DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER

ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

19. JAHRGANG. BERLIN, DEN 13. MAI 1922. No. 8.

Die Sicherungen von Bauwerken im Bergbau-Senkungsgebiet unter besonderer Berücksichtigung der Eisenbeton-Bauweise.

Von Priv.-Doz. Dr.-Ing. K. W. Mautner, Direktor der Fa. Wayß & Freytag A.-G. Düsseldorf (Aachen).

Vortrag gehalten auf der 25. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins".

(Schluß.) Hierzu die Abbildungen S. 61.

Als nächstes Beispiel sei die Sicherung eines von vier gleichartigen Fundamenten der elektrischen Antriebsmaschine einer modernen Walzwerksanlage im Rheinisch-Westf. Hüttengebiet vorgeführt. (Abb. 22 a. a. f. S.) Die Fundamente dieser im vergangenen Jahre ausgeführten Anlage dienen zur Aufnahme der sogenannten Ilgner-Umformer. Ein solches Fundament hat eine zusammenhängende Masse von 30,5 m Länge, 6,8 m größter Breite und bis zu 7 m Höhe. Der Bruch eines solchen Fundamentes muß in Anbetracht der gewaltigen Trägheitskräfte der Schwungradmassen unter allen Umständen vermieden werden. Die Sicherung ist hier nach den oben entwickelten Grundsätzen in vollkommener Weise durchgeführt. Ein Bild der Bewehrung zeigt außerdem Abb. 22b hierunter.

Die Fundamente erhalten der Länge wie der Breite nach eine solche untere Eiseneinlage, wie sie den größten Zerrungskräften infolge der Reibung entspricht. Das Fundament ist ferner für das Überkragen (sowohl der Länge wie der Breite nach) eines so großen Teiles bewehrt, daß an der, der Auskragung zunächst liegenden Kante des aufliegenden Teiles bereits die höchste Bodenkanten-Pressung vor dem Nachgeben des Baugrundes eintritt. Endlich ist das Fundament als Freiträger so bewehrt, daß an den Auflagerstellen die Bodenpressungen gleichfalls ihren Höchstwert vor dem Nachgeben erreichen. Bei der Anordnung der Bewehrung hatte man sorgfältig auf die verschiedensten Aussparungen für Schwungräder, Kanäle, Anker usw. Rücksicht zu nehmen, derart, daß die Schubkräfte in der Nachbarschaft dieser Aussparungen durch entsprechende Bewehrung aufgenommen werden.

Als letztes Beispiel führe ich die Konstruktion und den Bau des, meines Wissens größten, einzelligen Kokskohlenturmes im Rhein. Westf. Industriegebiet, des Kokskohlenturmes auf der Krupp'schen Zeche Hannibal I bei Bochum vor. Die in Nr. 6 vorausgeschickte Abb. 23 zeigt das Gesamtbild dieses Kohlenturmes nach einer Architekturzeichnung von Prof. Wilh. Kreis in Düsseldorf. Die in Nr. 7 vorausgeschickte Abb. 24 gibt ein Bild von der Ausführung des Turmes.

Das Bauwerk ist, wie die Übersichtszeichnung, Abb. 25, S. 59, darstellt, auf einer Grundfläche von 18 · 18,8 m errichtet und rund 50 m hoch. Der Inhalt der einzigen großräumigen Zelle von 16,8 m Höhe und 20 · 14 m Grundrißfläche ist etwa 3100 cbm, der Nutzinhalt rund 2800 t Kokskohle.[1]) Außer diesem Hauptkohlen-Behälter enthält der Turm Wasserbehälter für Löschwasser von 300 cbm Inhalt auf der etwa 40 m über der Sohle befindlichen Dachbühne, die auf 14 m weit gespannten Rahmen ruht; ferner eine schwer belastete Zwischenbühne für die Beschick- und Verteilungs-Einrichtungen, sodann unter dem Behälter die Füllwagenbahn und endlich, gleichzeitig als Fundament-Konstruktion, eine Kläranlage für das Kokslöschwasser. Der Turm enthält gegen 3000 cbm Eisenbeton; das Gesamtgewicht beträgt mit Nutzlast über 10 000 t.

Durch die in Abb. 25 dargestellten Aussparungen

[1]) Ein ganz ähnlicher Turm, jedoch mit 3000 t Inhalt, ebenfalls gegen Bergschäden gesichert und hebbar, gelangt 1922 durch die Wayß u. Freytag A.-G., Düsseldorf, im Aachener Steinkohlenrevier zur Ausführung.

Abb. 22b. Bewehrung des Fundaments eines Ilgner-Umformers (vgl. Abb. 22a, S. 58.) gegen Bergschäden.

zerfällt der Unterbau des Turmes in vier Längswände von je 5,5 m Länge und 1,3 m Dicke.

Das Bauwerk war bestmöglich gegen Bergschäden zu sichern. Eine Sicherung gegen wagerechte (söhlige) Bewegungen durch die Aufnahme der berechneten Reibungszüge und Drücke war vollkommen möglich. Die Gründung besteht aus einer durchlaufenden, 1 m

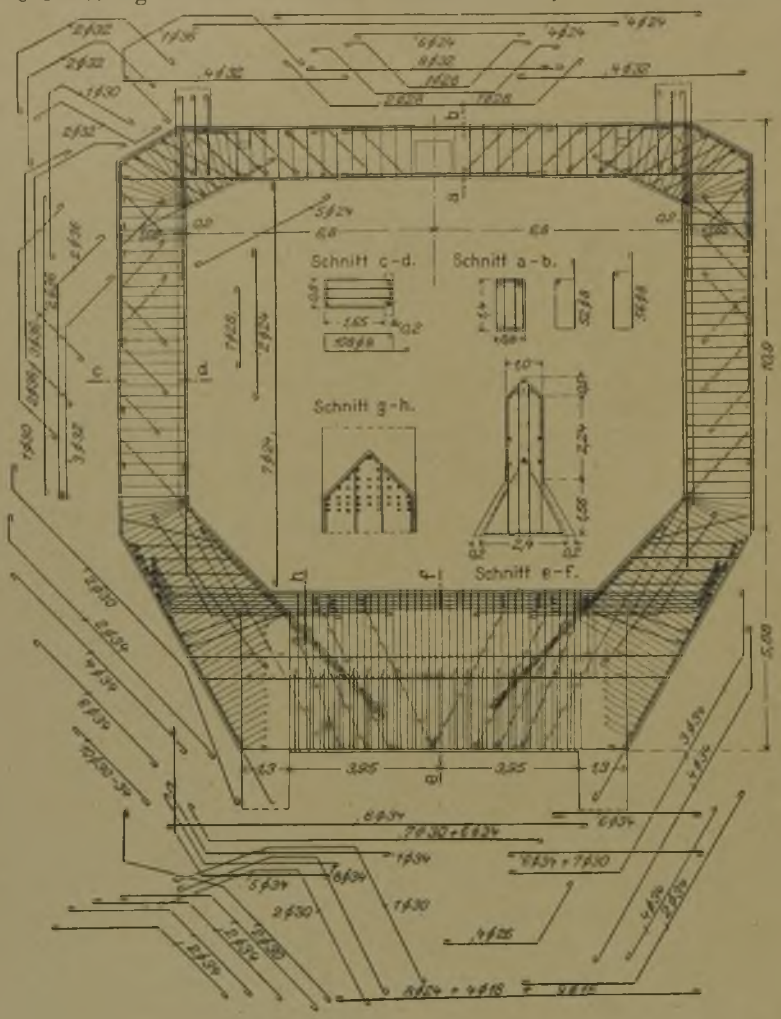

Abb. 29. Bewehrungsplan des Bunkerrahmens des Kokskohlenturms der Abb. 25.

diesen entsprechend den vor entwickelten Grundsätzen vollkommen steif auszubilden. Bei einem teilweisen Überkragen des Bauwerkes hätte man mit einer Rißbildung zwischen den großen Aussparungen in den Unterbau-Längswänden und in der Fundamentplatte zu rechnen. Nach der Lage des Bauwerkes ist ein solches Auskragen auch nicht anzunehmen, es kann jedoch durch seine Lage im Innern der Senkungsmulde ein Schrägstellen eintreten. Dieses Schrägstellen würde bei den gewaltigen Seiten- und Boden-Drucken unzulässige Beanspruchungen des Bauwerkes mit sich bringen. Auch würden die Betriebseinrichtungen nicht mehr einwandfrei betätigt werden können.

Aus diesem Grunde war im voraus auf eine Hebungsmöglichkeit Rücksicht genommen worden, die dadurch erreicht wurde, daß, wie Abb. 26, S. 59 zeigt, die Längswände des Unterbaues über der steifen kastenartigen Konstruktion der Gründung durch eine wagerechte Fuge geteilt wurden. Über dieser Fuge sind

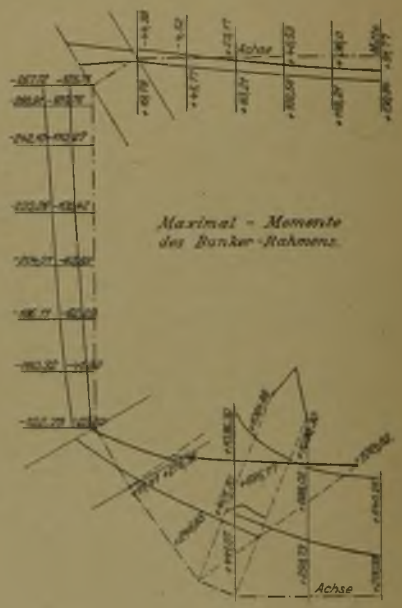

Abb. 30. Größtmomente des Rahmens.

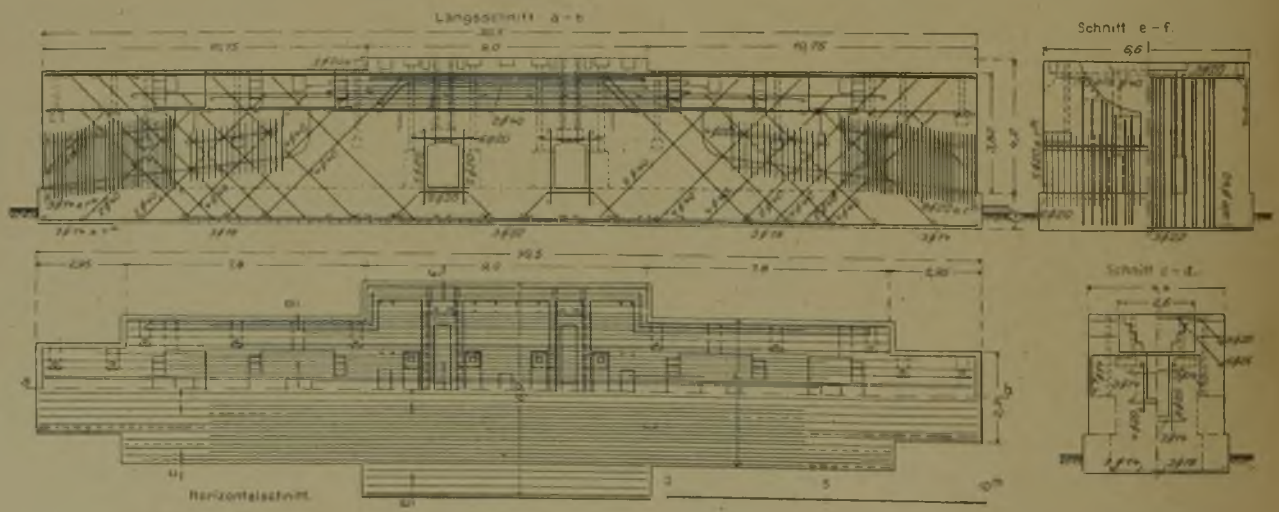

Abb. 22a. Eisenbeton-Fundament der elektr. Antriebmaschine eines Walzwerkes.

starken Fundament-Platte, die zwischen rund 4 m hohe Querrippen gespannt ist. Die Querrippen sind in den vier Längswänden des Unterbaues verlagert. Die Zerrungs- bzw. Pressungskräfte beanspruchen die Fundament-Platte und Rippen im Verein mit der Bodenpressung auf exzentrischen Zug und Druck.

Zufolge der vorhin erwähnten großen Öffnung in den Längsebenen des Unterbaues war es nicht möglich, in jeder Längswand drei Nischen, somit insgesamt zwölf gleiche Nischen ausgespart, die Raum für die Aufstellung von je zwei Druckwasser-Hebeböcken von 300 t Tragfähigkeit bieten. Die Höchstlast, die auf eine Längswand entfällt, beträgt bei einer Neigung der Turmachse um 6° und leerem Turm 1360 t, zu deren Aufnahme fünf Hebeböcke ausreichend wären. Die Hebeböcke sind mit Hilfe von Menometern so zu bedienen, daß sie nach

Möglichkeit gleich stark beansprucht werden. Wäre der Turm wieder lotrecht gerichtet, so ist die Spannungsverteilung wieder gleichmäßig, und es hat sodann jeder Hebebock eine Last von 175 t aufzunehmen, bis die Auskeilung der Fuge durch Stahlkeile erfolgt ist. Der Beton über den Hebeböcken wird mit 110 kg/cm² beansprucht. Nach der Auskeilung der Fuge durch Stahlkeile und dem Ausgießen der Zwischenräume mit Zement erfolgt das Ablassen der Hebeböcke und die Ausmauerung der Nischen mit bestem Zementmauerwerk. Der über den Hebeböcken liegende untere Bauteil ist für die Drucke der Hebeböcke als Einzellasten biegungsfest ausgebildet.

Abb. 27, S. 61, zeigt die Bewehrung der 4 m hohen Fundamentrippen. In Abb. 28, S. 61, ist die Spiral-Bewehrung unter und über den Nischen für die Hebeböcke dargestellt. Abb. 29 hierneben zeigt den Bewehrungsplan für einen der Hauptrahmen des großen Kokskohlenbehälters, während Abb. 30 (zur Hälfte) die Maximal-Momente dieser gewaltigen Rahmen darstellt, die für sechs verschiedene Belastungsfälle, herrührend vom Eigengewicht, Inhalt und der wechselnden Auflast der von oben auf die Rahmen übertragenen Belastungen und für Wind von beiden Richtungen berechnet wurden. Das Größt-Moment tritt in dem rund 4 m hohen Bodenbalken in einer Größe von 1065 mt bei Normalkräften von 209 t und Querkräften von 227 t auf. Die Bewehrung dieser 4 m hohen Bodenbalken zwischen den Abfülltrichtern ist in Abb. 31, S. 61, wiedergegeben und schließlich die Bewehrung der besprochenen Hauptrahmen am unteren Ansatz in Abb. 32, S. 61. —

gen der Höhe nach, die sich durch die Reibung beim Niedergehen der hangenden Gebirgsschichten am Schacht-Umfang einstellen, sind für den Bestand dieser Bauwerke sehr gefährlich.[2]) Auch für die Sicherung der Schächte und Strecken kann die beschriebene Bauweise bei scharfer Beobachtung und Erwägung der Bewegungs-Vorgänge und -Kräfte eine wertvolle Unterstützung der sonst verwendeten Konstruktionen, insbesondere auch der Gußeisen-Konstruktionen für Schächte im Schwimmsande werden.[3])

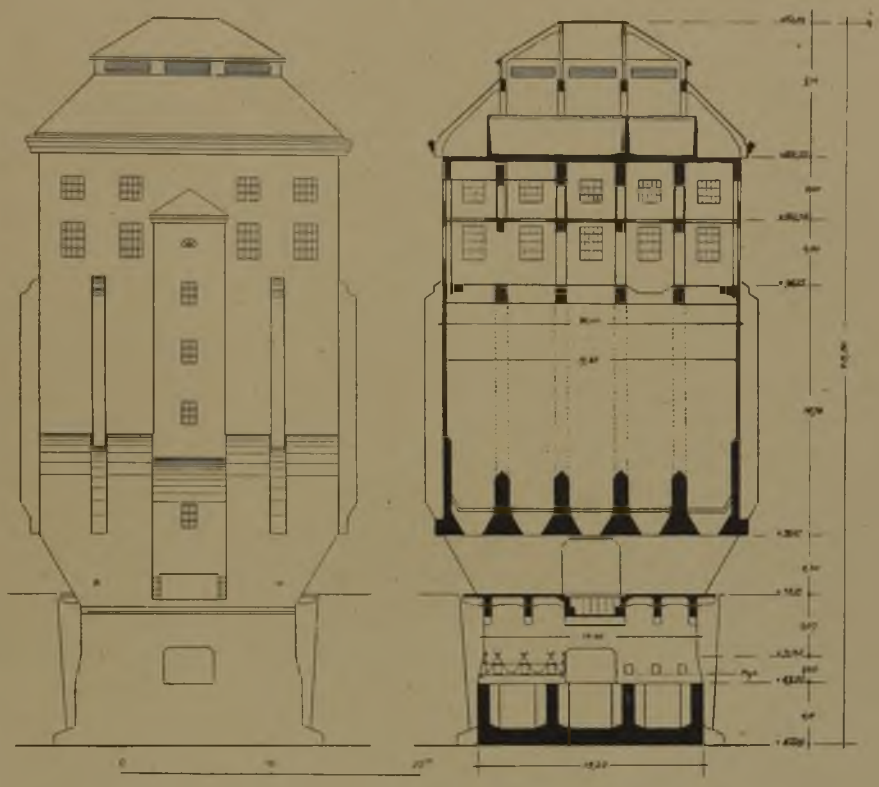

Abb. 25. Kokskohlenturm auf der Zeche Hannibal I bei Bochum. (Vgl. Abb. 23 in Nr. 5.)

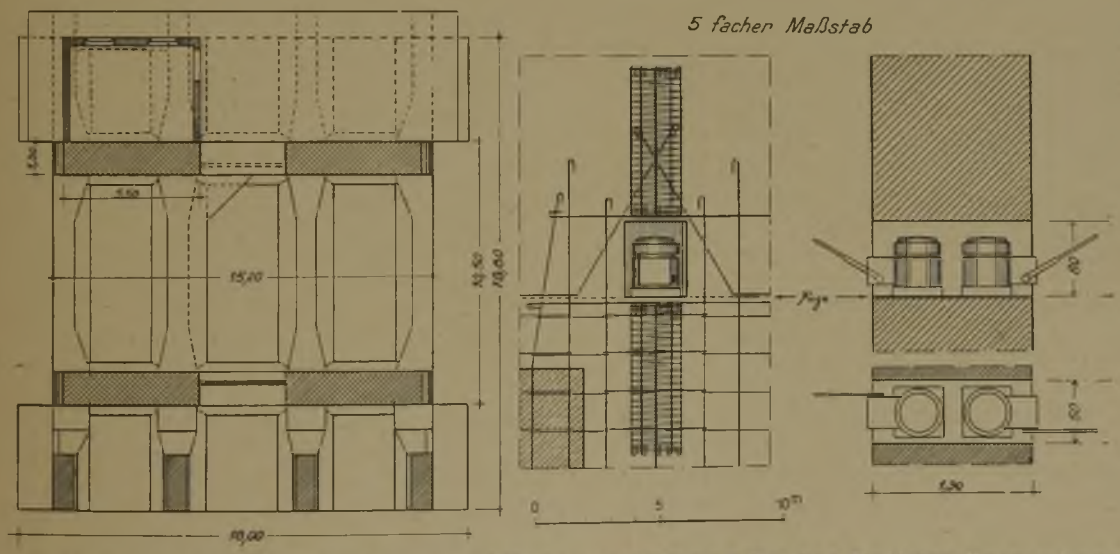

Abb. 26. Grundriß des Unterbaues und Hebevorrichtung für den Fall der Versackung.

Ähnliche Bewegungsvorgänge, wie wir sie an der Erdoberfläche kennen und berücksichtigen gelernt haben, treten aber auch an Bauwerken untertage, also auch an den Schächten und Strecken auf. Die Bewegungsvorgänge in den einzelnen Horizonten sind ganz ähnlicher Art und äußern sich entweder in Zerrungen oder Pressungen, je nachdem der betreffende Punkt des Untertage-Bauwerkes am Rande oder innerhalb der Bruch-Pyramide liegt. Auch die Pressungs-Erscheinun-

Die Erfahrungen und Studien über die Art von Aufgaben, die dem Beton bzw. dem Eisen-Beton hierbei zufallen, sollen Gegenstand späterer Ausführungen bilden, wenn sie abgeschlossen sind. —

[2]) Vgl. hierzu die Aufsätze von Dr. Ing. Marbach über die Bewegung von Schächten beim Abbau von Sicherheitspfeilern in „Glückauf" 1922.

[3]) Vgl Vortrag von Dr. Ing. K. W. Mautner, Hauptvers des Deutschen Beton-Vereins 1914, Deutsch. Bauztg. 1914.

Fachwandstiele in Eisenbeton.

Von Ing. Kurt Lerche, Hamburg.

A. Fachwandstiele der Giebelwände.

An die Fachwandstiele der Giebelwände sind in der Regel Pfetten und Balken unmittelbar angeschlossen. Die Stiele erhalten daher außer den Momenten aus wagerechtem Wind von den Balken Normalkräfte und infolge der Verdrehung der Endquerschnitte der Balken Zusatzmomente, die den Momentenverlauf im Stiel wesentlich beeinflussen. Da die wagerechte Verschiebung eines Rahmens um so geringer ist, je mehr Felder er hat, werden in den meisten Fällen die Auflager der Stiele in wagerechter Richtung als unverschieblich angesehen werden können, ganz besonders, wenn in den Längswänden Streben angeordnet sind.

Unter diesen Voraussetzungen ist im Folgenden der Momentenverlauf des Fachwandstieles eines zweigeschossigen Baues berechnet. Als Hauptsystem ist der Träger auf 3 Stützen mit den Feldweiten $l_1 = l_2 = 5{,}50$ m zu Grunde gelegt bei Annahme einer gelenkigen Fußlagerung.

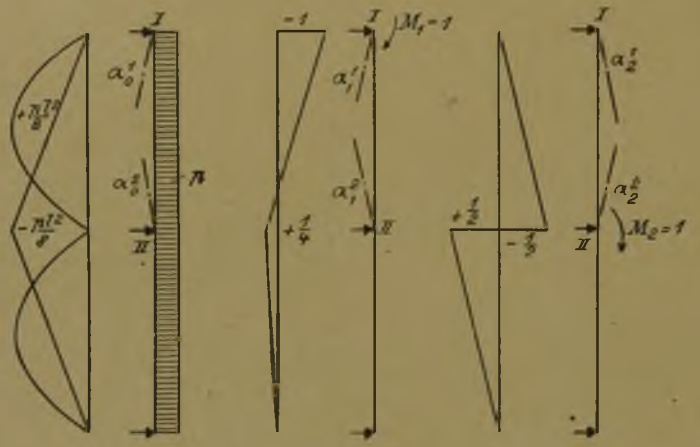

Abb. 1.

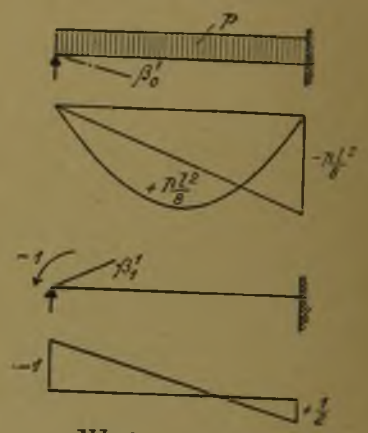

Abb. 2.

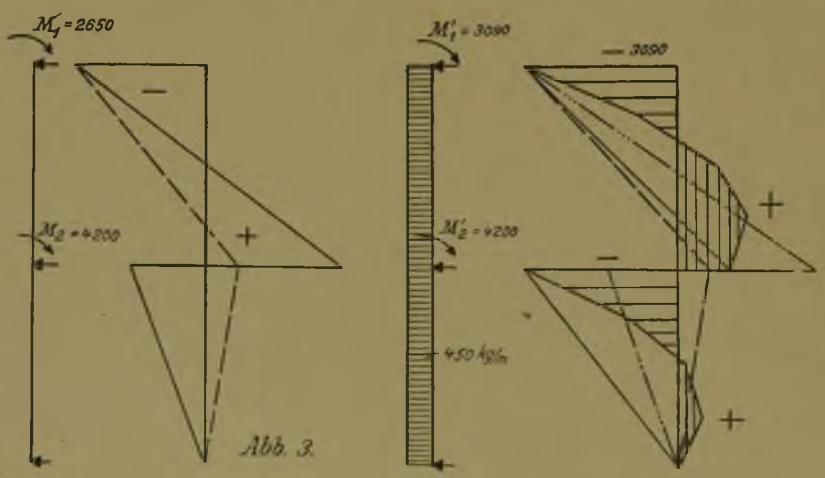

Abb. 3.

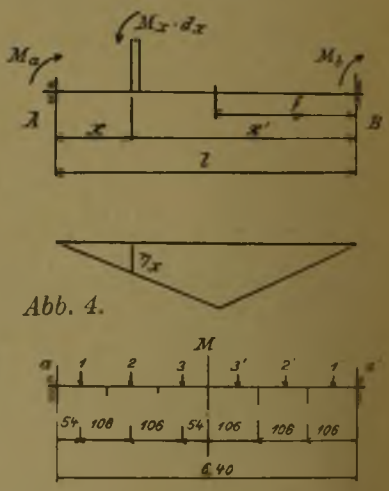

Abb. 4.

Fachwandstiel 30×50 mit $F_1 = F_2 = 1500$ cm²

$$J_1 = J_2 = 314000 \text{ cm}^4, \quad \frac{J_2}{J_1} = \frac{277\,000}{314\,000} = 0{,}88$$

Belastung durch wagerechten Wind $p_1 = 450$ kg/m

Dachpfette. 25×51 mit $J_3 = 277\,000$ cm⁴,
$p_3 = 1060$ kg/m, $l_3 = 6{,}65$ m

Balken der Zwischendecke
Plattenbalken mit $J_4 = 2000000$ cm⁴

$$\frac{J_3}{J_4} = \frac{277\,000}{2\,000\,000} = 0{,}14, \quad p_4 = 4000 \text{ kg/m}, \quad l_4 = 6{,}65 \text{ m}$$

Ermittlung der Ausschlagwinkel

1. Fachwandstiel (vgl. Abb. 1).

Infolge gleichmäßiger Belastung p/m ergibt sich am Punkt 1

$$\alpha_0^1 = \frac{p\,l^3}{48 \cdot E J_1}; \quad E J_3 \cdot \alpha_0^1 = \frac{5{,}50^3}{48} \cdot 450 \cdot 0{,}88 = 1390$$

am Punkt 2 $\qquad \alpha_0^2 = 0$

Infolge $M_1 = -1$

$$E J_1 \cdot \alpha_1^1 = \frac{1{,}25\,l}{3} - \frac{0{,}25}{2} \cdot l = 0{,}290\,l;$$

$$E J_3 \cdot \alpha_1^1 = 0{,}29 \cdot 5{,}50 \cdot 0{,}88 = 1{,}41$$

$$E J_1 \cdot \alpha_1^2 = \frac{0{,}25\,l}{3}; \quad E J_3 \cdot \alpha_1^2 = 0{,}083 \cdot 5{,}50 \cdot 0.88 = -0{,}401$$

Infolge $M_2 = -1$

$$E J_1 \cdot \alpha_2^1 = -\frac{l}{12}; \quad E J_3 \cdot \alpha_2^1 = -0{,}083 \cdot 5{,}50 \cdot 088 = -0{,}401$$

$$E J_1 \cdot \alpha_2^2 = +\frac{l}{6}; \quad E J_3 \cdot \alpha_2^2 = +0{,}166 \cdot 5{,}50 \cdot 0{,}88 = 0{,}802$$

2. Pfette (vgl. Abb. 2).

Die Pfette ist als einseitig eingespannter Träger berechnet. Infolge gleichmäßiger Last p ergibt sich

$$E J_3 \cdot \beta_1^0 = \frac{p\,l^3}{48} = \frac{1}{48} \cdot 1060 \cdot 6{,}65^3 = +6500$$

Ein am freien Auflager angreifendes Moment $M_1 = -1$ erzeugt einen Ausschlagwinkel

$$E J_3 \cdot \beta_1^1 = -0{,}25\,l = -0{,}25 \cdot 6{,}65 = -1{,}66$$

3. Deckenbalken.

Die Ausschlagwinkel für die Deckenbalken sind für einen Träger auf 3 Stützen ermittelt. Wie bei dem Fachwandstiel ergeben sich folgende Werte

$$E J_3 \cdot \beta_2^0 = \frac{1}{48} \cdot 4000 \cdot 6{,}65^3 \cdot 0{,}14 = +3440$$

$$E J_3 \cdot \beta_2^1 = -0{,}29 \cdot 6{,}65 \cdot 0.14 = -0{,}270$$

Die Ausschlagwinkel für einen Träger auf mehr als drei Stützen weichen von den ermittelten nur wenig ab.

Durch Gleichsetzen der Verdrehung der Endquerschnitte des Balkens bzw. der Pfette mit dem Ausschlagwinkel des Stieles am Punkte 2 bzw. 1 ergeben sich für die Momente M_1 und M_2 bei unbelastetem Stiel die folgenden Gleichungen:

$$6500 - 1{,}66\,M_1 = 1{,}41\,M_1 - 0{,}401\,M_2$$
$$3440 - 0{,}270\,M_2 = 0{,}802\,M_2 - 0{,}401\,M_1$$

damit wird

$$M_1 = 2650 \text{ mkg} \qquad M_2 = 4200 \text{ mkg}.$$

Das negative Vorzeichen der Momente war im Ansatz bereits berücksichtigt.

Hieraus ergibt sich

$$M'_1 = 3090 \text{ mkg}; \quad M'_2 = 4200 \text{ mkg}.$$

Die Momentenlinien sind in Abb 3 aufgetragen. Durch die teilweise Einspannung der Pfette und des Balkens in

Abb. 31. Bewehrung der 4 m hohen Trichterbalken.

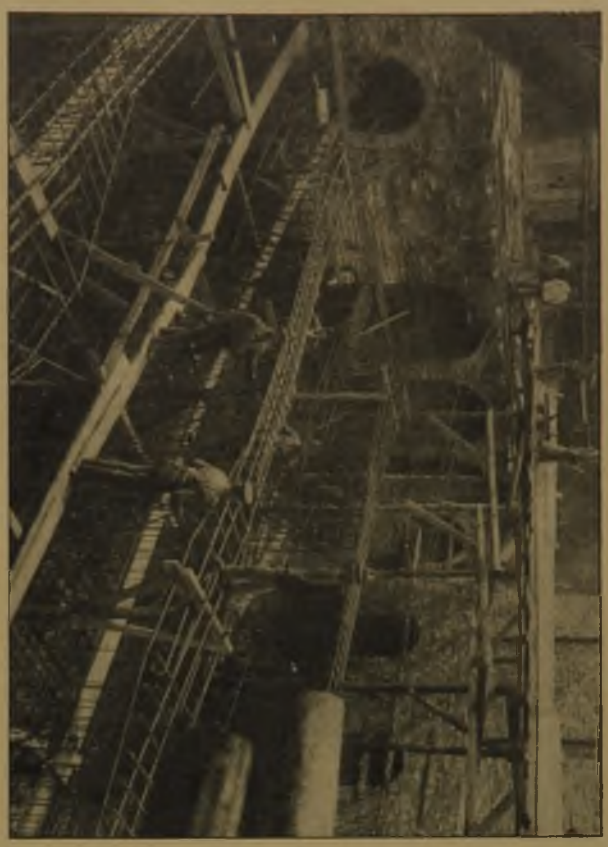

Abb. 27. Bewehrung der 4 m hohen Fundamentrippen.

Abb. 32. Bewehrung des Bunkerrahmens, unterer Ansatz.

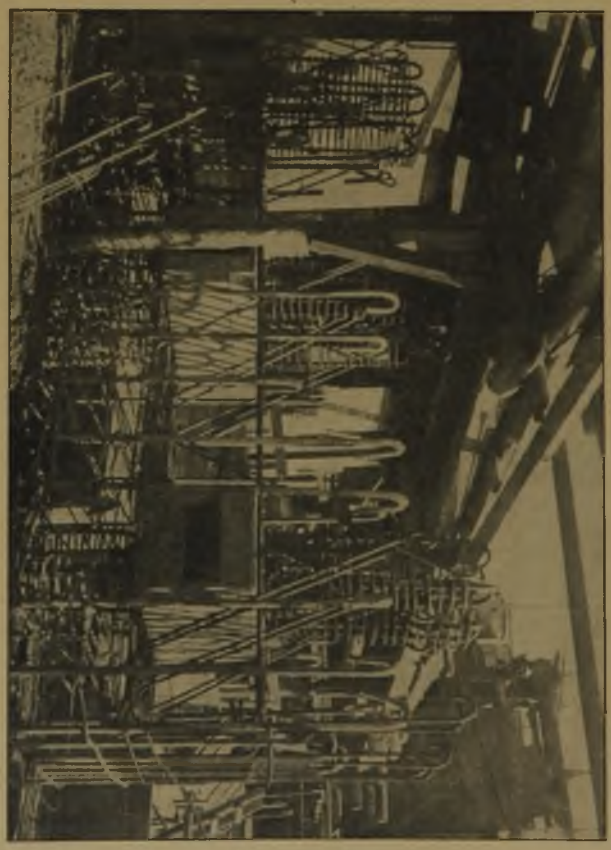

Abb. 28. Hebvorrichtung im Bau, Einschaltung der Nischen der Pressen.

Abb. 27 u. 28, 31 u. 32. Ausführung des Kokskohlenturms auf Zeche Hannibal I. Vergl. Abb. 25 u. 26, (S. 59.)
Die Sicherungen von Bauwerken im Bergbau-Senkungsgebiet unter besonderer Berücksichtigung der Eisenbeton-Bauweise.

Für den belasteten Stiel lauten die Bestimmungsgleichungen:

$$6500 - 1{,}66\, M_1 = 1{,}41\, M_1 - 0{,}401\, M_2 - 1390$$
$$3440 - 0{,}270\, M_2 = 0{,}802\, M_2 - 0{,}401\, M_1$$

den Fachwandstiel wird der Endbinder entlastet, sodaß er wegen der nur noch wenig größeren Belastung aus Endpfette und Endfeld des Balkens wie ein Mittelbinder ausgebildet werden kann.

B. Fachwandstiele an den Seitenwänden.

An den Seitenwänden findet die Einspannung der Fachwandstiele durch den Verdrehungswiderstand des Traufbalkens und das Einspannmoment der Dachplatte statt. Die Ermittlung des Verdrehungswinkels der Randpfette geschieht wie folgt.

Nach Saint Venant ist die Verdrehung zweier Querschnitte in Abstand 1 gegeneinander

$\delta = \frac{m \cdot M}{G \cdot h \cdot b^3} = M \cdot \delta_1$, wenn δ_1 der Verdrehungswinkel für $M = 1$ ist. G ist der Gleitmodul, für Beton 130 000 kg/cm² gesetzt, h die Höhe des rechteckigen Traufbalkens, b die Breite. Der Wert m ändert sich mit dem Verhältnis $\frac{h}{b}$ (s. weiter unten).

Die Verdrehung zweier Querschnitte im Abstand x wird $\varphi = x \cdot \delta$, die größte Verdrehungsspannung $\tau_{max} = m \cdot n \cdot \frac{M}{h \cdot b^3} = n \cdot G \cdot \delta \cdot b$. Hierin hängt n ebenfalls vom Verhältnis $\frac{h}{b}$ ab. Für verschiedene Werte $\frac{h}{b}$ ist die folgende Zusammenstellung Luegers Lexikon der ges. Technik entnommen:

$\frac{h}{b}$	1,0	1,2	1,3	1,6	1,8	2,0	3,0	4,0	5,0	10,0	20,0
m	7,11	6 02	5,35	4.91	4,60	4,37	3,80	3,56	3,43	3,20	3,10
n	0,68	0,76	0,82	0,87	0,90	0,93	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00
$m \cdot n$	4,80	4,57	4,40	4,27	4,16	4,07	3,74	3,55	3,43	3,20	3,10

Das Verdrehungsmoment $M_x \cdot d_x$ (s. Abb. 4) erzeugt die Einspannmomente $M_a = \frac{M_x \cdot d_x \cdot x'}{b}$

$$M_b = \frac{M_x \cdot d_x \cdot x}{b}$$

Die Verdrehung des Querschnittes ξ gegen den Einspannquerschnitt bei B wird $\varphi_b = \delta \cdot \xi = \delta_1 \cdot M_b \cdot \xi$.

Um daher den Einfluß eines an beliebiger Stelle x angreifenden Drehmomentes M_x auf den Verdrehungswinkel φ_ξ zu erhalten, ist die Einflußlinie für M_ξ zu zeichnen. Sind η die Ordinaten dieser Einflußlinie, so wird

$$\varphi_\xi = \eta_x \cdot M_x \cdot \delta_1.$$

I. Ausschlagwinkel am Punkt 1.

Dachplatte $l = 3{,}00$ m, $p = 320$ kg/m², $J = 0{,}0000427$ m⁴. Die Ausschlagwinkel des Endquerschnittes der Platte sind wieder ermittelt für den Trager auf 3 Stützen (vgl. Abb. 1).

Infolge $p = 320$ kg/m² wird

$$E \cdot \alpha_0 = \frac{1}{48} \cdot 320 \cdot 3{,}0^3 \frac{1}{0{,}0000427} = 4\,200\,000$$

Für ein am Endquerschnitt angreifendes Moment $M = 1$ ergibt sich:

$$E\alpha_1 = \frac{0{,}29 \cdot 3{,}0}{0{,}0000427} = 20\,400$$

Randpfette $20 \cdot 90$, $l = 6{,}40$ m, $h = 0{,}90$, $b = 0{,}20$, $\frac{h}{b} = 4{,}5$; aus der Tabelle $m = 3{,}5$

$$E \cdot \delta_1 = \frac{E \cdot m \cdot 1{,}0}{G \cdot h \cdot b^3} = \frac{210\,000 \cdot 3{,}5 \cdot 1{,}0}{130\,000 \cdot 0{,}90 \cdot 0{,}2^3} = 790$$

Für den Fachwandstiel gelten die gleichen Werte wie im ersten Beispiel.

a) Ermittlung des Ausschlagwinkels des Traufbalkens infolge Belastung der Dachplatte mit $p = 320$ kg/m².

Die Länge des Balkens wird in 6 Teile von 1,06 m Länge geteilt und in der Mitte jedes dieser Teile das Moment $M_n \cdot 1{,}06$ an der Pfette bzw. an der Platte angreifend gedacht.

Die Ordinaten der Einflußlinien für die Momente M_n ergeben folgende Werte.

Für M_{I}:

$$\eta_1 = \frac{5{,}86 \cdot 0{,}54}{6{,}40} = 0{,}493; \quad \eta_2 = \frac{0{,}493 \cdot 4{,}80}{5{,}86} = 0{,}45;$$

$$\eta_3 = \frac{0{,}493 \cdot 3{,}74}{5{,}86} = 0{,}315$$

$$\eta'_1 = \frac{0{,}493 \cdot 0{,}54}{5{,}86} = 0{,}045; \quad \eta'_2 = \frac{0{,}493 \cdot 1{,}60}{5{,}86} = 0{,}135;$$

$$\eta'_3 = \frac{0{,}493 \cdot 2{,}66}{5{,}86} = 0{,}224$$

$$\eta_1 + \eta'_1 = 0{,}538; \quad \eta_2 + \eta'_2 = 0{,}585; \quad \eta_3 + \eta'_3 = 0{,}539.$$

Für M_{II}:

$$\eta_1 + \eta'_1 = 0{,}405 + 0{,}135 = 0{,}54$$
$$\eta_2 + \eta'_2 = 1{,}20 + 0{,}40 = 1{,}60$$
$$\eta_3 + \eta'_3 = 0{,}93 + 0{,}67 = 1{,}60$$

Für M_{III}:

$$\eta_1 + \eta'_1 = 0{,}315 + 0{,}225 = 0{,}540$$
$$\eta_2 + \eta'_2 = 0{,}93 + 0{,}66 = 1{,}59$$
$$\eta_3 + \eta'_3 = 1{,}55 + 1{,}10 = 2{,}65$$

Aus Gründen der Symmetrie muß sein $M_n = M_n'$; durch Gleichsetzen der Verdrehungswinkel an jedem der drei Punkte mit den Ausschlagwinkeln der Endquerschnitte der Platte erhält man für die unbekannten Momente M_1, M_2, M_3 die folgenden drei Gleichungen:

$$[0{,}538\ M_1 + 0{,}585\ M_2 + 0{,}539\ M_3] \cdot 1{,}06 \cdot 790 = 4\,200\,000 - 20\,400\ M'_1$$

$$[0{,}54\ M_1 + 1{,}60\ M_2 + 1{,}60\ M_3] \cdot 1{,}06 \cdot 790 = 4\,200\,000 - 20\,400\ M'_2$$

$$[0{,}54\ M_1 + 1{,}59\ M_2 + 2{,}65\ M_3] \cdot 1{,}06 \cdot 790 = 4\,200\,000 - 20\,400\ M'_3.$$

Daraus ergibt sich $M_1 = 194$ mkg, $M_2 = 179$ mkg, $M_3 = 171$ mkg.

Der Ausschlagwinkel in der Mitte der Randpfette wird $E\beta_1^0 = 790 \cdot 1{,}06\,[0{,}54 \cdot 194 + 1{,}60 \cdot 179 + 2{,}66 \cdot 171] = 708000$

Zur Probe wird derselbe Winkel auch an der Platte berechnet:

$$E\beta_1^0 = 4\,200\,000 - 171 \cdot 20\,400 = 710\,000$$

Der Unterschied der beiden Werte ist auf das Rechnen mit dem Rechenstab zurückzuführen.

Bei voller Einspannung der Platte wird das Moment am Auflager der Randpfette

$$M_a = \frac{4\,200\,000}{20\,400} = 210 \text{ mkg}$$

b) Ermittlung des Ausschlagwinkels der Traufpfette infolge $M_1 = 1$.

Ohne Mitwirkung der Platte wäre die Verdrehung des Mittelquerschnittes m der Pfette gegen den Einspannquerschnitt a

$$E\alpha_0^m = \frac{1}{2} \cdot \frac{l}{2} \cdot E\delta = \frac{1}{2} \cdot 3{,}20 \cdot 790 = 1270$$

Am Auflager ist der Ausschlagwinkel null; aus der gradlinigen Abnahme der Ausschlagwinkel ergeben sich an den Zwischenpunkten folgende Werte

$$E \cdot \alpha_0^{I} = 1270 \frac{0{,}54}{3{,}20} = 214$$

$$E \cdot \alpha_0^{II} = 1270 \cdot \frac{1{,}60}{3{,}20} = 635$$

$$E \cdot \alpha_0^{III} = 1270 \frac{2{,}66}{3{,}20} = 1050$$

Setzt man diese Werte in die Bestimmungsgleichungen für die Momente am Endquerschnitt der Platte unter a für den dort gleich bleibenden Wert $\alpha_0 = 4200000$ ein, so ergeben sich folgende Gleichungen

$$[0{,}538 \cdot M'_1 + 0{,}585\ M'_2 + 0{,}539\ M'_3] \cdot 1{,}06 \cdot 790 = 214 - 20400\ M'_1$$

$$[0{,}54 \cdot M'_1 + 1{,}60\ M'_2 + 1{,}60\ M'_3] \cdot 1{,}06 \cdot 790 = 635 - 20400\ M'_2$$

$$[0{,}54 \cdot M'_1 + 1{,}59\ M'_2 + 2{,}65\ M'_3] \cdot 1{,}06 \cdot 790 = 1050 - 20400\ M'^3$$

Daraus ergibt sich:

$$M'_1 = 0{,}0086; \quad M'_2 = 0{,}0294; \quad M'_3 = 0{,}0449$$

Der Ausschlagwinkel der Pfette in der Mitte am Punkt 1 wird damit

$$E\beta_1^1 = 1270 - 790 \cdot 1{,}06 \cdot [0{,}54 \cdot 0{,}0086 + 1{,}60 \cdot 0{,}0294 + 2{,}66 \cdot 0{,}0449]$$

$$\underline{E\beta_1^1 = 1131}$$

II. Ausschlagwinkel am Punkt II.

Zwischendecke $l = 3{,}00$ m; $g = 350$ kg/m²; $p = 750$ kg/m²; $J = 0{,}000228$ m⁴

$$E\alpha_0^g = 868000, \quad E\alpha_0^p = 2770000, \quad E\alpha_1 = 3800$$

Randbalken $30 \cdot 80$, $\frac{h}{b} = \frac{80}{30} = 2{,}70$, $l = 6{,}40$ m

aus der obigen Zusammenstellung $m = 3{,}97$

$$E\delta_1 = \frac{210\,000 \cdot 3{,}97 \cdot 1{,}0}{130\,000 \cdot 0{,}80 \cdot 0{,}30^3} = 296$$

Die übrigen Werte ergeben sich auf dem gleichen Weg wie unter I.

a) Ausschlagwinkel des Randbalkens infolge Belastung durch die Deckenplatte.

Für die Verdrehungsmomente infolge des Eigengewichtes der Deckenplatte von 350 kg/m² lauten die Gleichungen

$$[0{,}538\ M_1 + 0{,}585\ M_2 + 0{,}539\ M_3] \cdot 1{,}06 \cdot 296 = 868000 - 3800\ M_1$$

$$[0{,}54\ M_1 + 1{,}60\ M_2 + 1{,}60\ M_3] \cdot 1{,}06 \cdot 296 = 868000 - 3800\ M_2$$

$$[0{,}54\ M_1 + 1{,}59\ M_2 + 2{,}65\ M_3] \cdot 1{,}06 \cdot 296 = 868\,000 - 3800\ M_3$$

$M_{1g} = 205^{mkg}$, $M_{2g} = 175^{mkg}$, $M_{3g} = 162^{mkg}$
bei fester Einspannung

$$M_{ag} = \frac{868\,000}{3800} = 228^{mkg}.$$

Die entsprechenden Werte für Belastung der Platte mit $p = 750^{kg}$ ergeben sich durch Multiplikation mit

$$\frac{2\,770\,000}{868\,000} = 3{,}2$$

$M_{1p} = 205 \cdot 3{,}2 = 655^{mkg}$, $M_{2p} = 560^{mkg}$, $M_{3p} = 519^{mkg}$
bei fester Einspannung $M_{ap} = 730^{mkg}$.

Der Ausschlagwinkel in der Mitte infolge g wird

$$E\,\alpha_{mg} = 1{,}06 \cdot 296\,[0{,}54 \cdot 205 + 1{,}60 \cdot 175 + 2{,}66 \cdot 162] = 260000,$$

infolge der Belastung der Platte mit p

$$E\,\alpha_{mp} = 260000 \cdot 3{,}2 = 835\,000$$

$$E\,\beta_1^0 = 260000 + 835000 = 1\,095\,000$$

b) Ermittlung des Ausschlagwinkels des Randbalkens infolge $M_1 = 1$.

Wie unter I ergab sich

$$M_1' = 0{,}0147,\ M_2' = 0{,}046,\ M_3' = 0{,}085,$$
$$E\,\beta_1^1 = 382.$$

Ohne Mitwirkung der Platte ergab sich

$$E \cdot \alpha_0^{I} = 80,\ E\,\alpha_0^{II} = 238,\ E\,\alpha_0^{III} = 395,$$
$$E\,\alpha_0^{m} = 475$$

Die Ausschlagwinkel des Stieles sind die gleichen wie unter A.

$$E\,\alpha_1^1 = \frac{1{,}41}{0{,}00277} = 510,\ E\,\alpha_1^2 = -\frac{0{,}401}{0{,}00277} = -145$$

$$E\,\alpha_2^1 = -\frac{0{,}401}{0{,}00277} = -145,\ E\,\alpha_2^2 = \frac{0{,}802}{0{,}00277} = 290$$

bei Wind $E\,\alpha_1^0 = \frac{1390}{0{,}00277} = 500000$, $E\,\alpha_2^0 = 0$

c) Nachdem sämtliche Winkel α und β bekannt sind, ergeben sich die endgültigen Einspannmomente am Stiel aus folgenden Gleichungen, die den entsprechenden unter A gleichen.

Ohne Wind wird

$$7\,08000 - 1131\,M_I = 510 \cdot M_I - 145\,M_{II}.$$
$$1 \cdot 095\,000 - 382 \cdot M_{II} = -145\,M_I + 290\,M_{II}.$$
$$M_I = 780^{mkg};\quad M_{II} = 1750^{mkg}.$$

Mit Wind ergibt sich

$$1\,208\,000 = 1\,641\,M_I - 145\,M_{II},$$
$$1\,095\,000 = -145\,M_I + 672\,M_{II}.$$
$$M_I = 900^{mkg};\quad M_{II} = 1810^{mkg}.$$

Die endgültigen Momente im Fachwandstiel ergeben sich mit diesen Werten ebenso wie im Beispiel unter A.

Die Einspannmomente der Dachplatte werden bei Wind $M_a = 210^{mkg}$.

$$M_1 = 194 + 0{,}0086 \cdot 900 = 201{,}8^{mkg}$$
$$M_2 = 179 + 0{,}0295 \cdot 900 = 205{,}5^{mkg}$$
$$M_3 = 171 + 0{,}0449 \cdot 900 = 211{,}5^{mkg}.$$

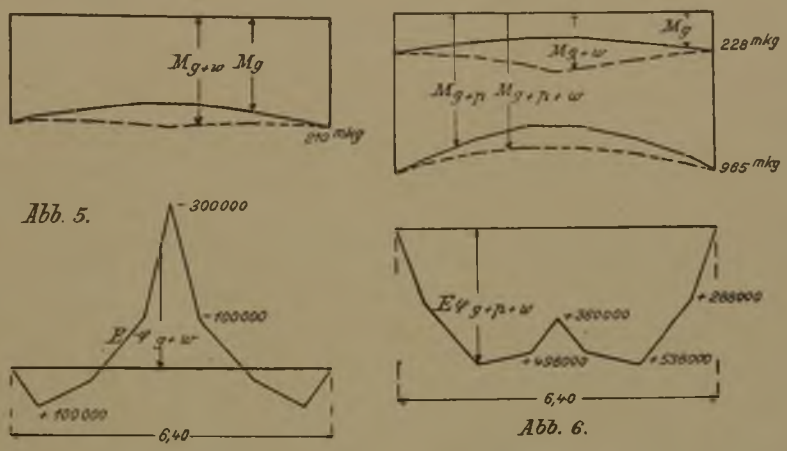

Abb. 5.

Abb. 6.

Hiermit sind die Verdrehungswinkel der Randpfette

$$E\varphi_1 = 4\,200\,000 - 20\,400 \cdot 201{,}8 = 100\,000$$
$$E\varphi_2 = 4\,200\,000 - 20\,400 \cdot 205{,}5 = 10\,000$$
$$E\varphi_3 = 4\,200\,000 - 20\,400 \cdot 211{,}5 = -110\,000$$
$$E\varphi_m = 710\,000 - 1131 \cdot 900 = -300\,000.$$

Die größte Verdrehungsspannung tritt in der Mitte auf (vgl. Abb. 5). Hier wird (vgl. Abb. 4)

$$E\delta = \frac{300\,000 - 100\,000}{0{,}54} = 370\,000$$

$$\tau_{max.} = \frac{370\,000 \cdot 130\,000 \cdot 0{,}20}{210\,000} = 46\,000\ kg/m^2 = 4{,}6\ kg/m^2;$$

Der Wert n wurde hierbei nach der oben wiedergegebenen Tabelle für $\frac{h}{b} = 4{,}5$ mit $n = 1$ eingesetzt.

Für die obere Randpfette wurden diese Werte in Abb. 5, für den Randbalken der Decke die entsprechenden in Abb. 6 aufgetragen. Verdrehungen nach innen, hervorgerufen durch die Platte, sind hierbei positiv gesetzt.

Schnell erhärtende französische Zemente.

Die österreichischen Veröffentlichungen und Versuche mit „hochwertigen" Zementen, d. h. mit solchen, die nicht nur eine hohe Endfestigkeit, sondern vor allem auch nach wenigen Tagen eine Festigkeit erreichen, die der Normenfestigkeit nach 28 Tagen entspricht, haben auch in Deutschland bei den Betonfachleuten zu der Forderung geführt, daß auch von den deutschen Portlandzement-Fabriken Zemente dieser Art zu bestimmten Zwecken, vor allem, wenn es erforderlich wird, ein Bauwerk sehr rasch zu belasten und in Benutzung zu nehmen, geliefert werden sollten. Die deutsche Portlandzement-Industrie hält dem entgegen, daß eine größere Zahl deutscher Portlandzemente diesen Bedingungen bereits genüge, den österreichischen hochwertigen Zementen in ihrer Güte bereits entspräche. Es würde sich also nicht um die Aufnahme neuer Herstellungsverfahren, sondern nur um die Sicherstellung der Möglichkeit handeln, daß solche Zemente von entsprechenden, gewährleisteten Eigenschaften vom Verbraucher auch tatsächlich jederzeit zu erlangen sind. Der „Deutsche Beton-Verein" fordert daher auch eine Revision der Normen für Portlandzement nach der Richtung, daß in der Begriffserklärung ein Unterschied zwischen Normal- und Spezialzement gemacht wird.

Die österreichischen Spezialzemente unterscheiden sich von normalen Portlandzementen in ihrer chemischen Zusammensetzung nicht und in ihrer Herstellung nur insofern, als besonders ausgesuchte Rohstoffe dazu verwendet und diese in besonders sorgfältiger Weise aufbereitet und verarbeitet werden. Es dürfte wenig bekannt sein, daß man auch in Frankreich derartige „hochwertige" Zemente schon fabrikmäßig hergestellt hat, die aber sowohl in ihrer Zusammensetzung — da sie kalkärmer sind als Portlandzemente, dagegen einen wesentlich höheren Tonerdegehalt und nur geringen Gehalt an Kieselsäure besitzen — und in ihrer Erzeugung — da die Rohstoffe nicht nur bis zur Sinterung gebrannt, sondern im Gebläseofen geschmolzen werden — vom Portlandzement sich wesentlich unterscheiden, dessen Begriffsbestimmung nicht mehr entsprechen. Laboratoriumsversuche mit tonerdereichen Zementen sind ja auch in Deutschland von verschiedenen Forschern durchgeführt worden — man vergleiche die Protokolle der Verhandlungen des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten" der letzten Jahre —, es sind aber bisher keine praktischen Folgerungen daraus gezogen worden. Die französischen Arbeiten in dieser Richtung gehen schon mehr als ein Jahrzehnt zurück. Aus dem Jahre 1908 stammen Patente der bekannten Fabrik für Zemente und hydraulichen Kalk von I. u. A. Pavin Lafarge zur Herstellung eines Zementes, den die Fabrik als „Ciment fondu", bezeichnet. Im Weltkriege ist dieser Zement vielfach zur Herstellung von Betonfundamenten für schwere Artillerie verwendet worden, die innerhalb 24 Stunden derart erhärteten, daß sie in Gebrauch genommen werden konnten. Die Lafarge'schen Fabriken lagen während des Krieges zum Teil in der Einflußzone der Amerikaner, so daß bei dieser Gelegenheit auch nähere Erfahrungen mit diesem Zement von diesen gesammelt werden konnten. Ein amerikanischer Ingenieur Edwin C. Eckel, berichtet in „Engineering News-Record" vom 6. Oktober v. J. über diesen Zement. Seine Angaben dürften auch für deutsche Leser von Interesse sein. Er will die amerikanische Zementindustrie auch zur Herstellung solcher schnell erhärtenden Zemente anregen.

Nach dem Bericht erfolgt die Herstellung des Zementes, zu dessen Rohstoffen auch Bauxit gehört, im Gebläse-Schmelzofen, der 10—15 t Schlacken täglich liefert, die gelöscht und gemahlen werden. Ihre Zusammensetzung

wird in der Hauptsache mit 50 v. H. Kalk, 40 v. H. Tonerde und 10 v. H. Kieselsäure angegeben, während der normale Zement mindestens 60 v. H. Kalk, an Tonerde nur etwa den 5.—6. Teil, an Kieselsäure mehr als das Doppelte enthält. Die Herstellungskosten sollen nicht höher sein, als bei gewöhnlichem Portlandzement. Die Farbe des so erzeugten Zementes ist fast weiß, seine Abbindezeit unterscheidet sich nicht wesentlich von der eines normalen Zementes, jedoch erreicht er binnen 24 Stunden bereits eine Festigkeit, die sonst selten unter 28 Tagen Alter gewonnen wird. Im Laboratorium wurden mit diesem Zement in einer Mischung 1 : 3 folgende Festigkeiten erzielt:

Alter	Zugfestigkeit kg/cm²	Druckfestigkeit kg/cm²
1 Tag	29,0	352
2 Tage	34,0	387
3 „	34,5	400
7 „	35,5	451
28 „	37,5	475

Der Zement soll eine hohe Widerstandsfähigkeit gegen Seewasser und ähnliche Lösungen gezeigt haben, während man die tonerdereichen Zemente bisher im allgemeinen als wenig widerstandsfähig gegen Seewasser betrachtete.

(Nach den Seewasser-Versuchen auf Sylt ist aus den Beobachtungen an den in Buhnen eingebauten Betonblöcken zu schließen, daß sich die kalkreichen und tonerdearmen, dabei aber kieselsäurereicheren Zemente besser bewährt haben als die kalkärmeren und tonerdereicheren. Dr. Schumann ist in „Der Portlandzement und seine Anwendung im Bauwesen“ 4. Aufl. 1912 allerdings der Ansicht, daß zur allgemeinen Entscheidung dieser Frage noch eingehendere Versuche mit Portlandzementen der beiden Arten gemacht werden müßten.) Der Bericht führt an, daß der Zement von der Paris—Lyon-Mittelmeerbahn bei einem Teil ihrer Küstenlinie verwendet worden sei, wo der Beton dem Angriff der Seeluft und des Wellenschlages stark ausgesetzt ist und mit anderen Zementsorten ausgeführte Bauten stark angegriffen worden seien. Der „Ciment fondu“ soll sich dagegen dort ausgezeichnet bewährt haben. Es werden Laboratoriums-Versuche von 9jähriger Dauer angeführt, bei denen mit diesem Zement hergestellte Mörtelkörper in mit Kalksulfaten gesättigtem Wasser und in solchem mit 1,2 v. H. Magnesiumsulfat-Gehalt gelagert, sich nach Ablauf dieser Zeit als durchaus wohl erhalten erwiesen. Ebenso haben sich reine Zementkörper mit bis 50 v. H. Gipszusatz, seit 1908 im Wasser gelagert, ohne Zersetzungs-Erscheinungen gehalten. Über das Verhalten des Zementes gegen Alkalien und Säuren bedauert der Berichterstatter keine Zahlenangaben zu besitzen. — Fr. E.

Vermischtes.

Gießereihallen aus Eisenbeton. Der Deutsche Beton-Verein gibt Folgendes bekannt: „Schon während des Krieges ist uns die Frage vorgelegt worden, wie sich der Eisenbeton in Gießereibetrieben bewährt hat. Es wurde damals die Befürchtung ausgesprochen, daß die beim Gießereibetrieb entstehenden Gase und Dämpfe nachteilig auf den Beton einwirken könnten. Auch neuerdings ist wieder mitgeteilt worden, daß verschiedene Sachverständige Bedenken tragen, Eisenbeton für Gießereihallen zu verwenden, da sie eine Einwirkung der Gase auf den Beton befürchten. Wir haben deshalb versucht, die Erfahrungen zu sammeln, die man mit Gießereihallen aus Eisenbeton gemacht hat. Es liegen uns nunmehr die Mitteilungen von 11 Mitgliedsfirmen und zwei Auskünfte städtischer Behörden vor. Die Auskünfte lassen sich dahin zusammenfassen, daß Eisenbeton für Gießereianlagen seit etwa 20 Jahren mit bestem Erfolg verwendet worden ist, und es konnte kein Fall angegeben werden, in dem eine Benachteiligung oder Zerstörung des Betons durch die auftretenden Gase oder Dämpfe eingetreten war. Auch einige Gießereihallenbesitzer haben sich unsern Mitgliedsfirmen gegenüber in dem gleichen Sinne geäußert. Wir geben nachstehend ein Verzeichnis industrieller Werke, die, wie uns mitgeteilt worden ist, Gießereihallen aus Eisenbeton besitzen:

Daimler Motoren-Gesellschaft, Stuttgart-Untertürkheim, Bopp & Reuther, Mannheim, Sprengstoff-Aktiengesellschaft, Hamburg, verschiedene kleinere Gießereigebäude in Wahn, Siemens-Schuckert-Werke, Berlin, Werk Charlottenburg, Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin, Eisengießerei C. Schenk, Darmstadt, Eisengießerei Freund, Nürnberg, Zahnräderfabrik Augsburg vorm. J. Renk A.-G., Augsburg, Gebrüder Bühler, Uzwil (Schweiz), Gebrüder Sulzer, Winterthur (Schweiz), Manfred Weiß Akt.-Ges., Budapest-Csepel, Verwaltung der Russisch-Baltischen Waggonfabrik St. Petersburg, Gießereihallen in Riga, Gesellschaft der Eisengießerei und Maschinenfabrik vorm. Felser & Co., Riga.“ —

Die Gebührenordnung zur Schiedsgerichtsordnung des Deutschen Beton-Vereins ist den ab 1. Februar d. J. erhöhten Stundensätzen usw. der Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure angepaßt worden. Die Vergütung für Schiedsrichter und Sachverständige für die aufgewendete Zeit beträgt nun 60 M. für die Stunde, die Aufwandsentschädigung bei Reisen 100 M. für den Tag ohne, und 150 M. für den Tag mit Übernachten. —

Literatur.

Bericht über die XXIV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ am 9.—11. März 1921. Der Bericht über die vorjährige Hauptversammlung, ein stattlicher Oktavband von 324 S. Text mit zahlreichen Abbildungen, ist erst kürzlich erschienen. Er umfaßt, wie üblich, die stenographische Niederschrift über die Verhandlungen, den Abdruck sämtlicher Vorträge und den Wortlaut der an diese angeknüpften Aussprache, in der mitunter auch abweichende Anschauungen und Erfahrungen zum Ausdruck kommen, jedenfalls aber die Ausführungen der Redner in wertvoller Weise ergänzt werden. Nach dieser Richtung könnte vielleicht noch Wertvolleres erzielt werden, wenn der wesentliche Inhalt der Vorträge wie bei den Verhandlungen der großen technischen englischen und amerikanischen Gesellschaften den Teilnehmern an der Versammlung schon einige Zeit vorher bekannt gegeben werden könnte, ein Verfahren, das anderseits allerdings die Wirkung der Vorträge selbst etwas beeinträchtigen könnte.

Mehrere der Vorträge haben wir nach der Versammlung im Jahrgang 1921 unserer „Mitteilungen“ schon veröffentlicht. Dahin gehört der Vortrag von Dr.-Ing. Petry, Oberkassel, über „Die Anwendung von Muschelkalk-Betonwerkstein beim Bau der Lutherkirche in Freiburg in Baden“, der den hohen Stand der deutschen Betonwerkstein-Technik kennzeichnet und erkennen läßt, daß dieses Material bei entsprechender Behandlung und Ausführung in der Hand des Baukünstlers die Schaffung von Werken gestattet, die auch den höchsten künstlerischen Ansprüchen genügen, daß es jedenfalls nicht als ein Surrogat des Natur-Werksteins angesprochen werden darf, wie das noch immer von manchen Seiten geschieht. Zu diesen Vorträgen gehört ferner derjenige von Dr.-Ing. Lührs, Duisburg, über „Ausgeführte Kohlensilos“ und von Ob.-Ing. Schlüter, Berlin, über „Das Beton-Spritzverfahren“, eine neue Verarbeitungsform des Betons, in der uns Amerika voran gegangen ist, das aber auch bei uns mehr und mehr an Boden gewinnen dürfte, da es die Ausführung erleichtert und durch Ersparung von Arbeitskräften, die für die Kostenfrage ja jetzt auch bei uns ausschlaggebend werden, verbilligt.

Unter den übrigen Vorträgen, die auch bereits in anderen Zeitschriften veröffentlicht worden sind, bieten namentlich die Mitteilungen von Prof. O. Colberg, Hamburg, über „Die Unterfangungsarbeiten beim Erweiterungsbau des General-Direktions-Gebäudes der Hamburg-Amerika-Linie“ Interesse, die die vortreffliche Eignung des Eisenbetons für die nachträgliche Verstärkung der Gründung von Bauwerken dartun, und die Ausführungen von Dir. Dr.-Ing. Marcus, Breslau, über „Neuere Ausführungen trägerloser Pilzdecken“, die auch einen wertvollen Beitrag zu der exakten theoretischen Behandlung dieser nach dieser Richtung noch nicht ganz klar gestellten, für gewisse Zwecke sehr brauchbaren und vorteilhaften Bauweise liefern. Auch der Eisenbeton-Schiffbau ist durch mehrere Vorträge vertreten, die erkennen lassen, daß die deutsche Eisenbetontechnik auf diesem erst spät von ihr aufgenommenen Arbeitsgebiet schöne Erfolge zu verzeichnen hat und ihre eigenen Wege gegangen ist.

Das ganze Heft bietet dem Fachmann wieder reiche Belehrung und Anregung. — Fr. E.

Inhalt: Die Sicherung von Bauwerken im Bergbau-Senkungsgebiet unter besonderer Berücksichtigung der Eisenbeton-Bauweise. (Schluß.) — Fachwandstiele in Eisenbeton. — Schnell erhärtende französische Zemente. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H. in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
W. Büxenstein Druckereigesellschaft, Berlin SW.