	6,8	2,5	96,5	14,1	1,9

Die Umschnürung war bei einem Teil der Säulen quadratisch, beim anderen kreisförmig, in allen Fällen eine fortlaufende Schraubenlinie über die ganze Länge des Gußeisenkerns. Die Ganghöhe der Umschnürung betrug 5 cm und 2,5 cm, die Umschnürungsstärke war 5, 7 und 10 mm. Die Unterschiede der Ausführung gegen die Planung sind aus der Tafel I erkennbar. Der Umschnürungsanteil schwankte

von 0,5 bis 5%. Bei dem Säulenpaar 11 a, b war eine Verbindung der quadratischen und kreisförmigen Umwehrung mit einem Wellblechmantel in Aussicht genommen, doch wurden diese Säulen wegen Schwierigkeiten in der Herstellung aus dem Versuchsprogramm vorläufig ausgeschieden.

Die Einzelheiten der Abmessungen der Gußeisenkerne und der Umschnürungen sowie die Ausbildung der Köpfe sind aus den Abb. 1 bis 10 ersichtlich. Die Gußeisenkörper einschließlich der maschinell aufgewickelten Umschnürung sind von der Tannwalder Maschinenfabrik in Tannwald in Böhmen geliefert.

b) Herstellung der Säulen

Die zur Betonierung gelangten 42 Säulen wurden in zwei Reihen a und b von je 21 Stück am 6. März, bzw. 16. März 1928 von der Betonbauunternehmung PITTEL & BRAUSEWETTER im Versuchsraum der Technischen Hochschule ausgeführt. Da der Versuchszweck nur gelingen konnte, wenn bei allen Säulen möglichst übereinstimmende Betonfestigkeit erreicht wird, wurde auf die Gleichmäßigkeit des Zuschlagmaterials und die Höhe des Wasserzusatzes größtes Gewicht gelegt. Letzterer wurde mit dem in Aussicht genommenen Zuschlagmaterial und Zement durch Setzproben vorher bestimmt und bei allen Säulen eingehalten, soweit nicht Änderungen im Feuchtigkeitsgehalt des Sandkieses kleine Abweichungen notwendig machten.

Aus dem angelieferten Donausandbaggerungsmaterial wurden drei Körnungen ausgesiebt, 0 bis 3 mm, 3 bis 10 mm und 10 bis 25 mm, deren Zusammenfüzung so gewählt wurde, daß ein dichter Beton zu erwarten war. Damit ergab sich die Mischung 1 Raumteil 0 bis 3 mm, 1,8 Raumteile 3 bis 10 mm und 1 Raumteil 10 bis 25 mm Korngröße. Diese 3,8 Raumteile ergaben einzeln gemessen zusammen 100 l. Eine Füllung der Mischmaschine bestand demnach aus 26,11 Feinsand, 47,81 Mittelsand und 26,11 groben Sandkies, wozu 30 kg Portlandzement und 15,7 l Wasser kamen.

Die Mischung der Korngrößen ergab eine Raumabnahme von 17,3% und beim Festrütteln eine Raumverminderung von 24%. Beim fortschreitenden Austrocknen des Sandkieses mußte die Wassermenge von 15,7 auf 15,91 je Mische vermehrt werden.

Zu den beiden Reihen a und b und den zugehörigen Probewürfeln und Probekörpern wurden 82 Mischungen mit zusammen 8,2 cbm Sandkies und 2460 kg Zement verwendet, die 6,37 cbm Beton ergaben. Hieraus berechnet sich eine Ausbeute von 0,62; 1 cbm Beton enthält 390 kg Zement.

Während der Herstellung der Versuchsreihe a betrug die Luftfeuchtigkeit 45 bis 41%, die Temperatur des Raumes in 1,2 m Höhe über dem Boden 15 bis 16°. Bei der Herstellung der Versuchsreihe b betrug die Feuchtigkeit 45 bis 47% und die Temperatur der Luft 23°. Jede der beiden Säulenreihen wurde innerhalb 7 Stunden ausgeführt. Alle Schalungen bestanden aus gehobelten Holzbohlen und wurden auf kräftige Fußplatten aufgestellt.

Gleichzeitig mit den Säulen wurden bei jeder Versuchsreihe, gleichmäßig verteilt auf die ganze Herstellungszeit, 32 Würfel mit 20 cm Kantenlänge und 25 nicht bewehrte Biegebalken mit 6.6 cm Querschnitt und 50 cm Länge hergestellt. Ein Teil dieser Probekörper diente zur Feststellung des Fortschreitens der Betonfestigkeit, um jenen Zeitpunkt für die Versuchsdurchführung wählen zu können, in dem die Würfel festigkeit etwa 200 kg/qcm betragen wird. Der restliche Teil dieser Probekörper wurde gleichzeitig mit der Säulenprüfung gebrochen.

Ein bis zwei Tage nach der Betonierung erfolgte die Entschalung der Probewürfel und Biegebalken, drei bis vier Tage nach der Säulenbetonierung deren Entschalung und nach weiteren zwei Tagen die Abnahme der Säulen von den Schalungsgrundplatten.

c) Durchführung der Versuche

Die Erprobung des Gußeisens erfolgte teils an Probestäben, die von der Gießerei gleichzeitig mit den Gußeisengerippen hergestellt worden waren, teils an Probestücken, die aus den Säulen nach deren Bruchbelastung herausgeschnitten sind. An den erstgenannten vier Proben ergaben sich Druckfestigkeiten von 78 bis 81 kg/qmm, im Mittel 80,0 kg/qmm. Die Zugfestigkeit wurde mit 12,8 bis 16,3, im Mittel zu 14,5 kg/qmm festgestellt. Die Biegefestigkeit ergab sich zu 32,7 bis 34,1, im Mittel zu 33,4 kg/qmm. Aus den bis zum Bruch belastet gewesenen Säulen 7 a und b, 18 a und 11 a und b wurden Zylinder von 25 mm Dicke herausgeschnitten und deren Festigkeit mit 65 bis 85, im Mittel 75,6 kg/qmm ermittelt. Die Gußeisenkerne der Säulen waren in der Gießerei im laufenden Betrieb und ohne eine andere Sorgfalt, als die übliche hergestellt. Bei Erprobung der Säulen hat sich gezeigt, daß einzelne fehlerhafte Stellen mit Schlackeneinschlüssen vorhanden waren, an denen der Bruch der Lamellen erfolgt ist. Die zwei quadratisch umschnürten Gußkörper, welche für die

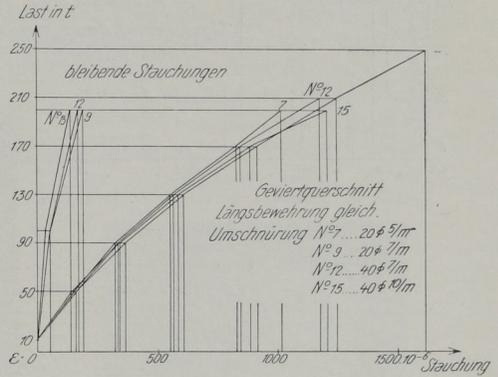


Abb. 11. Stauchung der Säulen Nr. 7, 9, 12 und 15

Säulen 11 a und b bestimmt waren, aber aus den früher genannten Gründen nicht einbetoniert wurden, gelangten zur Erprobung und ergaben Bruchlasten von 198 und 203 t. Dies entspricht einer Druckfestigkeit des Gußeisengerippes von 30,3 kg/qmm im Mittel.

Die Erprobung des Umschnürungseisens von 5, 7 und 10 mm Stärke erwies Streckgrenzen von 25,7 bis 32,5, im Mittel 29,5 kg/qmm, Zugfestigkeiten von 37,4 bis 43,4, im Mittel 41,4 kg/qmm. Die Bruchdehnung auf eine Meßlänge, die gleich ist der zehnfachen Eisendicke, schwankte von 20,0 bis 31,5% und betrug im Mittel 25,2%. Die Einschnürung war 66 bis 71, im Mittel 68,3%.

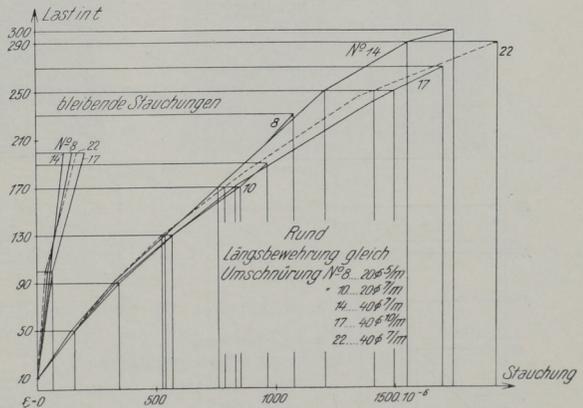


Abb. 12. Stauchung der Säulen Nr. 8, 10, 14, 17 und 22

Von den in jeder der Versuchsreihen a und b hergestellten Würfeln und Biegebalken wurden mehrere Probekörper acht Tage nach der Herstellung geprüft. Die Würfel- und Biegebalkenfestigkeit hatte sich in der Reihe a mit 164 kg/qcm, in der Reihe b mit 155 kg/qcm ergeben. Die Hauptproben erfolgten zu gleicher Zeit mit den Säulerversuchen, 14 bis 16 Tage nach der Herstellung. Sie erwiesen in der Versuchsreihe a im Mittel aus 29 Würfeln 208 kg/qcm mit Schwankungen der Einzelwerte von -11 bis +14%. Die Biegebalken dieser Versuchsreihe zeigten eine Biegezugfestigkeit von 28,7 kg/qcm aus 23 Versuchen bei Schwankungen von -11 bis +7%. In der Versuchsreihe b standen 26 Würfeln zur Verfügung, die gleichzeitig mit den Säulen gedrückt wurden. Die Würfel- und Biegebalkenfestigkeit betrug 202 kg/qcm mit Schwankungen der

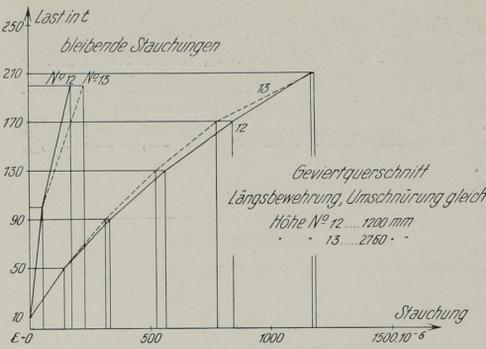


Abb. 13. Stauchung der Säulen Nr. 12 und 13

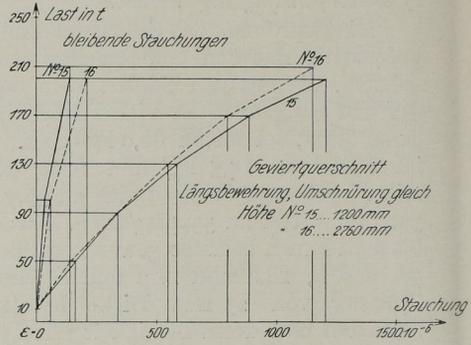


Abb. 14. Stauchung der Säulen Nr. 15 und 16

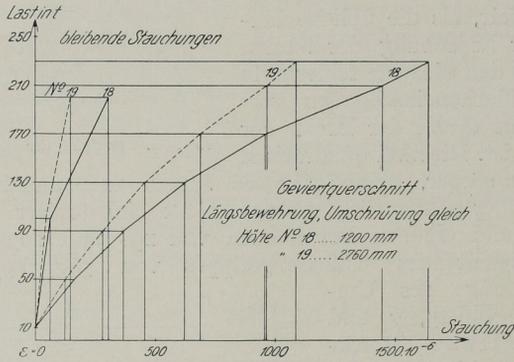


Abb. 15. Stauchung der Säulen Nr. 18 und 19

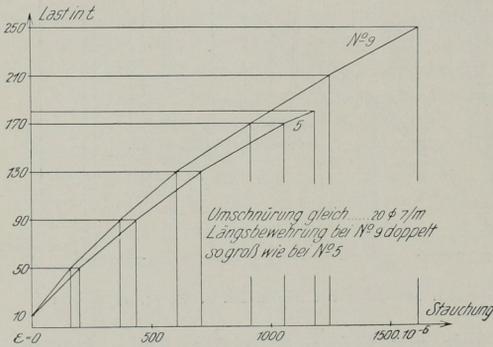


Abb. 16. Stauchung der Säulen Nr. 5 und 9

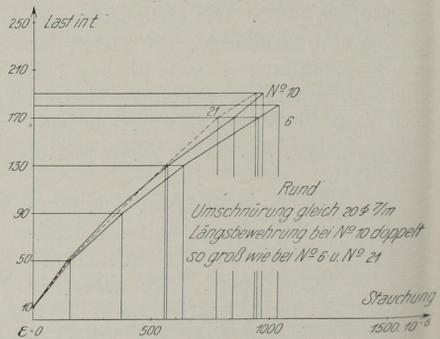


Abb. 17. Stauchung der Säulen Nr. 6 und 10

Einzelwerte von -12 bis $+10\%$. Aus 23 Biegebalken ergab sich eine Biegezugfestigkeit von $28,8$ kg/qcm mit Schwankungen der Einzelwerte von -5 bis $+14\%$. Im Mittel aus allen 55 Würferversuchen ergab sich eine Druckfestigkeit des Betons von 205 kg/qcm und aus den Biegebalken eine Biegezugfestigkeit von $28,8$ kg/qcm. Das Verhältnis der Würfelfestigkeit zur Biegezugfestigkeit beträgt sonach $7,1$.

Die aus der Erprobung der Säulen ohne Gußeisenbewehrung festgestellte Prismenfestigkeit des Betons schwankte von 129 bis 156 kg/qcm und betrug im Mittel 142 kg. Das Verhältnis der Prismenfestigkeit zur Würfelfestigkeit beträgt daher in vorliegendem Falle 0,70.

Die Erprobung der Säulen wurde in der 800 t-Presse der Technischen Hochschule vorgenommen. Die Bruchlasten schwankten von 105 bis 638 t. Beobachtet wurden die Stauchungen, die Querdehnungen, die ersten Risse und die höchsten Lasten. Die Stauchungen wurden an vier einander paarweise gegenüberliegenden Stellen des Schaftes mit 400 mm Meßlänge festgestellt, so daß die nicht ganz vermeidbaren Ausmitten des Kraftangriffes ohne nennenswerten Einfluß auf die gesamte Verkürzung der Säulen blieben. Die Messung der Querdehnungen, die ebenso wie jene der Längsverkürzungen an der

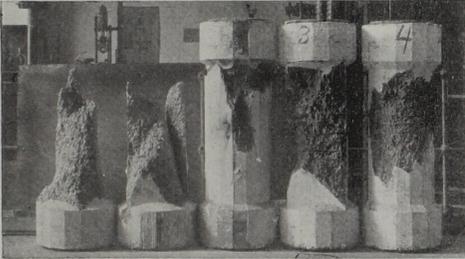


Abb. 18

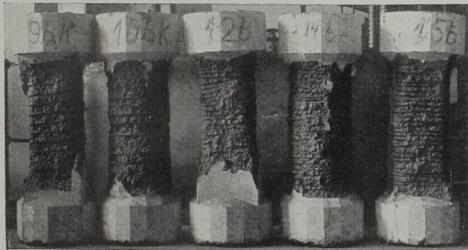


Abb. 19

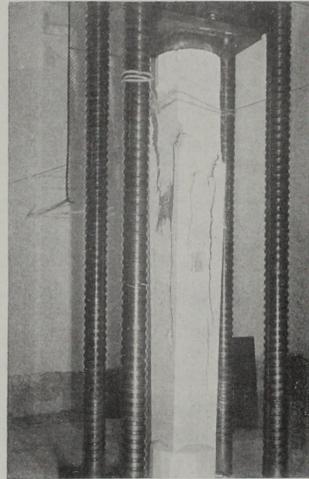


Abb. 20

Oberfläche des Schaftes erfolgt sind, zeigte so geringe und größtenteils auch unzuverlässige Werte, daß diese Beobachtungen nur bei den ersten Säulen durchgeführt wurden.

Die Laststeigerung geschah in Stufen von 10 zu 10 t, bei denen auch die Stauchungsmessungen vorgenommen sind. In den Abb. 11 bis 17 sind die Stauchungen bei Laststufen von 40 t dargestellt. Die Entlastung erfolgte in Stufen von 50 bis 100 t, bei denen die bleibenden Formänderungen gemessen sind.

Die Brucherscheinungen aller gußeisenumschürzten Betonsäulen sind im wesentlichen die gleichen. Sie beginnen mit der Bildung feiner Risse in der Schale, die schließlich zum vollständigen Abfallen des außerhalb der Umschnürung liegenden Betonmantels führt. Je stärker die Gußeisenbewehrung ist, desto früher beginnen diese äußeren Zerstörungerscheinungen, teilweise schon bei der halben Bruchlast. Der Bruch selbst erfolgte beinahe in allen Säulen durch Zerstörung der Gußeisenlamellen, die einknickten und in vielen Fällen als Folgeerscheinung die Umschnürung zerrissen (Abb. 18 bis 20).

Die langen Säulen erwiesen gegenüber den kurzen Säulen mit gleichem Querschnitt und gleicher Bewehrung einen Abfall an Festigkeit.

Tafel 2
Riß- und Höchstlasten der Säulen

	Säule	Rißlast einzeln in t	Höchstlasten			Bruchursache	Berechnete Bruchlast		Anmerkung
			einzeln in t	Mittel in t	Schwankung in %		in t	Abweichung d. Versuchsmittelwertes in %	
Überbelehrt	1 a b	90,120	105,130	—	—	—	—	} $\sigma_d = 142 \text{ kg/qcm}$ i. M.	
	2 a b	124,000	124,150	137,0	$\pm 9,5$	—	—		
Umschnürring	3 a b	140,140	149,140	144,5	$\pm 3,1$	—	—	—	
	4 a b	140,140	140,163	151,5	$\pm 7,6$	—	—	—	
Geviertquerschnitt	5 a b	190,180	238,258	248,0	$\pm 4,0$	Lamelle gebrochen	257	+ 3,8	—
	7 a b	200,180	405,403	404,0	$\pm 0,2$	Lamelle gebrochen a Gußfehler b Umschnürring zerrissen	402	— 0,4	—
	9 a b	210,200	408,426	417,0	$\pm 2,2$	Lamelle gebrochen	422	+ 1,3	—
	12 a b	200,190	425,454	439,5	$\pm 3,3$	Lamelle gebrochen	445	+ 1,4	—
	13 a b	220,240	380,358	369,0	$\pm 3,0$	Lamelle gebrochen und Ausknickung	429	+ 14,1	Abminderung infolge großer Höhe
	15 a b	230,240	490,514	502,0	$\pm 2,4$	Lamelle gebrochen	497	— 1,0	—
	16 a b	270,210	400,417	408,5	$\pm 2,1$	Ausknickung	490	+ 16,7	Abminderung infolge großer Höhe
	18 a b	270,230	526,574	550,0	$\pm 4,4$	Lamelle gebrochen a Ring gebrochen b Umschnürring zerrissen	550	$\pm 0,0$	berechnet mit $\sigma_g = 4100 \text{ kg/qcm}$
	19 a b	250,250	426,455	440,5	$\pm 3,2$	Ausknickung	522	+ 15,7	Abminderung infolge großer Höhe f. $\sigma_g = 4100 \text{ kg/qcm}$
Kreisquerschnitt	6 a b	230,000	290,291	290,5	$\pm 0,2$	Lamelle gebrochen	307	+ 5,5	—
	8 a b	270,240	348,422	435,0	$\pm 3,0$	Lamelle gebrochen a Gußfehler	440	+ 1,3	—
	10 a b	200,210	422,442	432,0	$\pm 2,3$	Lamelle gebrochen	455	+ 5,1	—
	14 a b	200,210	486,522	504,0	$\pm 3,6$	Lamelle gebrochen	495	— 1,8	—
	17 a b	270,300	605,610	607,5	$\pm 0,4$	Lamelle gebrochen	595	— 2,1	—
	20 a b	300,320	625,638	631,5	$\pm 1,0$	Lamelle gebrochen	628	— 0,6	berechnet mit $\sigma_g = 4500 \text{ kg/qcm}$
	21 a b	200,190	254,252	253,0	$\pm 0,4$	Lamelle gebrochen a Gußfehler b Umschnürring zerrissen	253	$\pm 0,0$	berechnet mit $\sigma_g = 3700 \text{ kg/qcm}$
	22 a b	200,230	512,448	480,0	$\pm 6,7$	Lamelle gebrochen a Umschnürring zerrissen	475	— 1,1	—

d) Die Ergebnisse

Aus den Bruchlasten der unbewehrten Säulen Nr. 1 b, 2 a, 2 b, ergeben sich die Prismenfestigkeiten 140, 129 und 156 kg/qcm, im Mittel 142 kg mit Schwankungen von $-9,2$ bis $+9,8\%$. Zur Bestimmung der Ausnützung der *Druckfestigkeit des Gußeisens* werden die Bruchlasten jener Säulen verglichen, welche gleich starke Umschnürungen besitzen, das sind die Geviertsäulen Nr. 3 und 5, 5 und 9, 12 und 18, sowie die Rundsäulen Nr. 4 und 6, 6 und 10, 14 und 20. Die Tragkraft des quadratischen Kerns der Säule Nr. 3 ohne Berücksichtigung der Längsbewehrung wird nach der Formel

$$\begin{aligned} N_k &= (F_k + 15 F_s) \sigma_b \\ &= (529 + 15 \cdot 7,0) \cdot 142 \\ &= 90 \text{ t} \end{aligned}$$

eingeschätzt. Die umschnürte Gußeisenbetonsäule Nr. 5 erwies eine Höchstbelastung von 248 t im Mittel. Der Unterschied ist

$$\Delta N = 248 - 90 = 158 \text{ t.}$$

Der Gußeisenquerschnitt beträgt

$$F_g = 33,7 \text{ qcm;}$$

daher ist die Gußeisenpressung

$$\sigma_g = \frac{158000}{33,7} = 4700 \text{ kg/qcm.}$$

Die Tragkraft des Rundkerns der umschnürten Betonsäule Nr. 4 ohne Berücksichtigung der Längsbewehrung ist mit

$$\begin{aligned} N_k &= (F_k + 30 F_s) \cdot \sigma_b \\ &= (660 + 30 \cdot 6,9) \cdot 142 = 122,5 \text{ t eingeschätzt.} \end{aligned}$$

Die rund umschnürte Gußeisenbetonsäule Nr. 6 hat 290,5 t getragen. Der Unterschied der Höchstlasten beträgt also

$$290,5 - 122,5 = 168 \text{ t.}$$

Der Gußeisenquerschnitt beträgt 34,4 qcm, woraus sich die Gußeisenpressung mit

$$\sigma_g = \frac{168000}{34,4} = 4900 \text{ kg/qcm}$$

ergibt.

Die Geviertsäule Nr. 5 mit einer Bruchlast von 248 t im Mittel besitzt einen Gußeisenquerschnitt von 33,7 qcm.

Die Säule Nr. 9 erwies eine Bruchlast von 417 t im Mittel und besaß einen Gußeisenquerschnitt von 67,6 qcm. Der Unterschied der Höchstlasten ist

$$\Delta N = 417 - 248 = 169 \text{ t,}$$

der Unterschied der Gußeisenquerschnitte ist

$$\Delta F_g = 67,6 - 33,7 = 33,9 \text{ qcm.}$$

Hieraus ergibt sich eine mittlere Pressung des Gußeisens von

$$\sigma_g = \frac{169000}{33,9} = 4980 \text{ kg/qcm.}$$

Die runde Säule Nr. 6 erwies eine Bruchlast von 290,5 t im Mittel und hatte 34,4 qcm Gußeisenquerschnitt. Die Säule Nr. 10 zeigte eine Bruchlast von 432 t im Mittel bei einem Gußeisenquerschnitt von 66,3 qcm. Der Unterschied in den Höchstlasten beträgt

$$\Delta N = 432 - 290,5 = 141,5 \text{ t.}$$

Der Unterschied in den Gußeisenquerschnitten ist

$$\Delta F_g = 66,3 - 34,4 = 31,9 \text{ qcm.}$$

Die mittlere Pressung des Gußeisens ist also

$$\sigma_g = \frac{141500}{31,9} = 4450 \text{ kg/qcm.}$$

In ähnlicher Weise ergibt sich aus dem Vergleich der Geviertsäulen Nr. 12 und 18 eine Gußeisenbeanspruchung von

$$4300 \text{ kg/qcm}$$

und aus dem Vergleich der Rundsäulen Nr. 14 und 20 die Gußeisenanspannung von

$$4400 \text{ kg/qcm.}$$

Aus dieser Darlegung ergibt sich eine ausnützbare Festigkeit des Gußeisens von rund

$$5000 \text{ bis } 4300 \text{ kg/qcm.}$$

Die Gußeisenanspannung ist kleiner, wenn der Querschnitt des Gußeisens wächst. Im Mittel aus den berechneten Werten kann man als erreichbare Gußeisenanspannung

$$4800 \text{ kg/qcm}$$

annehmen.

Die *Wirkung der Umschnürung* ist aus jenen Säulen zu ermitteln, welche die gleiche Gußeisenbewehrung, aber verschieden starke Umwehrungen besitzen. Bei den Geviertsäulen eignen sich hierfür die Säulen Nr. 7, 9, 12 und 15. Bei den Rundsäulen kommen Nr. 8, 10, 14 und 17 in Betracht.

Die Geviertsäule Nr. 7 hatte eine Bruchlast von 404 t im Mittel, Nr. 9 eine Bruchlast von 417 t. Der Unterschied der Bruchlasten ist $\Delta N = 417 - 404 = 13 \text{ t}$, der Unterschied der Umschnürungen ist $\Delta F_s = 7,3 - 4,0 = 3,3 \text{ qcm}$. Der Unterschied in den Höchstlasten ist also durch

$$3940 \cdot \Delta F_s$$

gegeben.

Die Säule Nr. 12 mit der Höchstlast von 439,5 t und dem Umschnürungsquerschnitt $F_s = 14,0 \text{ qcm}$ ergibt gegen die Säule Nr. 7 einen Unterschied der Tragkraft

$$\Delta N = 439,5 - 404 = 35,5 \text{ t}$$

und einen Unterschied in der Umschnürung

$$\Delta F_s = 14,0 - 4,0 = 10,0 \text{ qcm.}$$

Hieraus ergibt sich die Wirkung der Umschnürung mit

$$3550 \Delta F_s.$$

In gleicher Weise ergibt sich aus der Tragkraft der Säulen Nr. 15 und 7 die Wirkung der Umschnürung mit

$$3780 \Delta F_s.$$

Im Mittel aus diesen Werten kann die Umschnürung mit

$$3600 F_s$$

eingeschätzt werden.

Aus dem Vergleich der Säulen mit Rundquerschnitten Nr. 8, 14 und 17 ergibt sich die Wirkung der Umschnürung mit

$$6780 F_s \text{ und } 6300 F_s.$$

Bei der Auswertung ist jedoch mit dem kleineren Wert

$$5400 F_s$$

gerechnet, da diese Beziehung eine bessere Annäherung an die Gesamtheit der Versuchsergebnisse liefert.

Die Bruchlast der umschnürten Gußeisensäulen kann also nach der Beziehung berechnet werden

$$N = F_k \sigma_b + F_g \sigma_g + n_s F_s.$$

Die Prismenfestigkeit des Betons ist in den vorliegenden Versuchssäulen

$$\sigma_b = 142 \text{ kg/qcm},$$

die Druckfestigkeit des Gußeisens

$$\sigma_g = 4800 \text{ kg/qcm},$$

$$n_s = 3600 \text{ für Geviertsäulen und}$$

$$n_s = 5400 \text{ für Rundumschnürung.}$$

Die Höchstlasten der Säulen sind also gegeben durch

$$N = 142 F_k + 4800 F_g + 3600 F_s \text{ für Geviertsäulen bzw.} \\ + 5400 F_s \text{ „ Rundsäulen.}$$

Das Verhältnis der erreichten Gußeisen-*spannung* zur Druckfestigkeit des Gußeisens ist

$$\frac{4800}{7560} = 0,63,$$

d. h. die Gußeisenfestigkeit wird mit 63% ausgenützt. Die Druckfestigkeit des umschnürten Gußeisenkerns ohne Beton ist kaum mit 40% ausgenützt, woraus sich der hohe Wert der Einbetonierung ergibt. Der Prozentsatz wäre wahrscheinlich bei Gußeisenkernen ohne Umschnürung noch wesentlich kleiner.

Die Schwankungen der einzelnen Versuchswerte sind bei den umschnürten Gußeisenbetonsäulen verhältnismäßig sehr gering, denn sie betragen bei den 17 Doppelsäulen in 11 Fällen unter 3%, in 4 Fällen bis 4%, in einem Fall 4,4% und in einem Falle 6,7%.

Die Schwankungen der Rechnungswerte gegenüber den mittleren Höchstlasten der Versuche betragen — 2,1 bis 5,5%, darunter in 10 Fällen weniger als 2%. Von diesen Ergebnissen weichen nur die Säulen mit den ganz starken Gußeisenbewehrungen ab, deren ausgenützte Gußeisen-*spannung* nur 4500 und 4100 kg/qcm beträgt. Weiter folgen dem obigen Gesetze nicht die Gußeisensäulen mit tangential gestellten dünnen Lamellen, deren Gußeisen-*spannung* nur 3700 kg bei der Höchstbelastung ist. Die langen Säulen mit dem Verhältnis der Säulenlänge zum Kerndurchmesser von 11 bis 11,5 zeigen einen Abfall der Festigkeit von 14,1 bis 16,7% gegenüber den Werten nach obiger Rechnung.

Das Ergebnis der Versuche über die Tragkraft von Gußeisenbetonsäulen kann wie folgt zusammengesetzt werden:

Wenn der Gußeisenanteil am Kernquerschnitt des Betons weniger als 12% beträgt, ist die ausnützbare Druckfestigkeit 4800 kg/qcm. Tangential gestellte Lamellen zeigen dann einen Abfall an Festigkeit, wenn die Lamellendicke sehr gering ist. Die Wirkung der Umschnürung ist bei den quadratischen Säulen durch $3600 F_s$, bei den Rundsäulen durch $5400 F_s$ gegeben.

Von Bedeutung für die praktische Verwendung von Gußeisenbetonsäulen sind auch die Rißbildungslasten. Sie betragen bei den Geviertsäulen mit schwachen Gußeisenquerschnitten 180 bis 200 t, bei den starken Gußeisenbewehrungen bis 270 t, bei den Rundsäulen mit schwachen Gußeisen 200 bis 270, mit starken Gußeisenquerschnitt bis 300 t; bei den starken Umschnürungen sind die Rißlasten im allgemeinen etwas höher als bei den schwachen Umschnürungen. Zusammenfassend ergibt sich aus den Versuchen, daß bei den schwachen Gußeisenbewehrungen die Rißlast 75 bis 79, im Mittel 77% der Höchstlast beträgt. Bei den mittleren (8,6 bis

11,7%) und starken Gußeisenbewehrungen beginnt die Rißbildung bei Belastungen, die 41 bis 58%, im Mittel 50% der Höchstlast betragen. Diese ziemlich ungünstigen Verhältnisse hinsichtlich der Rißbildung sind offenbar eine Folge des Umstandes, daß die Deckschichte außerhalb der Umschnürung bei den untersuchten Säulen 3 bis 3,2 cm dick war. Es ist zu erwarten, daß bei Säulen, deren Betonmantel außerhalb der Umschnürung nur das notwendige Maß von 1 bis 1½ cm dick ist, die Rißlasten im Verhältnis zu den Höchstlasten höher liegen.

Alle diese Beziehungen sind aus den festgestellten Bruchlasten und den tatsächlich vorhandenen Querschnitten festgestellt, die nach dem Bruch durch genaue Nachmessungen erhoben wurden.

EMPERGER gibt als Mittelwert der erreichbaren Gußeisenspannung 6000 kg/qcm an, während er die Wirkung der Umschnürung mit 4000 F_s ermittelt hat. Nach den vorliegenden Versuchen scheint demnach eine Überschätzung des Gußeisenwiderstandes vorzuliegen, die, abgesehen von der Ungleichmäßigkeit der älteren Versuchsergebnisse, möglicherweise darin begründet ist, daß nicht die wirklichen, sondern die geplanten kleineren Gußeisenquerschnitte der Auswertung zugrunde gelegt worden sind. Die Wirkung der Umschnürung hat sich bei den vorliegenden Versuchen als wesentlich höher erwiesen, offenbar veranlaßt durch die maschinelle Umwicklung in der Fabrik und durch das hiedurch veranlaßte bessere Anliegen der Umschnürung an den Gußeisenlamellen.

Die zulässige Belastung kann mit dem erforderlichen Sicherheitsgrad, der infolge der großen Gleichmäßigkeit der Versuchsergebnisse für Hochbauten mit 2½, für Brückenbauten entsprechend höher anzunehmen ist, so weit das Gußeisen und die Umschnürung in Betracht kommen, während für die Betonpressung die vorgeschriebenen zulässigen Beanspruchungen einzuführen sind, mit dem Wert

$$N_{zul} = 35 \text{ bis } 45 F_k + 2000 F_g + 1300 F_s \text{ für quadratische Säulen, bzw.} \\ + 2000 F_s \text{ für runde Säulen,}$$

angenommen werden. Die Beziehung ist gültig für Gußeisenbewehrungen bis 12%, für Umschnürungen aus weichem Flußeisen von 0,5 bis 5% und für Säulen, deren Länge kleiner als die zehnfache Kerndicke ist.

Die *Formänderungen* sind aus den Abb. 11 bis 17 ersichtlich. Aus ihnen ergeben sich die Zusammenhänge zwischen den Stauchungen der Säulen mit verschiedenen starken Längsbewehrungen, Umschnürungen und Höhen in den einzelnen Belastungsstufen. Die Stärke der Umwehruung übt weder bei den Geviertsäulen, noch bei den Säulen mit rundem Querschnitt einen regelmäßig aufscheinenden nennenswerten Einfluß aus. Je stärker die Längsbewehrung ist, desto geringer sind die Stauchungen. Die Säulen mit größeren Höhen erwiesen kleinere Formänderungen, bezogen auf die Längeneinheit, als die kurzen Säulen. Die bleibenden Formänderungen nahmen mit der steigenden Belastung zu und betragen am Ende der Messung 16 bis 20% der gesamten Stauchungen.

Diskussion

Prof. Ing. A. LOLEIT, Moskau:

Es wird die Mitglieder des Kongresses vielleicht interessieren zu hören, daß der Ausdruck „umschnürter Beton“ bei uns in der Union der Sozialistischen Sowjetrepubliken nur noch zur Bezeichnung der CONSIDÈRESCHEN Erfindung, d. h. des spiralbewehrten Betons gebraucht wird. Auch diese Art von Bewehrung wird nur als Sonderfall der sogenannten indirekten Armierung angesehen. Unter letzterer verstehen wir eine Bewehrung mit quer zur Druckrichtung verlegten Eiseneinlagen

von solcher Beschaffenheit, daß sie imstande sind, sich dem Querdehnungsbestreben des gestauchten Betons zweckmäßig zu widersetzen.

Auf Grund der Voraussetzungen, die ich die Ehre hatte bei Diskussion der Frage C_4 hier kurz anzudeuten, läßt sich für den Druckwiderstand des querbewehrten Betons folgende Beziehung aufstellen:

$$K_x = \frac{K_2}{1 - (2c - 1) \gamma} \dots \dots \dots (A)$$

Hier bedeuten

K_x — den Druckwiderstand des in der Richtung der x -Achse gedrückten indirekt bewehrten Betons,

K_2 — den Druckwiderstand des nicht bewehrten Betons,

$c = K_2 : K_1$ — das Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit des in Frage kommenden Betons, rund = 10,

$\gamma = \frac{\alpha_0 \cdot \sigma \cdot m}{2 + \alpha_0 (1 - \sigma) m}$ — einen Zahlenwert, der sich ergibt, wenn für α_0, σ, m folgende Größen eingesetzt werden:

$\alpha_0 = V_0 : V_b$ — das Verhältnis der Eisenmenge der Querbewehrung zu dem entsprechenden Betoninhalt,

$\sigma = 0,3$ — die Poissonsche Zahl,

$m = E_e : E_b = 8$ — das Verhältnis der Elastizitätszahlen des Eisens, respektive Betons.

Für jeden Beton von einer bestimmten Festigkeit K_2 gibt es ein Höchstmaß der Querarmierung, welches durch die Beziehung

$$\alpha_0 \leq \frac{1050 - m \sigma K_2}{525 m (2 c \sigma - 1)} \dots \dots \dots (B)$$

festgelegt ist.

Stärkere Querbewehrungen sind unwirtschaftlich, wie aus Beziehung

$$K_x = 87,5 (5 + 14 \alpha_0) \dots \dots \dots (C)$$

hervorgeht.

Diese Beziehung dient zur Ermittlung der Bruchdruckfestigkeit des querbewehrten Betons, wenn α_0 der Beziehung (B) nicht genügt.

Wie aus dem Vorstehenden zu ersehen ist, hängt die Druckfestigkeit des querbewehrten Betons aber in jedem Falle lediglich von α_0 , d. i. dem Querbewerkungskoeffizienten ab. Die Form der Bewehrung (Spirale, Quergewebe oder dgl.) hat nur insofern eine Bedeutung, als sie so beschaffen sein muß, daß der gestauchte Stab in einen nach drei Richtungen gedrückten Körper verwandelt wird. Das kann aber auf mancherlei Weise erreicht werden. So hat sich z. B. die in Abb. 1 dargestellte Querarmierung sehr gut bewährt. Das Geflecht stellt einen ununterbrochenen Linienzug vor und könnte auf den ersten Blick etwas kompliziert und für den Betonierungsvorgang hinderlich erscheinen. Es läßt sich jedoch auf einem geeigneten Arbeitstisch leicht und mit großer Genauigkeit herstellen. Das Betonieren erfolgt auch ohne Schwierigkeiten: zuerst werden die Geflechte in entsprechender Zahl in der Säulenform übereinander gelegt, dann die Längsstäbe in den entsprechenden Maschen aufgestellt, die Geflechte hochgehoben und endlich einzeln, nach Betonieren jeder Betonschicht, in die für sie bestimmte Lage gebracht. Diese Armierung ist besonders für rechteckige Querschnitte brauchbar. Als gutes Beispiel solch einer Anordnung kann der Bau der Textilfabrik in Leninakan (in Transkaukasien, Armenien, Lenins Stadt, vormals Alexandropel) angeführt werden. Die

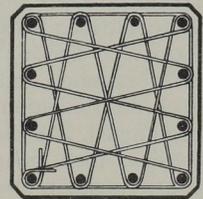


Abb. 1

Säulen haben bei einer Höhe von 5 m einen Querschnitt von 200 . 280 mm; sie tragen eine balkenlose Decke (Pilzdecke) von 36 . 106 m im Grundriß und haben dem Erdbeben standgehalten, das 1926 zwei Drittel der Stadt im Laufe weniger Minuten in Trümmer verwandelt hat.

Ing. KARL BRAUSEWETTER, Prag:

Meine Herren! Im Berichte des Herrn Vortragenden sowie in der Wechselrede wurde auch die Frage der Ausführung und Betonierung von Säulen mit starker Bewehrung angeschnitten. Auch an unser Unternehmen trat diese Frage heran. Die Verwendung von flüssigem Beton haben wir untersagt, da sich mit einem solchen Beton niemals die vorgeschriebenen Würfelfestigkeiten erreichen lassen. Dichte Bewehrung und starke Verbügelung muß angeordnet werden, wenn die Wirtschaftsüberlegungen eine solche Ausführung für vorteilhaft erweisen oder wenn die Bauherrschaft nur einen beschränkten Säulenquerschnitt zuläßt. Solche Säulen lassen sich mit plastischem Beton nicht betonieren, wenn sie fertig geflochten verlegt sind. Es wurde daher so vorgegangen, daß die Längseisen der Säulen in der richtigen Lage festgehalten wurden, jeweils eine entsprechende geringe Schicht von Beton eingeworfen und gestampft und hierauf ein Bügel über die Säuleneisen gelegt und in seine vorgeschriebene Lage heruntergedrückt wurde. Dann kommt wieder eine Schicht Beton und ein Bügel. Die Ausführung dieser Arbeit muß von einem verlässlichen Eisenbieger oder Vorarbeiter überwacht werden. Es ist also möglich, auch stark verbügelte Säulen richtig zu bewehren und zu betonieren. Um nicht mißverstanden zu werden, sei noch ausdrücklich bemerkt, daß diese Art der Säulenerstellung natürlich nur eine Ausnahme ist und nur dann angewendet wird, wenn die Bügel dicht sind und den Säulenquerschnitt unterschneiden.

Dr. Ing. EUGENIO MIOZZI, Straßenamtschef für die Provinzen von Bolzano, Trento und Belluno:

Die rationelle Bestimmung der Stützlinie bei Gewölben

Schon von alters her hat das Studium der entwerfenden Ingenieure stets der Linienführung der mittleren Stützlinie der Gewölbe gegolten. Abgesehen von vielen genauen und komplizierten Arten, den Verlauf der Stützlinie durch Kreisbögen mit mehreren Mittelpunkten, durch erhöhte oder gedrückte oder sonst deformierte Ellipsen, Korbbögen oder Zykloiden zu erhalten, Systeme, welche, wie DEGRAND sagte, mehr eine geometrische Spielerei vorstellen, als sie der wirklichen konstruktiven Notwendigkeit entsprechen, sind nach Studien von IVAN VILLARCEAU, CARVALLO und SAINT GUILHEM Studien, welche aus der Zeit zwischen 1840 und 1860 stammen und welche den Zweck hatten, die Möglichkeit festzusetzen, theoretisch die Linienführung der inneren und der äußeren Leibung der Bögen derart zu bestimmen, daß die Kräfte gleichmäßig auf die verschiedenen Querschnitte verteilt werden, auch mehrere Brücken ausgeführt worden, wie z. B. die Brücke von Garganta Aucha in Spanien, die über den Cimone (33 m) und in Pique (40 m), Frankreich.

Wenn auch diese ersten Studien noch der Kritik unterliegen, waren sie immerhin die ersten Beispiele, wo versucht wurde, den Bögen jene Form zu geben, bei welcher das Material am günstigsten ausgenützt wird und wobei das Eigengewicht und die Nutzlast berücksichtigt erscheinen.

TOURTAU (1886) schlägt vor, nicht die mittlere Stützlinie festzulegen, sondern die innere und nachher die äußere Leibung des Bogens. Er schlägt daher die Annahme vor, den Bogen auf eine sehr kleine Stärke zurückzuführen und nimmt dann, um zur wirklichen Stärke des Bogens zu gelangen, an, daß dieser aus mehreren übereinander gelegten Ringen besteht, wovon ein jeder den n /Teil der Last trägt.

Er kommt auf diese Weise zu einer äußerst komplizierten Formel, nach welcher er den Bogen von Boucicaut über Saône konstruiert hat.

LEGAY (1900) hält sich an den Linien, „catenoide“ genannt, bei welchen er mit speziellen Tafeln die Elemente je nach der Tragfähigkeit und nach der Pfeilhöhe des Bogens berechnet.

TOLKMITT nimmt als mittlere Stützlinie die Seillinie aus dem Eigengewicht der Brücke und aus der halben äußeren Last an. Diese Art der Linienbestimmung nach TOLKMITT ist jene, welche im allgemeinen in der Praxis am meisten angewendet wird. Sie entspricht ganz gut, wenn im Bogen nur Beanspruchungen stattfinden, die vom Eigengewicht und von Belastungen herrühren, dann stellt die Annahme des mit der halben fremden Last gleichmäßig verteilt belasteten Bogens genügend genau die Mitte zwischen dem Minimum und dem Maximum der Belastung vor.

Aber außer dem Eigengewicht und der fremden Last wirken auf das Gleichgewicht des Systems noch andere Kräfte ein, welche neue Beanspruchungen hervorrufen, und das sind:

1. die elastische Zusammenziehung des Bogens;
2. das Schwinden des Betons oder des Mörtels in den steinernen Brücken;
3. die elastische Deformierung der Widerlager;
4. der Unterschied zwischen der Temperatur zur Zeit des Betonierens und der mittleren Jahrestemperatur;
5. die periodischen Änderungen in der Temperatur überhaupt.

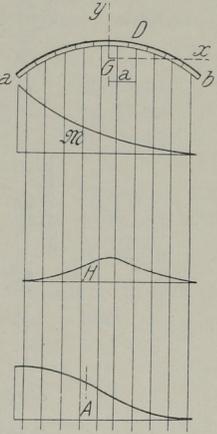


Abb. 1

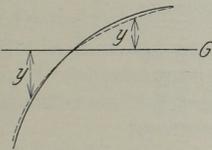


Abb. 2

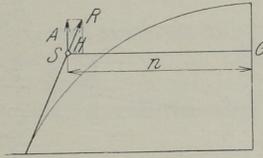


Abb. 3

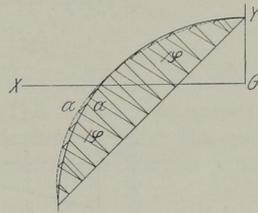


Abb. 4

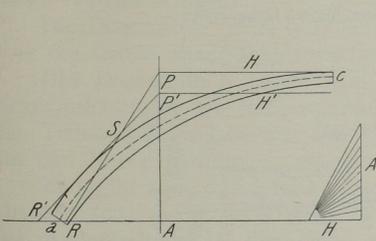


Abb. 5

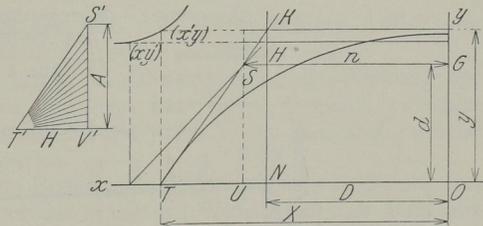


Abb. 6

Alle diese Ursachen zieht TOLKMITT in seinen Ausführungen nicht in Betracht: Daraus ergibt sich, daß die auf diese Weise bestimmte Achse der Brücke nicht den Hauptanforderungen entspricht, d. h. daß die Achse möglichst wenig von allen möglichen Drucklinien abweichen soll. Es ist gut, in die Größe dieser Ursachen Einsicht zu gewinnen.

Ich beziehe mich hiebei auf den Bau einer Brücke bei Belluno über die Piave, welche ich vor kurzem ausgeführt habe; sie hat eine Bogenlänge von 72 m und eine Pfeilhöhe von 9 m.

Würde die Drucklinie nach TOLKMITS bestimmt werden, so würde man folgende Erhöhung der Beanspruchung auf der inneren Leibung beim Widerlager erhalten (in kg pro cm²):

1. für die elastische Zusammenziehung kg 14,27
 2. für das Schwinden des Betons kg 13,02
 3. für die Deformierung der Widerlager kg 2,43
 4. Änderungen zwischen der Betonierungs- und mittleren Jahres-
temperatur kg —,—
 5. Periodische Temperatursänderungen $\pm 15^{\circ}$ kg 15,63
- Zusammen kg 45,35

während das Eigengewicht und die Belastungen, für sich allein berechnet, in dem gleichen Punkt nur eine Maximalbeanspruchung von 34,58 kg verursachen.

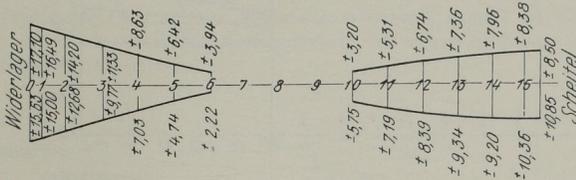


Diagramm E: Temperaturbeanspruchungen
bei $\pm 15^{\circ}$

Abb. 10

Dieses Beispiel zeigt klar, daß nach der Methode TOLKMITS nur ein Teil der Kräfte in Betracht gezogen wird, und zwar der kleinere Teil. Es ist aber notwendig, auch die erstgenannten fünf Beanspruchungen bei der Bestimmung der Bogenachse heranzuziehen, wenn man möglichst günstige Gleichgewichtsbedingungen schaffen will.

Es ist daher eine kurze Prüfung dieser Beanspruchungen notwendig, welche man berechtigterweise die „Nebenspannungen“ (Parasite) nennt, weil sie keinen wirklichen Nutzen bringen.

Die Diagramme A B C D E (siehe die Abb. 1, 8, 9, 10) bringen Aufklärung über die Größe dieser Beanspruchungen in dem oben erwähnten Falle.

Das Diagramm R (siehe Abb. 1) bringt zusammenfassend die Wirkung der Beanspruchungen der Nebenspannungen und zeigt klar einen Vergleich zwischen den Teilen A F, welche aus den Belastungen, und jenen Teilen B C D E, welche aus den Nebenspannungen erhalten werden.

Es ergibt sich, daß letztere in einem Bogen nach TOLKMITS eine Erhöhung des Druckes sowohl auf der Innenleibung in der Nähe des Widerlagers, als auch auf der Außenleibung in der Nähe des Scheitels hervorrufen. Die Drucklinie erniedrigt sich gegen die Widerlager zu und steigt gegen den Scheitel zu.

Diese Betrachtungen erlauben, ohne weiters die Eigenschaften der neuen gesuchten Achse näher zu bestimmen: d. h. die letztere muß gegenüber der Achse nach TOLKMITS die Eigenschaft haben, daß sich die Drucklinie gegen die Widerlager erhöht und gegen den Scheitel zu senkt.

Wir können jetzt annehmen, daß wir kleine Änderungen in den Ordinaten der nach TOLKMITS bestimmten Stützlinie vornehmen, und zwar derart, daß hiebei

sowohl die Belastungen wie die Lage des elastischen Schwerpunktes unverändert bleiben.

Die nähere Betrachtung der nachfolgenden Formel (Abb. 1)

$$H_{p=1} = - \frac{\frac{b}{D} \sum (x-a) \cdot y \cdot w}{\frac{b}{a} y^2 w + \sum \frac{b}{a} \frac{ds}{F}}$$

welche die Elemente für das Diagramm der horizontalen Schubkräfte ergibt, sagt ohne weiters, daß diese Änderungen auch Änderungen in der Größe der horizontalen Schubkraft hervorrufen; und eine Vorführung, welche hier in der Fußnote 1 ausgeführt ist, bestätigt Folgendes:

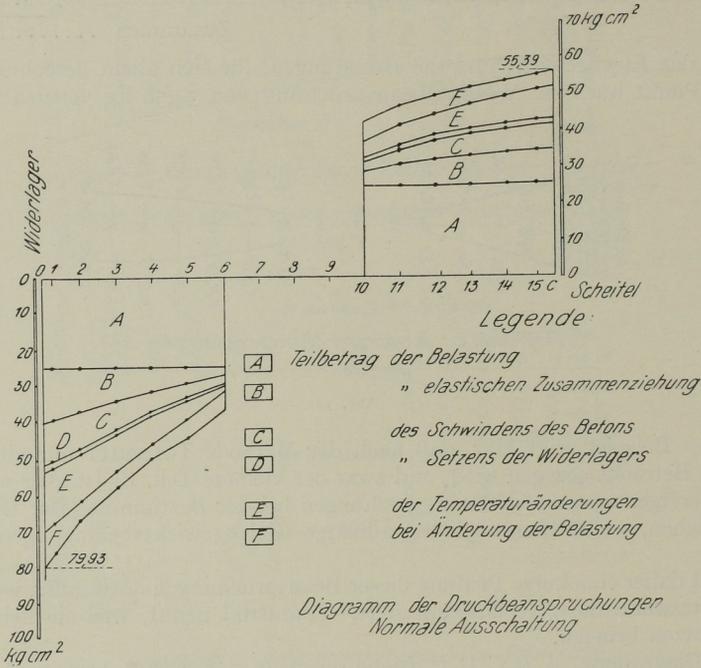


Abb. 11

I. daß eine Erhöhung der so (durch Verschiebung der Achse) erhaltenen horizontalen Schubkraft die mittlere Drucklinie bei den Widerlagern erhöht und im Scheitel erniedrigt, womit man das erhält, was gesucht wurde;

¹ Es ist notwendig, einige bekannte Tatsachen und Betrachtungen vorauszuschicken:

Bei einem gegebenen Bogen ab , der Einfachheit halber symmetrisch, werden die geometrischen Eigenschaften bestimmt, und zwar (Abb. 1):

I. Das Diagramm M der Momente der Kämpferkräfte des linken Auflagers mit Bezug auf den Schwerpunkt der elastischen Kräfte für eine Kraft gleich 1, gestellt auf sämtliche folgende Abschnitte

$$M_{p=1} = \frac{\frac{b}{D} \sum (x-a) w}{\frac{b}{a} \sum w}$$

und zwar stellt es die Ordinate des Diagrammes M für den Abschnitt D mit der Abszisse a vor.

II. daß eine solche Erhöhung der horizontalen Schubkraft auch erhalten werden kann, indem die Ordinaten der nach TOLKMITT erhaltenen Stützlinie — bezogen auf ein rechtwinkliges Ordinaten-system, dessen Nullpunkt mit dem elastischen Schwerpunkt zusammenfällt — verringert werden.

Wenn die voll gezogene Linie die Achse nach TOLKMITT vorstellt, so bringt die punktierte Linie gegenüber der ersten den Vorteil, die Nebenspannungen vollständig oder teilweise auszugleichen (Abb. 2).

Damit nach der Deformierung der gleichmäßige Verlauf der mittleren Stützlinie erhalten bleibt, d. h. daß dieselbe keine Unterbrechungen oder plötzliche Krümmungsänderungen aufweist, kann diese Deformation am leichtesten auf

2. Das Diagramm H stellt die horizontalen Schubkräfte für die Kraft = 1 vor, gestellt auf sämtliche Abschnitte

$$H_{p=1} = - \frac{\sum_D^b (x-a) y w}{\sum_a^b y^2 \cdot w + \sum_a^b \frac{ds}{F}}$$

Sie ergibt die Ordinate des Diagrammes H für den Abschnitt D und die Abszisse a .

3. Diagramm A für die vertikalen Auflagerkräfte des linken Auflagers für die Kraft = 1, gestellt auf nachfolgende Abschnitte

$$A_{p=1} = \frac{\sum_D^b (x-a) x \cdot w}{\sum_a^b x^2 \cdot w}$$

ergibt die Ordinate des Diagrammes A für den Abschnitt D mit der Abszisse a (wobei der Bogen in Abschnitte geteilt wurde).

x = Abszisse des Schwerpunktes der verschiedenen Abschnitte.

y = Ordinate der Schwerpunkte der verschiedenen Abschnitte (bezogen auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem, welches seinen Nullpunkt im Schwerpunkt der elastischen Kräfte G hat).

a = Abszisse des Querschnittes von welchem man M , H , A bestimmt.

w = elastisches Gewicht des Abschnittes.

ds = Länge des Abschnittes.

F = Fläche des mittleren Querschnittes des Abschnittes.

Aus diesen Formeln ersieht man, daß in dem Falle, als leichte Änderungen in den Ordinaten der mittleren Stützlinie (y) ausgeführt werden, und zwar derart, daß man die Belastungen und den elastischen Schwerpunkt unverändert läßt, sich Folgendes ergibt:

a) die vertikalen Auflagerkräfte, erhalten durch solche Belastungen, bleiben unverändert;

b) die Momente der linken Auflagerreaktionen, bezogen auf den Schwerpunkt der elastischen Kräfte, bleiben unverändert;

c) haben sich die horizontalen Schubkräfte folgendermaßen verändert:

R bezeichnet den linken Auflagerdruck: in dem Schnittpunkt mit der durch G verlaufenden Horizontalen wird diese Kraft in A und H zerlegt (Abb. 3).

Daß Moment M der Kraft R , bezogen auf G ist $A \times n$ (weil H ein Moment gleich null ergibt), daher $n = \frac{M}{A}$.

Wenn in den Ordinaten y kleine Änderungen vorgenommen werden, so daß die beiden vorgenannten Bedingungen (unveränderliche Lage) zutreffen, ändern sich M und A nicht, ebensowenig ändert sich n und es geht daraus Folgendes hervor:

In vorgenannten Bedingungen mit der kleinen Änderung der Stützlinie des Bogens dreht sich die Auflagerreaktion um den fixen Punkt S , wobei der Wert seiner Vertikalen unverändert bleibt, dagegen ändert sich die horizontale Schubkraft.

ac = Halbbogen, R = die linke Auflagerreaktion (Abb. 5), H = die horizontale Schubkraft; R und H sind die ersten und letzten Seiten eines Seil-Polygons, welches wie auf dem Halb-

folgende Weise erhalten werden: Man erhält den Punkt *a* mit Zuhilfenahme des konstanten Winkels φ durch eine leichte Ordinatenänderung, wobei die Lage des Schwerpunktes *G* (und der *x*-Achse) unverändert bleiben muß (Abb. 4).

Die hintereinander folgenden Annäherungen werden daher nach der Größe des Winkels φ durchgeführt.

Wird der Winkel φ zu stark vergrößert, so verringern sich die größten Druckbeanspruchungen im Kämpfer und im Scheitel, aber es vergrößern sich dann auch jene der mittleren Querschnitte. Mit einiger Übung gelingt es leicht, den am besten entsprechenden Winkel φ zu bestimmen.

Im oben betrachteten Falle werden die TOLKMITTSchen Ordinaten, so wie es aus der Tabelle zu ersehen ist, wie folgt verändert:

bogen *ac* Lasten verbindet: durch ihren Schnittpunkt verläuft die Schwerpunktsachse der Lasten *A*.

Wenn die Mittellinie von *ac* eine Verschiebung erhält, so dreht sich die linke Widerlagerreaktion (Abb. 5) um den Punkt *S* und kommt in die Lage *R'*; die Lage von *A* bleibt unverändert und bleibt dieselbe als Schwerachse derselben Lasten. *P* kommt in *P'* und *H* in *H'*.

Die Verschiebung der Auflagerreaktion und die Verschiebung der Schubkraft im Scheitel sind daher gleichzeitig untereinander in Abhängigkeit.

Wenn das System auf den Punkt *O* bezogen wird, und zwar als Ursprung des rechtwinkligen Koordinatensystems (siehe Abb. 6), ist es leicht, den Zusammenhang zu bestimmen, welcher zwischen *X* (bestimmt durch den Schnittpunkt des Kämpferdruckes mit der Abszissenachse) und die Ordinate *Y* (bestimmt durch den Schnittpunkt der Drucklinie mit der Ordinatenachse) besteht.

Zieht man die zwei ähnlichen Dreiecke *T U S*, *S K H* in Betracht, so erhält man (Abb. 6)

$$\frac{d}{X-n} = \frac{Y-d}{n-D} \dots \dots \dots (1)$$

$$Y n - D X - Y n = \text{konstant} \quad (dn - dD - Dn).$$

Die Kurve, welche dieser Gleichung entspricht, ist eine Hyperbel, deren Asymptote parallel zu den Achsen gehen.

Weiters: Wenn man das Kräftepolygon betrachtet, so ersieht man, daß *T' S' U'* dem Dreieck *T K N* ähnlich ist und daher:

$$H = \frac{A(X-D)}{Y} \dots \dots \dots (2)$$

Aus diesen beiden Gleichungen erhält man folgende drei Formeln, welche *X* als Funktion von *Y*, *Y* als Funktion von *X*, *Y* als Funktion von *H* ergeben:

$$Y = d \frac{x-D}{X-n} \dots \dots \dots (3)$$

$$X = \frac{nY-dD}{Y-d} = n + \frac{Hd}{A} \dots \dots \dots (4)$$

$$Y = \frac{A(n-D)}{H} + d \dots \dots \dots (5)$$

Aus (5) ersieht man, daß sich *Y* verringert, wenn sich *H* vergrößert: Die Drucklinie erniedrigt sich im Scheitel.

Aus (4) (*Y* einsetzend) erhält man, daß sich der Wert von *X* auch vergrößert, wenn *H* vergrößert wird: Die Drucklinie erhöht sich im Kämpfer.

Aus der Formel

$$H_{p=1} = - \frac{\sum_a^b (x-a) y \cdot w}{\sum_a^b y^2 w + \sum_a^b \frac{ds}{F}}$$

ergibt sich, daß um *H* zu vergrößern, es genügt, *y* zu verringern (wobei *y* die Ordinate des Schwerpunktes der einzelnen Bogenabschnitte bedeutet, bezogen auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem, dessen Ursprung der Schwerpunkt *G* der elastischen Kräfte ist [siehe Abb. 2]).

So ist bewiesen, was zu beweisen war.

Fortlaufende Nummer der Querschnitte	Abszisse	Ordinate		
		TOLKMITT für $\varphi = 0^0$	für $\varphi = 27^0$	für $\varphi = 44^0$
I	0,625	0,3343	0,340	0,360
2	2,500	1,3075	1,350	1,450
3	5,000	3,4925	2,585	2,735
4	7,500	3,5684	3,670	3,810
5	10,000	4,5386	4,615	4,735
6	12,500	5,5386	5,470	5,540
7	15,000	6,1736	6,180	6,200
8	17,500	6,8438	6,810	6,800
9	20,000	7,4188	7,335	7,250
10	22,500	7,9008	7,780	7,700
11	25,000	8,2914	8,155	8,020
12	27,500	8,5911	8,445	8,345
13	30,000	8,8058	8,700	8,590
14	32,500	8,9431	8,860	8,800
15	34,775	9,0000	8,950	8,940
C	35,800	9,0000	9,000	9,000

Und man erhält folgende Ergebnisse:

Elemente	für $\varphi = 0^0$	für $\varphi = 27^0$	für $\varphi = 44^0$	Anmerkung
$H = \text{kg}$	2 002 420	2 054 552	2 110 892	Nach Abb. 6
$X = \text{Meter}$	35,3716	35,6112	35,9215	
$Y = \text{Meter}$	9,0989	8,9978	8,9425	
Größte Druckspannung (kg pro cm^2)	79 930	73 596	65 242	

Daraus folgt, daß durch Vergrößerung des Winkels φ sich auch der Wert von H vergrößert und die Drucklinie sich im Kämpfer wie im Scheitel verschiebt, und zwar entgegengesetzt jenem Sinne, welchen man bei solcher teilweiser Neutralisierung der Nebenspannungen erhält.

Das Ergebnis ist überzeugend: Die größte Druckspannung im oben erwähnten Falle bei der TOLKMITT-Kurve 80 kg pro cm^2 senkte sich auf 65 kg pro cm^2 : Ohne dieses Vorgehen hätte man um 25% größere Beanspruchungen erhalten.

Es ist somit bewiesen:

I. daß die TOLKMITTSche Achse, vielfach von den projektierenden Technikern angewendet, sich nicht am besten für den Entwurf eignet, weil sie nur die Beanspruchungen eines Teiles der Kräfte, nämlich nur der Lasten, berücksichtigt;

II. daß es möglich ist, durch geeignete Änderungen die TOLKMITTSche Achse zu verschieben, um auf diese Weise einen teilweisen Ausgleich auch der Nebenspannungen zu erhalten;

III. daß die Verschiebung der Achse darin besteht, daß man die TOLKMITTSche Kurve auf folgende Weise ändert: man nähert dieselbe an die durch den Schwerpunkt der elastischen Kräfte gezogene Horizontale in der oben erwähnten Weise;

IV. daß die Verringerung der Beanspruchungen durch diese Verschiebung ein für die Praxis bedeutendes Maß erreicht und daher von großem Vorteil ist.

Dozent Ing. Dr. J. KREBITZ, Graz:

Die neue Bahnhofbrücke in Leoben

Die vor kurzem dem Verkehr übergebene Bahnhofbrücke über die Mur in Leoben zählt gegenwärtig zu den größten Massivbrücken Österreichs und bietet hinsichtlich Entwurf und Ausführung Bemerkenswertes, das nachstehend kurz besprochen werden soll (Abb. 1 und 2).

Die Brücke hat eine gesamte Verkehrsbreite von 14 m, wovon 9 m auf die Fahrbahn und je 2,5 m auf die beiderseitigen Gehwege entfallen. Es lag daher nahe, als Tragwerk zwei Bogen zu verwenden, von denen einer ganz außerhalb der

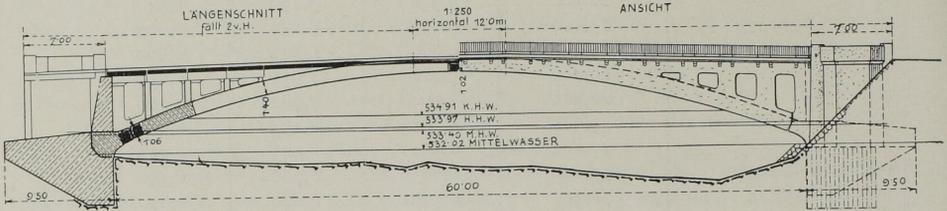


Abb. 1

alten, schmalen Holzbrücke lag, während der zweite an deren Stelle errichtet wurde. Die alte Brücke konnte während des Baues der halben neuen noch dem Verkehr dienen, während nach ihrem Abtrage schon die fertige neue Hälfte zu befahren war.

Auf diese Weise wurde eine Notbrücke erspart und konnte das Lehrgerüst zweimal verwendet werden.

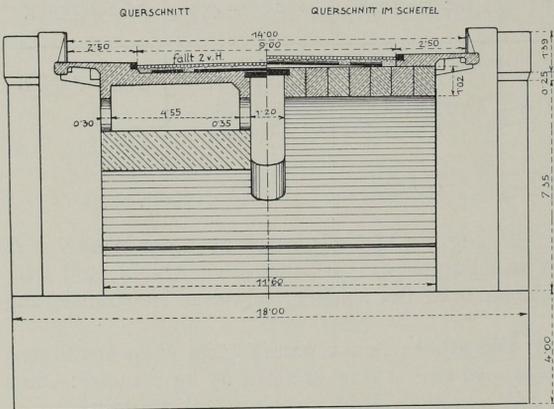


Abb. 2

Als Tragwerk dienen zwei Dreigelenksbogen aus Beton, die bei 60 m Widerlagerentfernung, 57 m Stützweite und 5,3 Pfeilhöhe aufweisen. Das Pfeilverhältnis beträgt demnach 1 : 10,7. Der für jeden Bogen getrennt angeordnete Fahrbahnaufbau ist in statisch bestimmte Teile aufgelöst und an den Ansichtsflächen verblendet. Die Verbindung zwischen den sonst voneinander unabhängigen Brücken-

hälften wird durch eine Eisenbetonplatte hergestellt. Die Widerlager sind gemeinsam und in der Breitenrichtung der Brücke so lang gewählt, daß ein Abheben von der Sohle auch bei Belastung durch ein Tragwerk allein nicht erfolgt, also so, daß die resultierende Stützkraft einer Tragwerkshälfte noch im Drittel der Widerlagerlänge angreift. Die größte Pressung der Widerlager auf die aus diluvialen Schotter bestehende Sohle wurde mit 4,7 kg/cm² zugelassen, da bei einer bis 5,6 kg/cm² gesteigerten Probelastung des aufgeschlossenen Baugrundes die Verpressung nur 0,8 mm betrug.

Um das obgenannte Pfeilverhältnis, das auch für Dreigelenksbogen schon nahe der unteren Grenze liegt, erreichen zu können, mußten die Kämpfergelenke unter

dem höchsten beobachteten Hochwasserstande angeordnet werden. Für diese war, wie sonst üblich, Stahl als Baustoff nicht mehr geeignet, und wurde daher zu bewehrten Betonwälz Gelenken gegriffen, obwohl der Gelenksdruck 4210 kg für den Zentimeter Berührungslänge betrug. Um eine gute Zentrierung der Drucklinie zu erzielen, wurden die Krümmungshalbmesser verhältnismäßig klein gewählt, im Scheitel 2,5 m und 2,9 m, im Kämpfer wegen der kleineren Verdrehung 2,5 und 2,7 m. Die Gelenke wurden mit Lorünser frühhochfestem Zement hergestellt und als Zuschlag dasselbe Gemenge verwendet wie für die Bögen. Ein 73 cm breites Versuchsgelenk mit den Abmessungen des Scheitels wurde an der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule in Wien geprüft.

Obwohl der Versuch bei einer Gelenkstärke von 1,02 m nur mit 70 cm breiten Druckplatten, also unter wesentlich ungünstigerer Beanspruchung als im Bauwerke durchgeführt wurde, zeigte sich der erste Riß erst bei 300 t Belastung, ein Bruch trat trotz Steigerung der Last auf 800 t nicht ein. Die von einem solchen Gelenk im Bauwerke aufzunehmende Höchstlast beträgt 307 t, so daß noch ausreichende Rißsicherheit angenommen werden kann. Die Beanspruchung der Kämpfergelenke ist bei ungefähr gleicher Pressung für die Längeneinheit infolge des kleineren Krümmungsunterschiedes wesentlich geringer, ihre Rißsicherheit dementsprechend höher, so daß trotz des Tauchens ins Hochwasser keine Rostgefahr für die Einlageneisen besteht. Immerhin ist festzustellen, daß trotz der erzielten hohen Betondruckfestigkeit — sie wurde an dem Beton des Versuchsgelenkes entnommenen Würfeln mit 300 kg/cm^2 erhoben — die Rißlast niedrig ist. Der Grund hiefür liegt jedoch nicht, wie bei

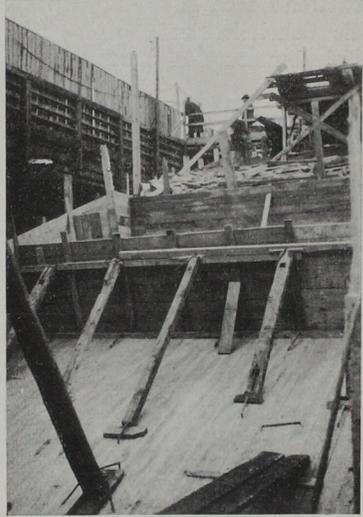


Abb. 3

einem gebogenen Balken, in der geringen Dehnungsfähigkeit des Betons, sondern in der durch eine ungewollt hohe Elastizitätsziffer (rund $400\,000 \text{ kg/cm}^2$) bedingten starken Konzentrierung des Gelenksdruckes. Es ist zu hoffen, daß es bei weiteren, in Vorbereitung befindlichen Versuchen gelingen wird, unter Beibehaltung der hohen Druckfestigkeit die Härte der Wälzflächen zu mildern und die Rißlast wesentlich zu erhöhen, so daß die Anwendbarkeit von Betonwälz Gelenken auch bei Einheitspressungen erwiesen wäre, die über dem Werte von $4,2 \text{ t/cm}$ liegen.

Infolge der tiefen Lage der Bogenkämpfer mußte auch das Lehrgerüst so ausgebildet werden, daß die wagrechten Streckbäume nur knapp über der unteren Hochwassergrenze lagen. Um den Bestand des Lehrgerüsts nicht zu gefährden, waren daher die Bogen in der erfahrungsgemäß hochwasserfreien Zeit, d. i. in den Monaten zwischen November und Mai, zur Ausführung zu bringen. Infolge Verzögerungen bei der Gründung der Widerlager konnte erst am 1. Februar 1928 mit der Betonierung des ersten Bogens begonnen werden. Obwohl die dazugehörige Brückenhälfte vor Inangriffnahme des zweiten Bogens wenigstens für Fußgänger benützlich sein mußte, war auch der zweite am 1. Mai geschlossen und somit außer Gefahr. Sehr kurz waren die Zeiten, die zwischen Betonierungsbeginn und Ausrüstung jedes der beiden Bogen lagen. Beim ersten wurden hiefür 36, beim zweiten nur 29 Tage benötigt. Durch die Herstellung in einzelnen Teilabschnitten (Abb. 3) konnten zwar durch die Formänderung des Lehrgerüsts bedingte Vorspannungen

im Beton vermieden, hingegen wegen der zur Beschleunigung der Arbeit rasch vorgenommenen Fugenfüllung die durch die Verwendung frühhochfesten Zements noch erhöhte Schwindwirkung fast gar nicht ausgeschaltet werden. Die beobachtete Bogenverkürzung durch Schwinden allein entsprach einer Temperaturabnahme von 26°C .

Für die Ausrüstung wurden Zufferbügel verwendet, die beim ersten Bogen aus Weichholz hergestellt und für einen Flächendruck von 30 kg/cm^2 bemessen waren. Da die die Unterlage der Bügel bildenden Jochkappbäume wegen der mit 34 cm , also ziemlich groß, vorgeschriebenen Querschnittsbreite teilweise waldkantig waren, traten örtlich hohe Drucke und daher allgemein starke Verpressungen der Bügel auf. Die Folge war eine Lehrgerüstsetzung von 11 cm im Scheitel. Beim zweiten Bogen wurde für die Bügel statt Fichten-, Lärchenholz verwendet und damit die Scheitelsenkung auf 6 cm herabgedrückt. Da Waldkanten bei stärkeren Holzabmessungen fast unvermeidlich sind, empfiehlt es sich, zur Sicherheit die Flächenpressung von Zufferbügelu bei Weichholz mit höchstens 25 kg/cm^2 zu wählen, bei 30 kg/cm^2 aber schon das härtere Lärchenholz zu verwenden.



Abb. 4

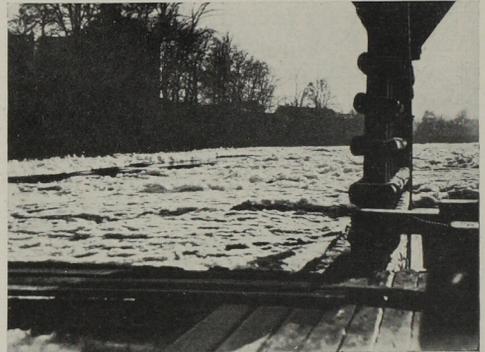


Abb. 5

Da natürlicher Betonschotter aus den in der Nähe von Leoben gelegenen Gruben durchwegs etwas Lehm enthält, wurde als Betonzuschlag ein künstliches Gemenge von gebrochenem Kalkstein und gekörnter Hochofenschlacke, die aus dem nahen Stahlwerk Donawitz der Alpinen Montangesellschaft leicht beschafft werden konnte, verwendet. Die mit diesem Gemenge erzielten Ergebnisse waren sehr gute. Es wurde bei einem Gehalte von rund 320 kg frühhochfestem Lorünser Zementes in 1 m^3 Fertigbeton eine durchschnittliche Baufestigkeit von 315 kg/cm^2 erreicht. Besonders hervorzuheben ist die außerordentlich hohe Elastizitätsziffer für Druck, die sich nach dem Ergebnisse der Probelastung auf 409000 kg/cm^2 beläuft. Darauf wäre bei Verwendung von solchem Schlackensand für Verbundkörper entsprechende Rücksicht zu nehmen.

Nun noch einige nicht alltägliche Beobachtungen während der Bauausführung. Beim Aushub der $4,3\text{ m}$ unter den Normalwasserstand reichenden Widerlager konnte hinter eisernen Spundwänden bis auf 3 m Tiefe ohne Wasserhaltung vorgestoßen werden. In dieser Tiefe lag erst der Grundwasserspiegel, unabhängig vom Wasserstande im Flußbette, das durch die fetten Abwässer des Stahlwerkes Donawitz vollständig gedichtet ist. In Abb. 4 erkennt man unten an der Spundwand die Höhe,

bis zu der das Grundwasser bei Ausschaltung der Pumpen anstieg. Der weiße Strich oben deutet den niedersten Wasserstand außerhalb der Spundwand an.

Das Rammen der Spundwandisen, System Larssen, erfolgte im allgemeinen trotz des schweren Schotterbodens ohne Schwierigkeiten, nur vereinzelt wurde das Vortreiben durch größere Kiesstücke verhindert.

Die aus den schon früher erwähnten Gründen in die Wintermonate verlegte Ausführung der Tragwerke brachte für den Bestand des Lehrgerüsts eine nicht erwartete Gefahr. Ein seit mehr als 30 Jahren nicht aufgetretener Eisstoß von

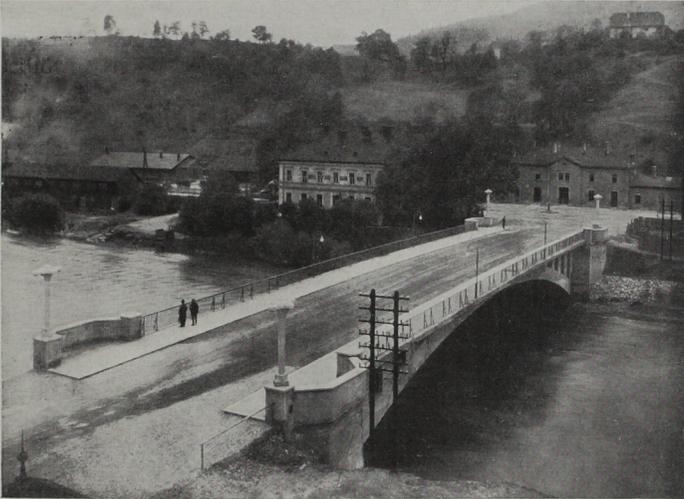


Abb. 6

durchschnittlich 1,5 m Stärke drohte das noch unbelastete Lehrgerüst abzuscheren. Abb. 5 gibt einen Blick vom Lehrgerüstboden gegen die sich aufstauenden Eismassen wieder, die glücklicherweise, ohne nennenswerten Schaden anzustiften, nach Eintritt von Tauwetter wieder abgetriftet werden konnten.

Zur Vervollständigung des Berichtes zeigt schließlich noch Abb. 6 eine Ansicht der fertigen Brücke.

Dr. Ing. PETER PASTERNAK, Privatdozent für Eisenbetonbau und technische Statik an der E. T. H. Zürich:

Die praktische Berechnung der durch mehrere Querriegel versteiften Brücken-Zwillingsgewölbe auf Winddruck¹

Die strenge Lösung der in der Überschrift genannten, für den Brückenbau wichtigen Aufgabe bietet nach dem allgemeinen energo-analytischen Verfahren keine prinzipiellen Schwierigkeiten. Eine solche Lösung ist auch schon früher von Dr. W. NAKONZ gegeben worden.² Bei einer größeren Anzahl von Querriegeln gestaltet sich aber das strenge Verfahren, das allgemeine Elastizitätsgleichungen benützt, dermaßen zeitraubend, daß es kaum allgemeine Verwendung in der Praxis finden kann.

¹ Der vollständige Vortrag ist in der „Schweizerischen Bauzeitung“, H. 18, Jahrg. 1928, erschienen.

² Die Berechnung des oberen Rahmen-Windverbandes bei einer Eisenbetonbrücke mit angehängter Fahrbahn. „Die Bautechnik“ 1923, S. 488.

Im folgenden schlagen wir eine Näherungslösung vor, die auf dreigliedrige, d. h. auf die bequemsten Systeme von Elastizitätsgleichungen führt und deren Genauigkeit in den weitaus meisten Fällen mehr als eine genügende ist.

Wir behandeln zwei im Brückenbau besonders häufig vorkommende Fälle:

A. Die Achsen der gleich ausgebildeten Bogen liegen in parallelen Vertikalebene. Dies ist die gewöhnliche Anordnung bei angehängter Fahrbahn (vgl. Abb. 1 auf Tafel 1, S. 768).

B. Die vertikalen Ebenen der gleichseitig liegenden Bogenachsenhälften sind gegeneinander geneigt (Abb. 4 auf Tafel II, S. 770). Eine solche Gewölbespreizung wird bei oben liegender Fahrbahn und größeren Spannweiten aus wirtschaftlichen, Stabilitäts- und auch ästhetischen Gründen zur Anwendung gelangen. Freilich verursacht die Bogenspreizung auch Zusatzspannungen in den Gewölbeebenen infolge der Vertikalbelastungen. Doch fallen diese Nebenspannungen aus dem Rahmen unseres heutigen Themas und wir werden uns an anderer Stelle mit ihnen beschäftigen.

In beiden genannten Fällen sind außerdem zwei gebräuchliche Querriegelanordnungen — die vertikale (in den Abb. 1 und 4 links) und jene senkrecht zur Bogenachse (in den Abb. 1 und 4 rechts) — zu berücksichtigen.

Die Berechnung auf Winddruck beider Zwillingbogentypen stützen wir auf folgende grundlegende Annahmen:

1. Den auf die Gewölbeansichtsflächen stetig verteilt wirkenden Winddruck ersetzen wir durch horizontale, längs der Riegelachsen in den Knotenpunkten angreifende Einzelkräfte. Ebenso sollen an den gleichen Stellen auch die auf den Überbau wirkenden Windkräfte auf das Gewölbe übertragen werden.

Bei der vorausgesetzten Spiegelsymmetrie der Gesamtkonstruktion in Bezug auf ihre vertikale Mittellängsschnittebene hat dies zur Folge, daß beide Bogen genau gleich, die Riegel antisymmetrisch beansprucht werden und daß die Mitten der Querriegel nur eine horizontale, sonst aber keine elastische Verschiebung erleiden. Die Querriegelmitten sind also Momenten-Nullstellen, selbst bei Berücksichtigung der gegensätzlich gleichen vertikalen Durchbiegungen der Bogen.

2. Die Vertikalverschiebungen der Knotenpunkte werden vernachlässigt und nur eine Horizontalverschiebung längs der Riegelachsen angenommen. Diese zweite Annahme findet ihre Begründung in der Kleinheit der aus den Windkräften sich ergebenden Zusatzbelastungen in den Bogenebenen und in der meistens bedeutend größeren Biegesteifigkeit der Bogen in ihren Ebenen gegenüber jenen in der Querrichtung.

Die Annahmen unter 1 und 2, die übrigens ihre volle Bestätigung in den Ergebnissen der genauen Berechnung mit allgemeinen Elastizitätsgleichungen erhalten, und die auch aus bloßer Anschauung einleuchten, ferner und vor allem die vorhandene Verwandtschaft der querversteiften Zwillingbogen mit den ebenen Rahmenträgern weisen auf folgende Berechnungsverfahren für die beiden unter A und B auseinander gehaltenen Fälle:

Fall A (Tafel I). Man wählt hier als Überzählige am einfachsten die auf einer Seite der Riegel in den Knotenpunkten auftretenden Bogen-Biegemomente X und Torsionsmomente Y . An Hand der Abb. 2, die die wirkenden Kräfte im Hauptsystem darstellt und mit Hilfe der MOHRschen Arbeitsgleichung, deren eminent praktische Bedeutung sich ganz besonders bei den Raumtragwerken zeigt, kann man das System der Elastizitätsgleichung für die X und Y unmittelbar anschreiben.

Man ordnet die Gleichungen am besten in zwei simultane Gruppen an: 1. in die *Biegungsgleichungen*, die zu den $X = 1$ als virtuelle Belastungszustände gehören und 2. in die *Torsionsgleichungen*, die die Bedeutung haben, daß die virtuellen Arbeiten der $Y = 1$ infolge des wirklichen Verschiebungszustandes verschwinden.

Dank der getroffenen Wahl für die Überzähligen sind beide simultanen Gleichungssysteme, die also im Grunde genommen ein einziges vollständiges System bilden, sowohl in den X als auch Y dreigliedrig, und zwar von dem häufigst auftretenden Typus mit negativen Matrixvorzeichen außerhalb der Hauptdiagonale.¹ Ihre Auflösung erfolgt am einfachsten durch Iteration, indem man vorerst im ersten Gleichungssystem die $Y = 0$ setzt und durch die bekannte einfache Reduktion der verbleibenden, nun dreigliedrigen X -Gleichungen die X ermittelt und aus dem zweiten, jetzt ebenfalls dreigliedrigen Y -System auf gleiche Weise die Y findet. Die Gleichungen lassen sich ebenso leicht für vertikale als auch senkrecht zur Bogenachse liegende Querriegel aufstellen. Bemerkenswert ist die starke Vereinfachung und der Übergang in dasselbe Gleichungssystem in beiden Fällen bei Annahme *quadratischer* Riegel. In diesem Sonderfall kommt besonders deutlich die Verwandtschaft mit dem ebenen Rahmenträger in Erscheinung.

Fall B (Tafel II). Man könnte auch hier mit dem gleichen statisch unbestimmten Hauptsystem auskommen. Nur lassen sich dann die X - und Y -Gleichungen nicht mehr so unmittelbar wie unter *A* anschreiben. Dies gelingt aber wieder, wenn man hier am einfachsten die Feldschübe X , die in der Längssymmetrieebene und in den einzelnen Felderebenen in den Mitten der Riegelachsen angreifen, als Überzählige wählt. Als zweite Gruppe von Überzähligen führt man wieder die senkrecht zur Symmetrieebene wirkenden Drillmomente Y der einzelnen Bogenstäbe ein. Die MOHRsche Arbeitsgleichung, hier ganz besonders wirksam durch die bekannte Trapezformel unterstützt, liefert wieder zwei Gleichungsgruppen von demselben wie unter *A* gefundenen, in den X und Y dreigliedrigen Typus. Es sei betont, daß hier, wie im Fall *A*, die Dreigliedrigkeit der Gleichungen in den X und Y nur von der zweckmäßigen Wahl der Überzähligen und nicht etwa von der Annahme gerader Bogenstäbe und konstanten Trägheitsmomentes im Bereich der Einzelstäbe abhängig ist.

Infolge der Symmetrie im Tragwerk und in den Belastungen hat man die Gleichungen im Fall *A* und *B* nur für die auf einer Gewölbehälfte liegenden Knotenpunkte anzuschreiben. Die erste und letzte Gleichung beider simultanen Gleichungssysteme, die jeweils nur zwei X und zwei Y enthalten, erhält man aus den leicht ersichtlichen Randbedingungen

$$X_1 = X_0, \quad Y_1 = Y_0; \quad r'_n = r''_n = 0,$$

wo r'_n und r''_n die verschwindenden Biegunslängen der Widerlager bei vollkommener Einspannung des Gewölbes bedeuten. Die Belastungsglieder in den X - und Y -Gleichungen sind aus den halben Windkragemomenten des im Scheitel aufgeschnittenen Gewölbes zu ermitteln, wobei die Torsionsmomente, infolge der fehlenden Torsionssteifigkeit der Gewölbe im Hauptsystem, von den Riegeln aufgenommen werden müssen.

Durchgerechnete Zahlenbeispiele haben zu dem überraschenden und willkommenen Ergebnis geführt, daß die Torsionsbeanspruchung schon bei einer mäßig großen Zahl von Querriegeln gegenüber der Biegungsbeanspruchung in der Querrichtung verschwindet und daß also die Biegemomentenverteilung in der Querrichtung der Bogen und in den Riegeln infolge des Winddruckes sich aus einem einzigen dreigliedrigen Gleichungssystem, das sich aus den Biegunsgleichungen unter *A* und *B* durch Weglassen der Torsionsglieder ergibt, sehr rasch und praktisch genau erschließen läßt. Bei zur Bogenachse senkrechten Riegeln unterscheiden sich die so gewonnenen Biegunsgleichungen praktisch nicht von den entsprechenden Gleichungen des ebenen symmetrischen Stockwerkrahmens mit vertikalen bzw. gespreizten Ständern.

¹ Vgl. PASTERNAK: Berechnung vielfach statisch unbestimmter Stabtragwerke. Verlag Gebr. Leemann, Zürich u. Leipzig, 1927.

a) Bei vertikalen Querriegeln:

$$K_{te} \text{ Biegungsgleichung: } - \left(r' \cos a_{k-1} \cos a_k + r''_{k-1} \sin a_{k-1} \sin a_k \right) X_{k-1} + \left[r'_{k-1} \cos^2 a_k + r''_{k-1} \sin^2 a_k + 6 b'_k + r' \cos^2 a_k + r'' \sin^2 a_k \right] X_k - \left(r'_k \cos a_k \cos a_{k+1} + r''_k \sin a_k \sin a_{k+1} \right) X_{k+1} + \left(r'_{k-1} \cos a_k \sin a_{k-1} - r''_{k-1} \cos a_{k-1} \sin a_k \right) Y_{k-1} - \left(r'_{k-1} - r''_{k-1} + r'_k - r''_k \right) \sin a_k \cos a_k Y_k + \left(r'_k \cos a_k \sin a_{k+1} - r''_k \cos a_{k+1} \sin a_k \right) Y_{k+1} - \left[\left(r'_{k-1} \cos^2 a_{k-1} + r''_{k-1} \sin^2 a_{k-1} + r'_k \cos^2 a_k + r''_k \sin^2 a_k + 3 b'_k \right) M_k - \left(r'_k \cos a_k \cos a_{k+1} + r''_k \sin a_k \sin a_{k+1} \right) M_{k+1} + \left(R_k r'_k - R_{k-1} r''_{k-1} \right) \sin a_k \right] = 0$$

$$K_{te} \text{ Torsionsgleichung: } - \left(r'_{k-1} \sin a_{k-1} \sin a_k + r'_{k-1} \cos a_{k-1} \cos a_k \right) Y_{k-1} + \left[r'_{k-1} \sin^2 a_k + r''_{k-1} \cos^2 a_k + 6 t_k + r'_k \sin^2 a_k + r''_k \cos^2 a_k \right] Y_k - \left(r'_k \sin a_k \sin a_{k+1} + r''_k \cos a_k \cos a_{k+1} \right) Y_{k+1} + \left(r'_{k-1} \sin a_k \cos a_{k-1} - r''_{k-1} \cos a_{k-1} \sin a_k \right) X_{k-1} - \left(r'_{k-1} - r''_{k-1} + r'_k - r''_k \right) \sin a_k \cos a_k X_k + \left(r'_k \sin a_k \cos a_{k+1} - r''_k \cos a_{k+1} \sin a_k \right) X_{k+1} + \left(r'_{k-1} - r''_{k-1} \right) \sin a_k \cos a_k M_k - \left(r'_k \cos a_{k+1} \sin a_k - r''_k \sin a_{k+1} \cos a_k \right) M_{k+1} + \left(R_k \cdot r'_k - R_{k-1} \cdot r''_{k-1} \right) \cos a_k = 0$$

b) Bei normal zur Bogenachse liegenden Riegeln: mit $\frac{\beta}{2} = \gamma$.

$$K_{te} \text{ Biegungsgleichung: } - \left(r'_{k-1} \cos^2 \gamma_{k-1} - r''_{k-1} \sin^2 \gamma_{k-1} \right) X_{k-1} + \left[\left(r'_{k-1} \cos^2 \gamma_{k-1} + r''_{k-1} \sin^2 \gamma_{k-1} \right) + 6 b'_k + \left(r'_k \cos^2 \gamma_k + r''_k \sin^2 \gamma_k \right) \right] X_k - \left(r'_k \cos^2 \gamma_k - r''_k \sin^2 \gamma_k \right) X_{k+1} - \frac{1}{2} \sin \beta_{k-1} \left(r'_{k-1} + r''_{k-1} \right) Y_{k-1} - \frac{1}{2} \left[\left(r'_{k-1} - r''_{k-1} \right) \sin \beta_{k-1} - \left(r'_k - r''_k \right) \sin \beta_k \right] Y_k + \frac{1}{2} \sin \beta_k \left(r'_k + r''_k \right) Y_{k+1} - \left[\left(\cos^2 \gamma_{k-1} r'_{k-1} + \sin^2 \gamma_{k-1} r''_{k-1} + 3 b'_k + r'_k \cos^2 \gamma_k + r''_k \sin^2 \gamma_k \right) \cdot M_k - \left(\cos^2 \gamma_k r'_k - \sin^2 \gamma_k r''_k \right) M_{k+1} \right] + R_k \left[\sin \left(a_k + \gamma_k \right) \cdot \cos \gamma_k \cdot r'_k - \cos \left(a_k + \gamma_k \right) \sin \gamma_k \cdot r''_k \right] - R_{k-1} \left[\sin \left(a_{k-1} + \gamma_{k-1} \right) \cdot \cos \gamma_{k-1} r'_{k-1} + \cos \left(a_{k-1} + \gamma_{k-1} \right) \cdot \sin \gamma_{k-1} \cdot r''_{k-1} \right] = 0$$

$$K_{te} \text{ Torsionsgleichung: } - \left(\cos^2 \gamma_{k-1} r'_{k-1} - \sin^2 \gamma_{k-1} r''_{k-1} \right) Y_{k-1} + \left(r''_{k-1} \cos^2 \gamma_{k-1} + r'_{k-1} \sin^2 \gamma_{k-1} + 6 t_k + r'_k \cos^2 \gamma_k + r''_k \sin^2 \gamma_k \right) Y_k - \left(r''_k \cos^2 \gamma_k - r'_k \sin^2 \gamma_k \right) Y_{k+1} + \frac{1}{2} \sin \beta_{k-1} \cdot \left(r'_{k-1} + r''_{k-1} \right) X_{k-1} - \frac{1}{2} \left[\sin \beta_{k-1} \left(r'_{k-1} - r''_{k-1} \right) - \sin \beta_k \left(r'_k - r''_k \right) \right] X_k - \frac{1}{2} \sin \beta_k \left(r'_k + r''_k \right) X_{k+1} + \frac{1}{2} \left(r'_k + r''_k \right) M_{k+1} \sin \beta_k + \frac{1}{2} \left[\left(r'_{k-1} - r''_{k-1} \right) \sin \beta_{k-1} - \left(r'_k - r''_k \right) \sin \beta_k \right] \cdot M_k + R_k \left[\sin \left(a_k + \gamma_k \right) \cdot \sin \gamma_k \cdot r'_k + \cos \left(a_k + \gamma_k \right) \cdot \cos \gamma_k \cdot r''_k \right] - R'_{k-1} \left[\cos \left(a_{k-1} + \gamma_{k-1} \right) \cdot \cos \gamma_{k-1} \cdot r'_{k-1} - \sin \left(a_{k-1} + \gamma_{k-1} \right) \cdot \sin \gamma_{k-1} \cdot r''_{k-1} \right] = 0.$$

Die ersten und letzten Gleichungen in beiden Systemen ergeben sich aus den Randbedingungen:

$$1. X_0 = X_1, Y_0 = Y_1 \text{ und } 2. r'_n = r''_n = 0$$

c) Bei quadratischen Riegeln: mit $r' = r''$ gehen die Gleichungen unter a) und b) auf dasselbe, noch viel einfachere simultane System über:

$$K_{te} \text{ Biegungsgleichung: } - r'_{k-1} \cos \beta_{k-1} X_{k-1} + \left(r'_{k-1} + 6 b'_k + r'_k \right) X_k - r'_k \cos \beta_k X_{k+1} - \sin \beta_{k-1} r'_{k-1} Y_{k-1} + \sin \beta_k r'_k Y_{k+1} - \left[\left(r'_{k-1} + 3 b'_k + r'_k \right) M_k - \cos \beta_k M_{k+1} \right] + \left[R_k \cdot r'_k - R_{k-1} \cdot r'_{k-1} \right] \cdot \sin a_k = 0$$

$$K_{te} \text{ Torsionsgleichung: } - r'_{k-1} \cos \beta_{k-1} Y_{k-1} + \left(r'_{k-1} + 6 t_k + r'_k \right) Y_k - r'_k \cos \beta_k Y_{k+1} + \sin \beta_{k-1} r'_{k-1} X_{k-1} - \sin \beta_k r'_k X_{k+1} + r'_k \sin \beta_k M_{k+1} + \left(R_k r'_k - R_{k-1} r'_{k-1} \right)$$

Die simultanen X- und Y-Gleichungen unter a), b), c) sind sowohl in den X als auch in den Y dreigliedrig. Ihre Auflösung erfolgt deswegen durch Iteration sehr rasch.

d) Näherungslösung: Aus a), b) und c) erkennt man, daß für Bemessungszwecke die Y vernachlässigt und die X aus den nun dreigliedrigen Biegungsgleichungen berechnet werden können.

Tafel II

B. Berechnung auf Winddruck
gespreizter, durch mehrere Querriegel versteifter Zwillingsgewölbe

a) Vertikale Querriegel

b) Zur mittleren Bogenachse senkrechte Querriegel

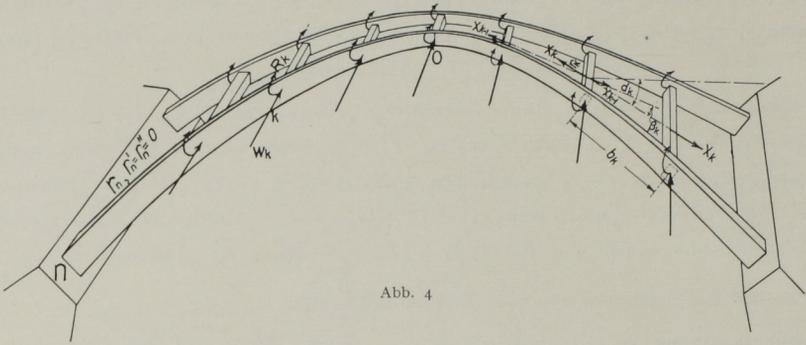


Abb. 4

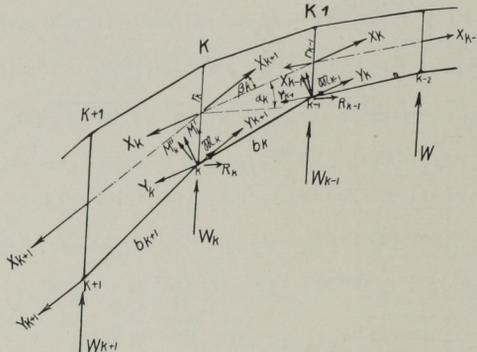


Abb. 5. Kräfte im stat. unbest. Hauptsystem

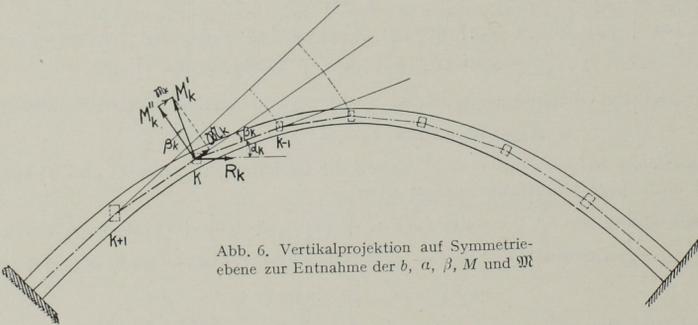


Abb. 6. Vertikalprojektion auf Symmetrie-ebene zur Entnahme der b, a, β, M und \mathfrak{M}

M'_k Windkragnomente des im Scheitel aufgeschnittenen } im Knotenpunkt K .
 $M''_k = M_k \cos \beta_k$ Bogens
 $\mathfrak{M}_k = M'_k \sin \beta_k$ Torsionsmoment in k , das im gewählten Hauptsystem vom Riegel auf-
 zunehmen ist.
 $R_k =$ äußeres Biegemoment des Riegels (vom Überbau) in der Vertikalebene.

1. *Grundlegende Annahme:* Knotenpunkte verschieben sich nur horizontal.

2. *Wahl der Überzähligen:* Bei gespreizten Zwillingsbögen wählt man am einfachsten als Überzählige die an den Riegeln in der Symmetrieebene angreifenden *Feldschübe* X und die zur Symmetrieebene senkrechten *Drillmomente* Y der Bogenstäbe. Die Gewölbewirkung in den Bogenebenen bleibt also vollkommen erhalten. Die Zusatzspannungen infolge der Gewölbepreisung sind bei Vertikalbelastung gesondert zu bestimmen.

3. *Ergänzende Bezeichnungen:* $r' = \frac{J_c}{J_1} \cdot r$ } horizontale und vertikale bzw. tangentielle und
 $r'' = \frac{J_c}{J_2} \cdot r$ } normale Biegunslängen der Riegel.
 $b' = \frac{J_c}{J} \cdot b$ = Biegunslänge in der Querrichtung }
 $t = \frac{E}{G} \cdot \frac{J_c}{T} \cdot b = \frac{2(m+1)}{m} \cdot \frac{J_c}{T} \cdot b$ = Torsionslänge } der Bogenstäbe.

4 *Elastizitätsgleichungen:* Man erhält durch Anschreiben der zu $X_k = 1$ und $Y_k = 1$ und dem gesamten Verschiebungszustand gehörenden virtuellen Arbeiten und Benützung der Trapezformel unmittelbar zwei Systeme simultaner, in den X und Y dreigliedrigen, Gleichungen:

a) *Bei vertikalen Querriegeln:*

$$K_{te} \text{ Biegunsgleichung: } - \left(r'_{k-1} \cos a_{k-1} \cos a_k + r''_{k-1} \sin a_{k-1} \sin a_k \right) r_{k-1}^2 X_{k-1} + \left[\left(r'_{k-1} \cos^2 a_k + r''_{k-1} \sin^2 a_k \right) r_{k-1}^2 + b'_k \left\{ r_{k-1} (2r_{k-1} + r_k) + r_k (2r_k + r_{k-1}) \right\} + \left(r'_k \cos^2 a_k + r''_k \sin^2 a_k \right) r_k^2 \right] X_k - \left(r'_k \cos a_k \cos a_{k+1} + r''_k \sin a_k \sin a_{k+1} \right) r_k^2 X_{k+1} - 2 \left(r'_{k-1} \sin a_{k-1} \cos a_k - r''_{k-1} \sin a_k \cos a_{k-1} \right) r_{k-1} Y_{k-1} + \sin 2 a_k \left[\left(r'_{k-1} - r''_{k-1} \right) r_{k-1} + \left(r'_k - r''_k \right) r_k \right] Y_{k-2} + \left(r'_k \sin a_{k+1} \cos a_k - r''_k \sin a_k \cos a_{k+1} \right) r_k Y_{k+1} - 2 \left[M''_{k-1} \cdot (2r_{k-1} + r_k) + M'_k \cdot (2r_k + r_{k-1}) \right] b'_k - \left[2 \mathfrak{M}_k r_k \left(r'_k \cos a_k \sin a_{k+1} - r''_k \sin a_k \cos a_{k+1} \right) - \mathfrak{M}_{k-1} \left(r'_{k-1} - r''_{k-1} \right) r_{k-1} \sin 2 a_k \right] - 2 \sin a_k \left(r_k r'_k \cdot R_k - r_{k-1} \cdot r'_{k-1} \cdot R_{k-1} \right) = 0$$

$$K_{te} \text{ Torsionsgleichung: } - \left(r'_{k-1} \sin a_{k-1} \sin a_k + r''_{k-1} \cos a_{k-1} \cos a_k \right) Y_{k-1} + \left[\left(r'_{k-1} \sin^2 a_k + r''_{k-1} \cos^2 a_k \right) + 6 t k + \left(r'_k \sin^2 a_k + r''_k \cos^2 a_k \right) \right] Y_k - \left(r'_k \sin a_k \sin a_{k+1} + r''_k \cos a_k \cos a_{k+1} \right) Y_{k+1} - \frac{1}{2} \left(r'_{k-1} \cos a_{k-1} \sin a_k - r''_{k-1} \cos a_k \sin a_{k-1} \right) r_{k-1} X_{k-1} + \frac{\sin 2 a_k}{4} \left[\left(r'_{k-1} - r''_{k-1} \right) r_{k-1} + \left(r'_k - r''_k \right) r_k \right] X_k - \frac{1}{2} \left(r'_k \sin a_k \cos a_{k-1} - r''_k \cos a_k \sin a_{k+1} \right) r_k X_{k+1} - \left[\mathfrak{M}_k \left(r'_k \sin a_k \sin a_{k+1} + r''_k \cos a_k \cos a_{k+1} \right) - \mathfrak{M}_{k-1} \left(r'_{k-1} \sin^2 a_k + r''_{k-1} \cos^2 a_k \right) \right] + \cos a_k \cdot \left(r'_k \cdot R_k - r''_{k-1} \cdot R_{k-1} \right) = 0$$

b) *Bei zur Bogenachse senkrechten Querriegeln:* mit $\frac{\beta}{2} = \gamma$ erhält man:

$$K_{te} \text{ Biegunsgleichung: } - \left(\cos^2 \gamma_{k-1} r'_{k-1} - \sin^2 \gamma_{k-1} r''_{k-1} \right) r_{k-1}^2 X_{k-1} + \left[\left(\cos^2 \gamma_{k-1} r'_{k-1} + \sin^2 \gamma_{k-1} r''_{k-1} \right) r_{k-1}^2 + \left\{ r_{k-1} (2r_{k-1} + r_k) + r_k (2r_k + r_{k-1}) \right\} b'_k + \left(\cos^2 \gamma_k r'_k + \sin^2 \gamma_k r''_k \right) \cdot r_k^2 \right] X_k - \left(\cos^2 \gamma_k r'_k - \sin^2 \gamma_k r''_k \right) r_k^2 X_{k+1} + r_{k-1} \left(r'_{k-1} + r''_{k-1} \right) \sin \beta_{k-1} Y_{k-1} - \left[r_k \left(r'_k - r''_k \right) \sin \beta_k - r_{k-1} \left(r'_{k-1} - r''_{k-1} \right) \sin \beta_{k-1} \right] Y_{k-2} + r_k \left(r'_k + r''_k \right) \sin \beta_k Y_{k+1} - 2 \left[M_{k-1} \cdot (2r_{k-1} + r_k) + M_k \cdot (2r_k + r_{k-1}) \right] b'_k - \left[r_k \cdot \left(r'_k + r''_k \right) \sin \beta_k \cdot \mathfrak{M}_k - r_{k-1} \left(r'_{k-1} - r''_{k-1} \right) \sin \beta_{k-1} \mathfrak{M}_{k-1} \right] - 2 r_k R_k \left[\sin \left(a_k + \gamma_k \right) \cos \gamma_k r'_k - \cos \left(a_k + \gamma_k \right) \sin \gamma_k r''_k \right] + 2 r_{k-1} R_{k-1} \left[\sin \left(a_{k-1} + \gamma_{k-1} \right) \cos \gamma_{k-1} \cdot r'_{k-1} + \cos \left(a_{k-1} + \gamma_{k-1} \right) \sin \gamma_{k-1} \cdot r''_{k-1} \right] = 0$$

$$K_{te} \text{ Torsionsgleichung: } - \left(\cos^2 \gamma_{k-1} v''_{k-1} - \sin^2 \gamma_{k-1} v'_{k-1} \right) Y_{k-1} + \left[\cos^2 \gamma_{k-1} v''_{k-1} + \sin^2 \gamma_{k-1} v'_{k-1} + 6 t_k + \cos^2 \gamma_k v''_k + \sin^2 \gamma_k v'_k \right] Y_k - \left(\cos^2 \gamma_k v''_k - \sin^2 \gamma_k v'_k \right) Y_{k+1} - \frac{\sin \beta_{k-1}}{4} \left(v'_{k-1} + v''_{k-1} \right) v_{k-1} X_{k-1} - \frac{1}{4} \left[\sin \beta_k \left(v'_k - v''_k \right) v_k - \sin \beta_{k-1} \left(v'_{k-1} - v''_{k-1} \right) v_{k-1} \right] X_k + \frac{\sin \beta_k}{4} \left(v'_k + v''_k \right) v_k X_{k+1} - \left[\mathfrak{M}_k \left(\cos^2 \gamma_k v''_k - \sin^2 \gamma_k v'_k \right) - \mathfrak{M}_{k-1} \left(\cos^2 \gamma_{k-1} v''_{k-1} + \sin^2 \gamma_{k-1} v'_{k-1} \right) \right] + R_k \left[\sin \left(\alpha_k + \gamma_k \right) \sin \gamma_k v'_k + \cos \left(\alpha_k + \gamma_k \right) \cos \gamma_k v''_k \right] + R_{k-1} \left[\sin \left(\alpha_{k-1} + \gamma_{k-1} \right) \sin \gamma_{k-1} v'_{k-1} - \cos \left(\alpha_{k-1} + \gamma_{k-1} \right) \cos \gamma_{k-1} v''_{k-1} \right] = 0$$

Erste und letzte Gleichung in a) und b) erhält man, indem man $k = 1$, $X_0 = X_1$, $Y_0 = Y_1$ und $v'_n = v''_n = 0$ setzt. Die Auflösung der simultanen Gleichungen erfolgt wieder am raschesten durch Iteration, da sie sowohl in den X als Y dreigliedrig sind.

c) Bei quadratischen Querviegeln gehen die Gleichungen sowohl unter a) als auch b) in dasselbe einfachere System über:

$$K_{te} \text{ Biegungsgleichung: } - v'_{k-1} v''_{k-1} \cos \beta_{k-1} X_{k-1} + \left[v'_{k-1} v''_{k-1} + \left\{ v_{k-1} \left(2 v_{k-1} + v_k \right) + v_k \left(2 v_k + v_{k-1} \right) \right\} v'_k + v'_k v''_k \right] X_k - v'_k v''_k \cos \beta_k X_{k+1} + 2 v'_{k-1} v_{k-1} \sin \beta_{k-1} Y_{k-1} - 2 v'_k v_k \sin \beta_k Y_{k+1} - 2 \left[M''_{k-1} \cdot \left(2 v_{k-1} + v_k \right) + M'_k \cdot \left(2 v_k + v_{k-1} \right) \right] v'_k - 2 \mathfrak{M}_k v'_k \sin \beta_k - 2 \sin \alpha_k \left(v_k v'_k \cdot R_k - v_{k-1} v'_{k-1} \cdot R_{k-1} \right) = 0$$

$$K_{te} \text{ Torsionsgleichung: } - v'_{k-1} \cos \beta_{k-1} Y_{k-1} + \left[v'_{k-1} + 6 t_k + v'_k \right] Y_k - v'_k \cos \beta_k Y_{k+1} - \frac{1}{2} v'_{k-1} v_{k-1} \sin \beta_{k-1} X_{k-1} + \frac{1}{2} v'_k v_k \sin \beta_k X_{k+1} - \left[\mathfrak{M}_k v' \cos \beta_k - \mathfrak{M}_{k-1} v'_{k-1} \right] + \cos \alpha_k \left(v'_k R_k - v'_{k-1} R_{k-1} \right) = 0$$

d) Näherungslösung: Die Gleichungen unter a), b), c) zeigen, daß die Feldschübe X sich genügend genau aus den dreigliedrigen Biegungsgleichungen, unter Vernachlässigung der Torsionsmomente Y , bestimmen lassen.

Anmerkung: Die Vorzahlen in den Biegungsgleichungen sind mit $24 J_c E$ und jene in den Torsionsgleichungen mit $6 J_c E$ vervielfacht.

Alfonso Peña BOEUF, Madrid:

Figure d'équilibre dans les grandes voûtes de béton armé

A l'époque à laquelle le béton armé était inconnu, les vides étaient franchis par des voûtes en maçonnerie, et leur forme s'assujettissait exclusivement à un style d'ornement et d'architecture qui s'imposait à la construction de l'ouvrage.

Après avoir établi la portée et la flèche de la voûte, le tracé de l'intrados et de l'extrados, était généralement assez capricieux fixant leurs épaisseurs, à la clef et à la naissance de la voûte, par des formules empiriques de valeur restreinte malgré leur caractère expérimental.

Au fur et à mesure, que les procédés de la construction ont fait des progrès, en transformant leur caractère d'art en caractère scientifique il était naturel que la vieille méthode, pour la détermination des voûtes, ne pût plus donner satisfaction.

Dans la plupart des cas, on projetait la figure géométrique en appliquant un tracé arbitraire mais, respectant une certaine harmonie avec la conception architectonique.

Le calcul des épaisseurs s'établissait par vérification mécanique des résultantes des forces influentes en observant la méthode classique de Méry, bien plus rationnelle que la méthode empirique et qui serait entièrement acceptable, abstraction faite du principe de fixation du point de passage de l'une des forces.

Le béton armé composition essentiellement hétérogène, exige, pour son bon emploi, une parfaite connaissance du travail auquel sont soumises les différentes matières qui le composent.

Le béton et le fer suivant les propriétés de chacun depuis que leur emploi s'est généralisé dans la construction, on s'est vu obligé de faire intervenir pour leur étude certaines théories dotées d'un coefficient d'élasticité. Étant donné que dans la répartition des forces sur un corps on peut simplement faire appel à la théorie des lignes de tension fixées par la théorie des déformations; d'autant plus que de nombreuses expériences ont prouvé l'assimilation possible des solides naturels aux corps élastiques mais naturellement dans la limite du travail habituel de chaque matière.

L'application du béton armé aux ponts sur voûtes établissant des portées de plus en plus grandes, en s'imposant la condition de réduire au minimum et dans la limite maxima de résistance pratique du matériel le volume du béton, exige l'intervention des études élastiques permettant de connaître la forme du travail en harmonisant les conditions de sécurité et de maximum d'économie.

En appliquant la théorie des déformations élastiques à l'étude des voûtes on comprendra facilement que pour une même portée et une même flèche la forme donnée à la directrice géométrique de l'arc influe d'une façon notoire dans la résistance pour un même système de charge de béton armé étant constitué par l'union de deux matières présentant chacune respectivement des propriétés de compression et de traction, le régime le plus économique du travail sera celui dans lequel prédomineront les compressions avec le coefficient le plus réduit pour les parties métalliques. En pareil cas la forme par excellence d'une voûte serait celle qui permettrait de considérer exclusivement la compression de ses fibres.

Si les différentes charges qui agissent sur une voûte comme par exemple son propre poids, il n'y a pas le moindre doute que l'antifuniculaire de ces charges serait celle qui aurait sa ligne directrice, car de cette façon toutes les résultantes aboutiraient au centre géométrique des sections produisant des compressions absolues.

Il est évidemment très rare que l'on puisse procéder d'une façon aussi simple, car abstraction faite de la charge permanente, les charges que la voûte doit supporter sont généralement variables en forme et en position déformant la figure d'équilibre, par suite des flexions produites.

En outre, les variations du volume dues à la température et à la prise des mortiers altèrent sensiblement le régime des charges verticales produisant des désaxements dans les résultantes qui peuvent être encore plus grands que ceux des surcharges.

En prenant les précautions nécessaires on peut arriver dans la construction à neutraliser les effets de la prise des mortiers; mais il n'en est pas de même avec la température qui ne devient méprisable que lorsque les roütes sont pourvues de trois arceaux consécutifs.

Par conséquent pour chaque position d'un train il existe une courbe antifuniculaire de charge proprement dite et une autre correspondante à celle du train qui marque la ligne d'équilibre de compression; mais par suite du déplacement de la surcharge la ligne précitée enveloppera d'une façon continue la courbe qui devra être adoptée.

En général et en chaque sens il y aura deux courbes définies par la méthode ci-dessus indiquée; et puis qu'on ne peut pas songer à obtenir une courbe unique exclusivement du régime des compressions, la moyenne entre les deux sera celle qui accusera le minimum de flexions. Néanmoins, dans tous les cas il sera indispensable d'accepter les valeurs accusées par le changement thermique.

Pour le régime d'équilibre la nature des supports joue un grand rôle pour ce qui a trait à la voûte. Pour le béton armé la forme rationnelle des supports est l'encastrement des extrémités non pas au point de vue économique, mais pour se

rapprocher le plus possible des conditions supposées dans la théorie. Les ponts voûtés sont toujours composés d'une arche sur laquelle reposent les piliers soutenant les poutres du seuil.

Quand il s'agit de ponts de petites portées (jusqu'à 20 ou 25 m) la rigidité relative de l'arche et du seuil sont comparables et si l'on étudie la courbe plus « ad-hoc » d'équilibre de la voûte, comme élément isolé, soutenant les charges transmises par les piliers et les tympans, la réalité ne confirme pas les résultats supposés.

Effectivement, les piliers encastrés dans la voûte ou dans le tablier produisent des compressions et des flexions.

Supposant même que la voûte agisse comme antifuniculaire de charge et que dans ce sens elle eût un régime de compression seulement, par l'ensemble de la déformation du tablier, piliers et voûtes qui sont solidaires, la fibre neutre des flexions cesserait d'être la directrice étudiée et à la rigueur l'arc entrerait dans le régime de flexions comme pièce dont la directrice serait une courbe comprise entre sa fibre moyenne et l'horizontale des centres de gravité du tablier.

Cette courbe directrice du système total serait définie par l'égalité des moments statiques du tablier et de l'arc dans chaque section et cette courbe est celle qui doit être étudiée comme figure d'équilibre des compressions maxima pour obtenir le système élastique le plus économique.

Au fur et à mesure que la portée des ponts augmente, le rapport entre l'inertie du tablier et de la voûte diminue et quand il s'agit de grandes voûtes, bien que les piliers soient encastrés la flexibilité relative à l'arc conduit à mépriser les flexions transmises.

En ce cas l'effet de la surcharge mobile est très atténué et les deux enveloppentes des antifuniculaires se rapprochent beaucoup et par la suite la moyenne sera la figure à adopter comme directrice. En aucun cas on ne devra négliger les tensions thermiques qui en rapport à la croissance de l'arc augmentent considérablement de valeur étant donné que la cause qui les produit plus rapidement c'est le moment d'inertie il sera indispensable de chercher à l'amoindrir en tâchant d'obtenir des sections qui aient une grande flexibilité relative, c'est à dire, réduire l'épaisseur et augmenter la largeur.

Si la condition nécessaire pour obtenir une relative indépendance entre le tablier et l'arc est due principalement au manque de rigidité qui doit être donné aux piliers servant à rattacher les différents éléments, on devra prendre les dispositions nécessaires pour obtenir cette assimilation. On pourrait préconiser l'articulation inférieure des piliers, mais s'il n'en était pas ainsi et bien qu'encastrés, leur moment d'inertie peut être très petit et on les construirait en forme de cloison qui permettrait une déformation facile, mais nécessaire pour éviter la solidarité de leurs efforts.

Dans toutes les structures qui par suite de leur complexité, et étude élastique d'ensemble, est difficile, il est possible d'introduire quelques simplifications non arbitraires s'ajustant à des dispositions de la construction faisant jouer l'inertie (clef fondamentale des déformations relatives) pour s'orienter dans la distribution des efforts qui permettent d'avoir confiance dans les calculs élastiques.

Regierungsbaurat Dr. Ing. EDUARD ERHART, Wien:

Die Sängerbundesfesthalle in Wien 1928¹

Die ausgeführte Konstruktion war im wesentlichen die folgende: Die Mittelhallenbinder waren durch Zweigelenk-Fachwerksrahmen (ohne Zugstange) gebildet, die auf 60 m frei gespannt waren. Die Seitenhallenbinder erhielten je 25 m Spannweite und bestanden aus Fachwerkträgern, die einerseits auf Auslegern der Mittelbinder, andererseits auf Pendelstützen aufgelagert waren. Die große Spannweite des Zweigelenkrahmensbinders und die flache Dachneigung bedang in manchen Knoten und Gelenken Spezialkonstruktionen. Das Dach ruhte auf Gitter-Fachwerkträgern (Pfetten), deren Spannweite 20 m, in den Endfeldern 21 m betrug und deren Lastfeld ungefähr 6 m breit war.

Die rückwärtigen Windständer waren außen an die Halle angebaut und wurden mit Zugankern in schweren Betonfundamenten verankert. Die vorderen Windständer standen im Innern der Halle und übertrugen den Winddruck der vorderen Riegelwand teilweise auf Beton-, teilweise auf Pilotenfundamente. Außerdem waren zwischen den Fachwerksbindern eigene Windträger eingebaut, die zur Aufnahme der seitlichen Windlasten und zur Übertragung derselben auf die Fachwerksbinder dienten.

Die Knotenverbindungen dieser Fachwerkskonstruktion wurden auf Grund der Ergebnisse eingehender Erprobungen an der Versuchsanstalt der Wiener Technischen Hochschule mit SCHÜLLERSchen Patent-Ringdübeln (benannt nach dem Patentinhaber, dem Wiener Baumeister FRANZ SCHÜLLER) hergestellt.

Die statischen Grundlagen für den Konstruktionsentwurf waren die folgenden:

a) Windkräfte: Diese wurden mit 125 kg pro Quadratmeter wagrechter (auf vertikale Wände) und mit 25 kg/qm Grundriß lotrechter Windbelastung angenommen. Es wurde sowohl bei den Seitenhallen als auch bei der Mittelhalle erstens der Fall eines gleichzeitigen wagrechten und lotrechten Windes nur auf eine Hälfte der Gesamthalle und dann zweitens nur lotrechter Wind auf beide Hallenhälften berücksichtigt.

Mit Rücksicht darauf, daß die Halle von der Dachfläche bis zu den Türkämpfern ständig verschalt war, wurde von einer Berechnung auf Wind-Innen- und Innendruck Abstand genommen. Da die Halle keine Schneelasten aufnehmen sollte (sie sollte noch vor Eintritt der kalten Jahreszeit entweder abgetragen oder verstärkt werden), war mit Schneelasten nicht zu rechnen und entfiel daher eine diesbezügliche Festsetzung.

Alle diese verhältnismäßig ungünstigen Annahmen haben bedeutende theoretische äußere Kräfte zur Folge gehabt.

Die größte Stabkraft hatte ein Strebenstab mit — 121,6 t. Die Obergurte hatten Spannungen bis zu — 70,0 t, die Untergurte bis zu — 105,7 t. Der Zweigelenkrahmens übertrug im ungünstigsten Falle auf die eigens durchgebildeten Auflager ungefähr 65 t lotrechte und ungefähr 25 t wagrechte Kraft.

Über die zur Verwendung gekommenen Baustoffe ist zu bemerken:

¹ Einen ausführlichen Bericht brachte die Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines, Heft 3/4 des Jahrganges 1929.

Der Hauptbaustoff, das Holz, wurde in sorgfältigst ausgewählter Qualität möglichst astfrei, engringig und gerade gewachsen geliefert. Es war zum allergrößten Teil Fichtenholz aus den Wäldern der steirisch-niederösterreichischen Grenze. Der Feuchtigkeitsgehalt betrug bei der Anlieferung zirka 24% und ging dann aber wesentlich zurück. Für manche Knoten wurde Hartholz (Eiche) österreichischer Herkunft verwendet. Die Durchschnittsfestigkeit des angelieferten Fichtenholzes betrug 180 bis 287 kg/qcm Druck, im Mittel 234 kg/qcm in der Richtung der Faser.

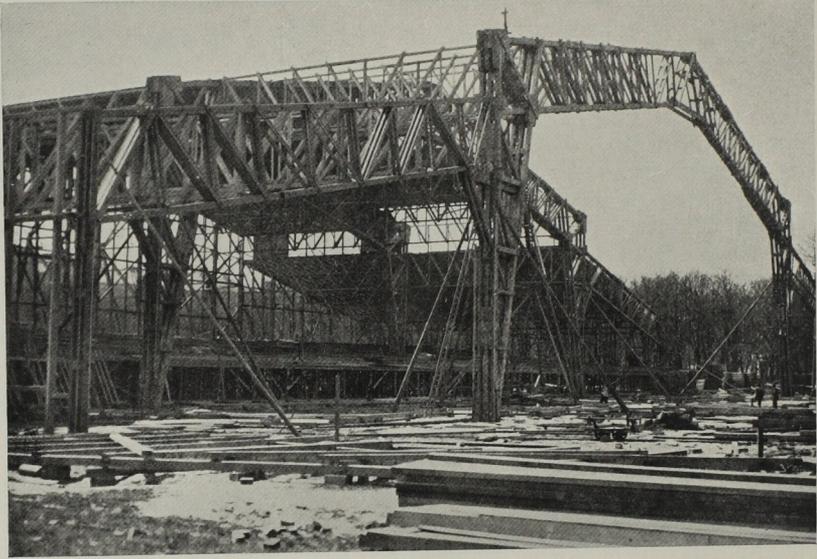


Abb. 1

Die im Einvernehmen mit dem Wiener Stadtbauamte festgesetzten zulässigen Inanspruchnahmen für Weichholz betragen:

Für Zug, ausmittigen Druck und Biegung als Höchstinanspruchnahme	100 kg/qcm
Für mittigen Druck (Versuchsergebnis durchschnittlich 234 kg/qcm bei 24% Feuchtigkeitsgehalt)	90 „
Für Abscherung in der Faserrichtung (Versuchsergebnis 45 kg/qcm).	15 „
Für örtlichen Druck, rechtwinkelig zur Faserrichtung auf der ganzen Breite (Schwellendruck)	20 „
Für örtlichen Druck rechtwinkelig zur Faserrichtung auf einen Bruchteil der Breite (Stempeldruck)	25 „

Für Eisen wurden die zulässigen Spannungen auf Zug oder Druck mit 1400 kg/qcm festgesetzt. Es wurden über Anregung von Prof. ERNST MELAN (Wiener Technische Hochschule), in dessen Hand seitens der Bauherrschaft im Einvernehmen mit dem Wiener Stadtbauamte die Überprüfung des Konstruktionsentwurfes und der statischen Berechnung der Halle in erster Linie gelegt war, unter Mitwirkung des Wiener Stadtbauamtes, welches ebenfalls eine Prüfung im gleichen Sinne vornahm, Versuche (Druck- und Knickversuche, ferner Zerpressungen von Knotenverbindungen) an Modellen natürlicher Größe, die aus dem zur Verwendung kommenden Holz angefertigt waren, an der Versuchsanstalt der Wiener Technischen

Hochschule unter Zuhilfenahme der dort vorhandenen 1000 t-Pressen vorgenommen.

Zur Zeit dieser Versuche hatte das Holz, wie bereits erwähnt, eine durchschnittliche Würfelfestigkeit von 234 kg in der Richtung der Fasern bei einem Feuchtigkeitsgehalt von ungefähr 24⁰/₁₀.

Erprobt wurde außerdem das Konstruktionselement für die Stabanschlüsse: der Ringdübel System SCHÜLLER. Die Versuche an der Wiener Technischen Hochschule mit diesen Dübeln haben hinsichtlich Tragfähigkeit ausgezeichnete Ergebnisse gehabt. Außerdem hat der SCHÜLLER-Dübel den großen Vorteil, daß er infolge seiner Ansätze auch nach montierter Konstruktion, also im eingebauten Zustande sichtbar ist und solcherart die beste Kontrolle gestattet, ob der Dübeleinbau erfolgt ist.

Auf Grund der bei den Versuchen gewonnenen Erfahrungen wurden die Ansätze (Ohren) der SCHÜLLERSCHEN Ringdübel einerseits genietet. Besonderer Wert kam nach den Versuchen den Unterlagsscheiben bei den Bolzen zu. Deshalb wurden diese Unterlagsscheiben gegenüber den bisher üblichen Abmessungen wesentlich verstärkt und im Durchmesser vergrößert.

Selbstverständlich wurden auch Erprobungen des verwendeten Eisens für die Ringe und für die Spezialkonstruktionen, ferner des Betons vorgenommen.

Die Montage erfolgte mittels 6 bis zu 26 m hohen Montageturmen. Die liegend zusammengeschaubten Binder (Einzelgewicht eines Mittelbinders zirka 37 t) wurden mit Stahlkabeln und Trommelhandwinden hochgezogen.

Die Halle wurde innerhalb acht Wochen fertig abgebunden. Die Aufstellung des ersten Binders erfolgte am 17. März 1928. Der letzte (achte) Binder wurde am 5. Mai 1928 aufgestellt. Die Halle war trotz der außergewöhnlichen Ausmaße und trotz ungünstigen Bauwetters am 16. Juni vollständig benutzungsfähig fertiggestellt. Die Gesamtbaudauer (Holzbeschaffung, Abbinden und Aufstellen) betrug fünf Monate.

Zum Schlusse sei noch die ausgezeichnete Akustik der Halle erwähnt, die auf das Holz an und für sich, nicht zuletzt aber auf die Gitterpfetten und die Verschwerterung in der Dachkonstruktion zurückzuführen ist.

Der Entwurf hinsichtlich Grundriß, Raumgestaltung und Architektur stammt von Architekten Z. V. Ing. GEORG RUPPRECHT, die Konstruktionsidee, der Konstruktionsentwurf und die statische Berechnung stammen vom Vortragenden.