

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

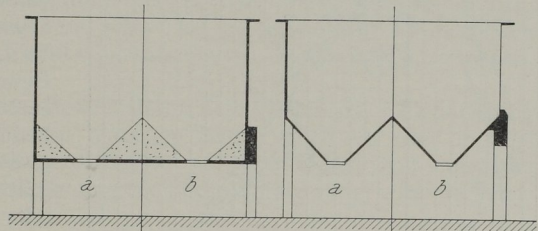


Abb. 1

Abb. 2

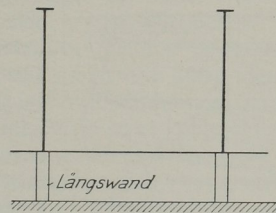


Abb. 3

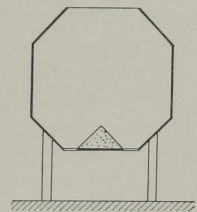


Abb. 4

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

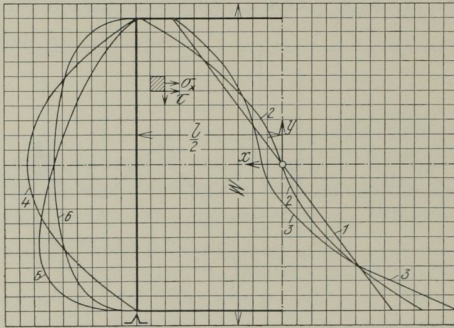


Abb. 5

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-

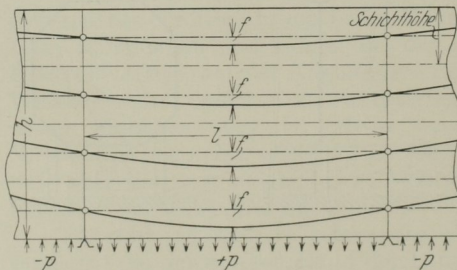


Abb. 6

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 unzweckmäßig 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.