

DER BAUINGENIEUR

12. Jahrgang

11. Dezember 1931

Heft 50

DIE DONAUBRÜCKE BEI BELGRAD IM ZUGE DER NEUEN BAHNLINIE BELGRAD-PANCEVO.

Von M. Metzler, Dortmund.

Im Oktober 1931 wurde nach mehrjähriger Bauzeit der letzte Überbau der neuen Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Donau bei Belgrad fertiggestellt. Die Brücke liegt im Zuge der neuen Bahnlinie Belgrad-Pancevo, die Jugoslavien zur Verbindung und Erschließung der ihm zugefallenen Landgebiete auf dem linken Donauufer erbaut. Sie überschreitet die Donau bei Kara-Burma, einer stromabgelegenen Vorstadt Belgrads.

Der Lageplan (Abb. 2) zeigt die endgültige Linienführung der Bahn Belgrad-Pancevo und die Lage der Brücke. Auch die mit erwogenen Linienführungen über Bele-Stene und Veliko-Selo sind darauf vermerkt.

Für die Überbrückung des schiffbaren Stromteiles sind sieben Stahlüberbauten von je 160 m Stützweite gewählt. Auf der rechten Stromseite schließt ein massiver, in einer Kurve liegender Viadukt an. Auf der linken Stromseite sind acht stählerne Flutöffnungen von je 32 m Stützweite angeordnet (siehe Abb. 3).

Die Senkkästen.

Die Gründung der acht Strompfeiler, sowie die des Pfeilers O des massiven Viaduktes erfolgte mit Druckluft unter Verwendung von Senkkästen aus Stahl. Letztere sind in ihrer baulichen Anordnung gleichmäßig durchgebildet, sie unterscheiden sich nur in den den Verhältnissen angepaßten Abmessungen.



Abb. 1.

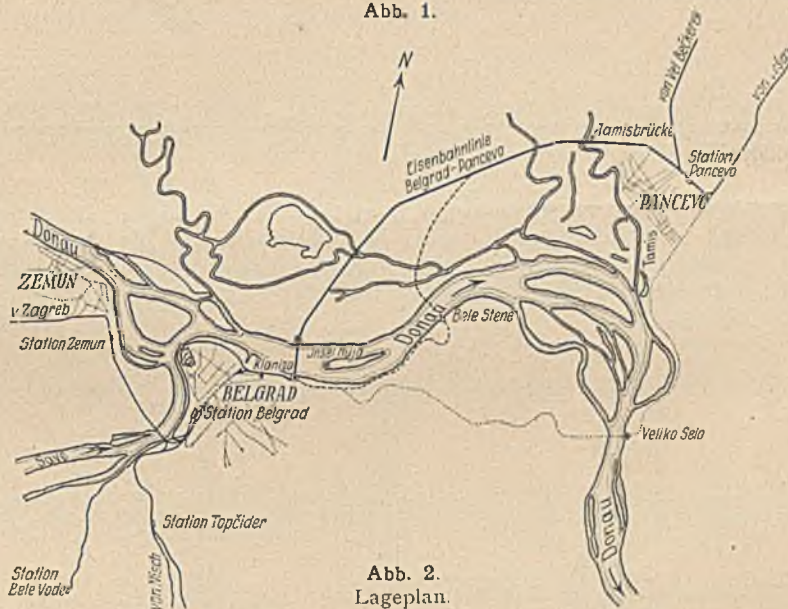


Abb. 2. Lageplan.

Der Senkkasten für den Pfeiler II ist in seiner Grundfläche 29 m lang und 12,5 m breit. Der Arbeitsraum ist 2,5 m hoch und frei von jedem die Arbeit störenden Einbau. Die Höhe von Unterkante Schneide bis Oberkante Senkkästen beträgt 7,5 m. Sie war dem höchsten Hochwasser angepaßt, das während des Absenkens eintreten konnte.

Sämtliche Außenwände haben nach der Mitte zu eine Neigung von 1:30 gegen die Lotrechte, um ein Festsetzen des Senkkastens während des Absenkens zu verhindern.

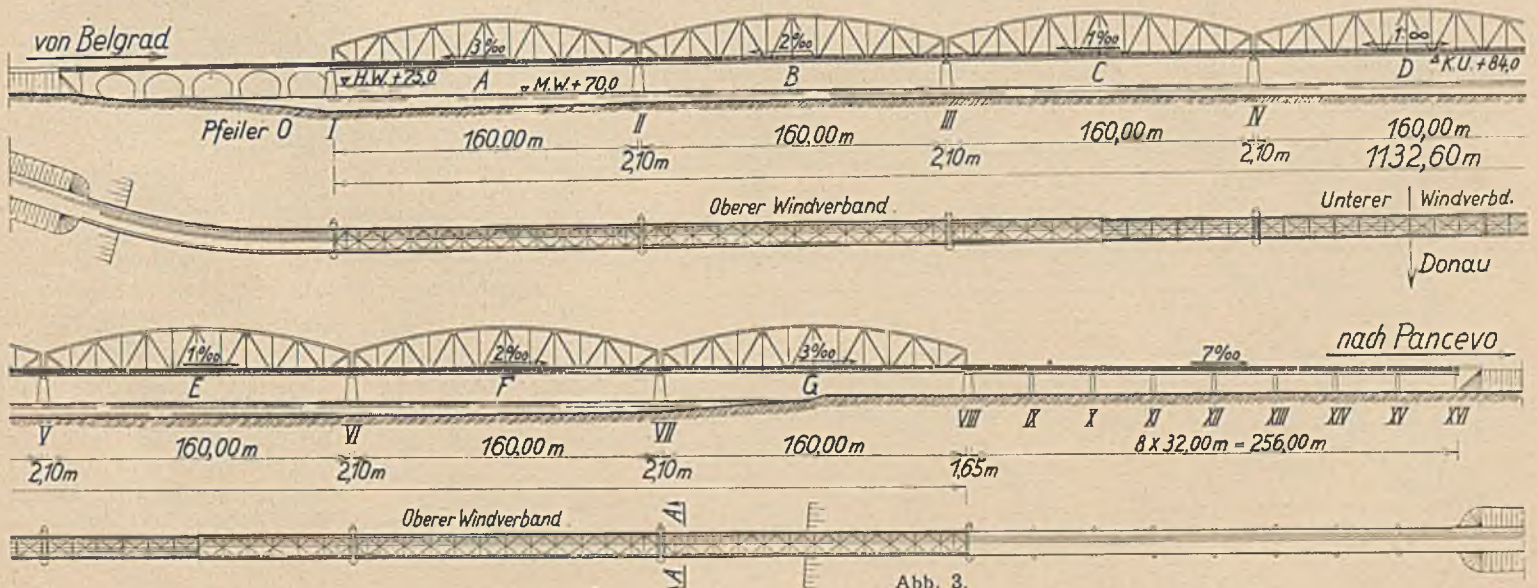


Abb. 3.

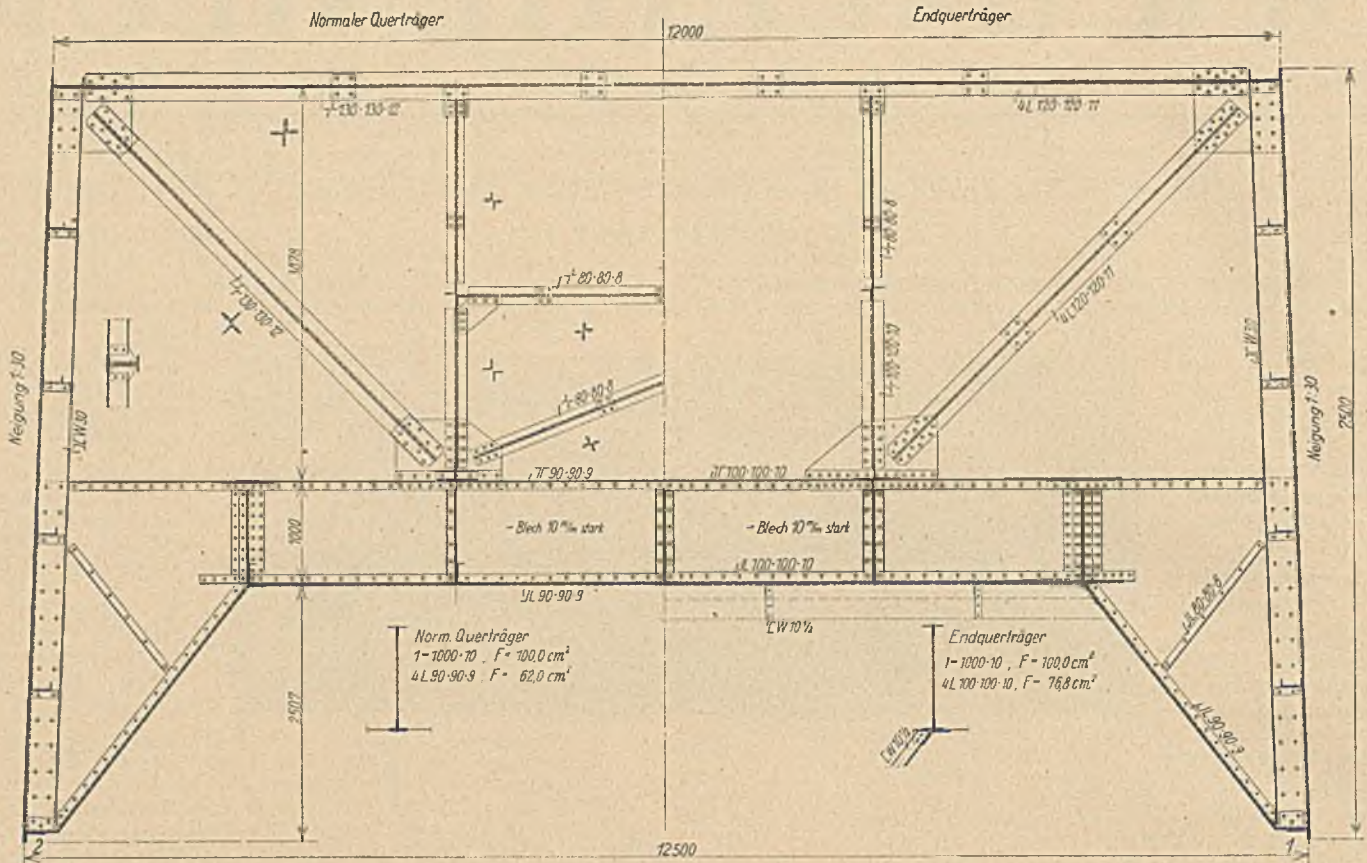


Abb. 4.

In der Längsrichtung sind, senkrecht dazu, zwölf Querträger angeordnet, die als Vollwandträger ausgebildet und durch Sprengwerk versteift sind. Deren oberer waagerechter Riegel dient gleichzeitig zur Abstützung der Außenwände der Längs-

seiten. Zur Abstützung der Stirnwände sind die Riegel der diesen benachbarten Querträger mit den Wänden durch Einbau von Streben und Pfosten zu Verbänden vereinigt, die die auftretenden Kräfte in die Längswände übertragen.

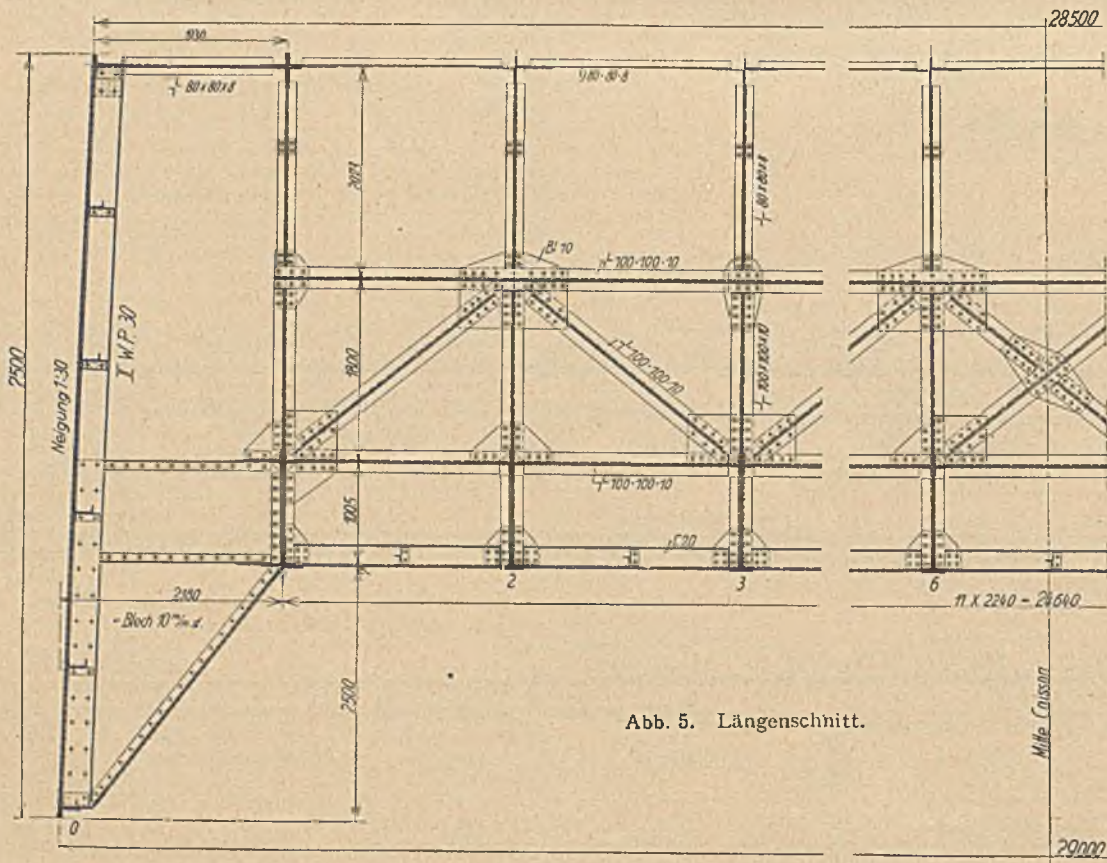


Abb. 5. Längenschnitt.

Die äußeren Umfassungswände sowie die Decke und die schrägen Wände des Arbeitsraumes sind mit 7 mm starken entsprechend versteiften Blechen verkleidet.

Für die Arbeiten im Arbeitsraum waren drei Schleusen vorgesehen, die dessen Decke durchdrangen. Die mittlere runde Schleuse diente der Personalförderung, die beiden seitlichen ovalen Schleusen dienten zur Wegschaffung des Erdabbaumes und zur Einbringung der Baustoffe.

Die Ausführung erfolgte in Stahl St. 37. Als zulässige Beanspruchungen wurden gewählt:

- für die normalen Belastungsfälle 1600 kg/cm²
- für den ungünstigsten Belastungsfall . 1800 kg/cm²

Einige bauliche Einzelheiten sind in den Abb. 4 und 5 gegeben.

Die Abmessungen der einzelnen Senkkasten, deren Grundrißflächen nebst Raum-

inhalt und deren Gewichte insgesamt und je m² Bodenfläche und m³ Rauminhalt sind nachstehend zusammengefaßt.

Senk- kasten unter Pfeiler	Abmessungen			Grund- riß- fläche m ²	Raum- inhalt m ³	Ge- samt- ge- wicht t	Gewicht in	
	Länge	Breite	Höhe				kg/m ²	kg/m ³
0	17,80	12,50	7,50	222,5	1668,8	131,5	591	79
I	24,52	12,50	9,50	306,5	2911,8	193,4	631	66
II	29,00	12,50	7,50	362,5	2718,8	190,0	524	70
III	29,00	12,50	7,50	362,5	2718,8	185,8	513	68
IV	29,00	12,50	7,50	362,5	2718,8	187,6	518	69
V	29,00	12,50	9,50	362,5	3443,8	231,7	639	67
VI	29,00	12,50	10,50	362,3	3806,3	242,2	668	64
VII	29,00	12,50	7,50	362,5	2718,8	203,1	560	75
VIII	26,00	13,25	4,50	344,5	1550,3	171,2	497	110

Das Gesamtgewicht der neun Senkkästen beträgt
1736,5 t.

Die Strombrücke.

Die Überbauten der Strombrücke waren zunächst für ein-
gleisigen Eisenbahnverkehr mit nebenliegender Straßenfahrbahn
auszubilden. Die Straße hat in dieser Ausführung eine Breite

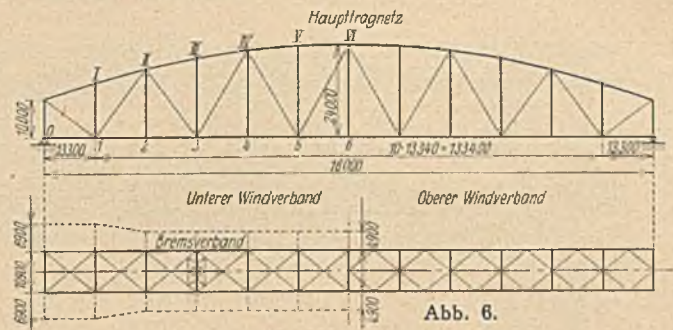


Abb. 6.

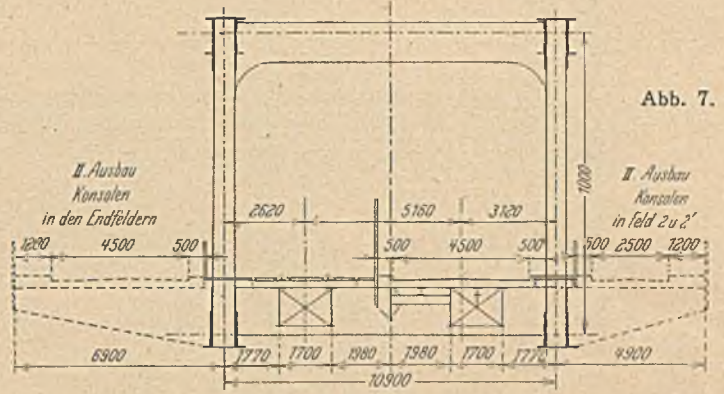


Abb. 7.

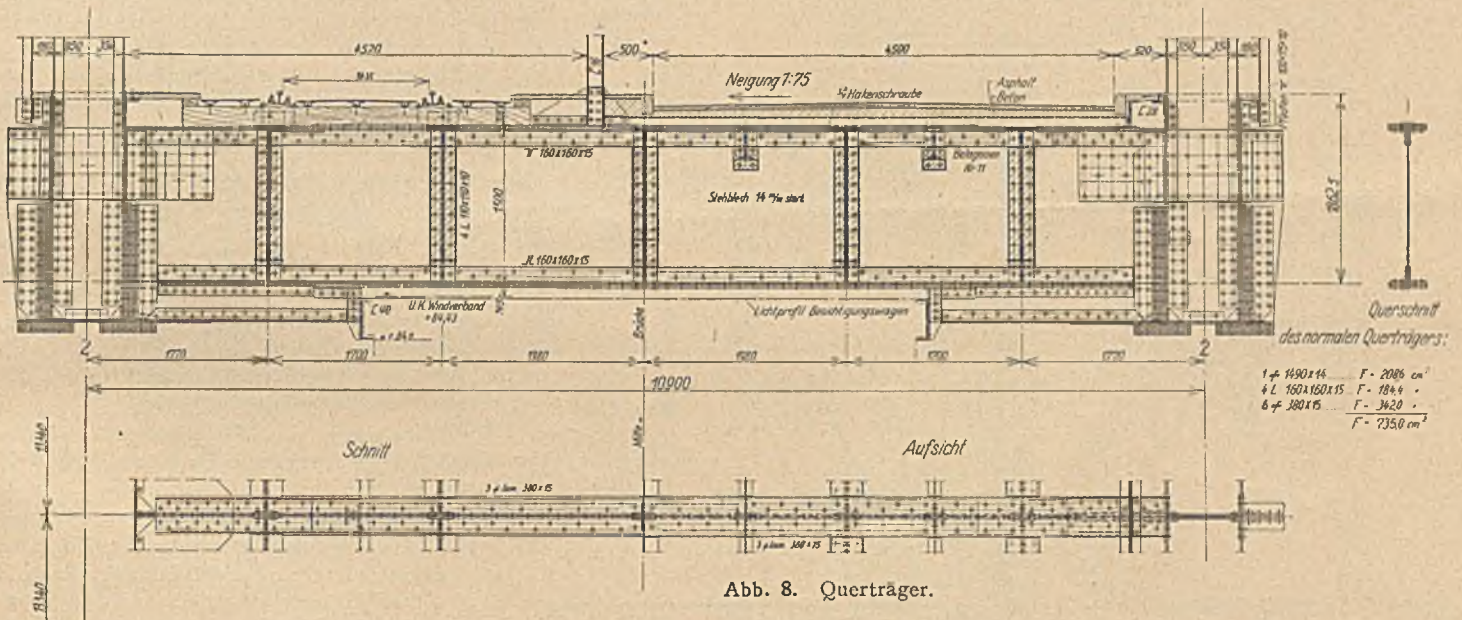


Abb. 8. Quertträger.

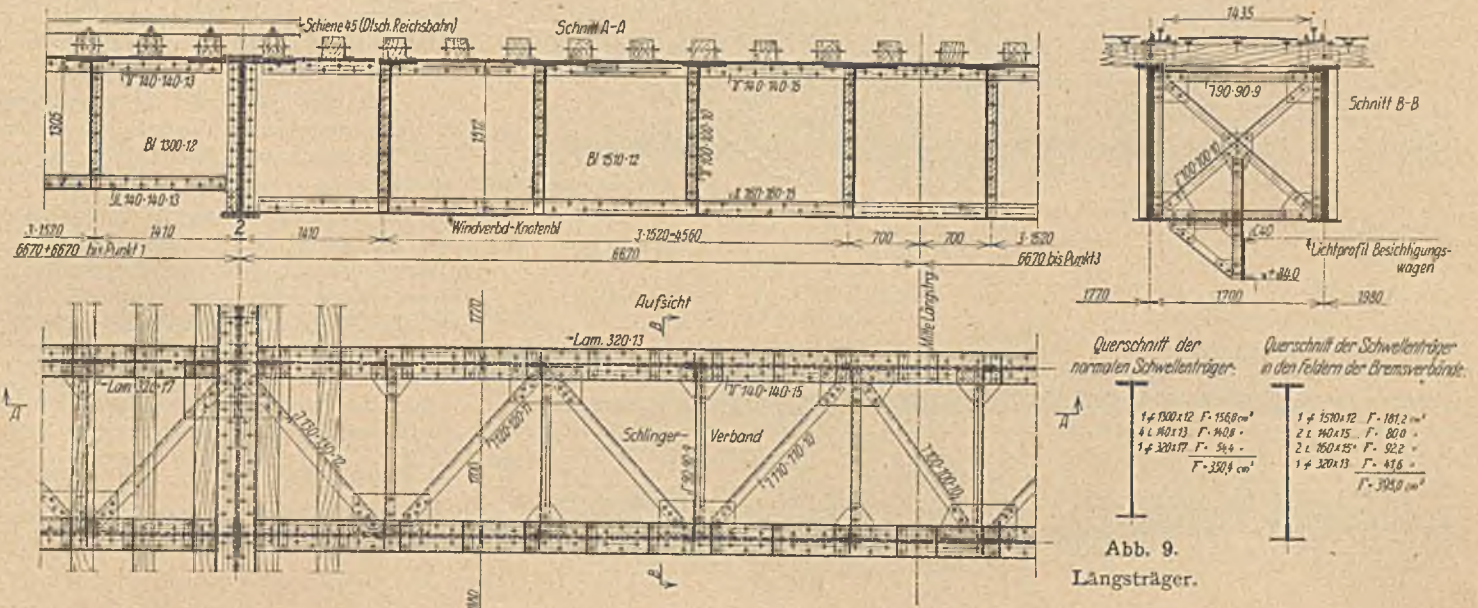


Abb. 9.
Langträger.

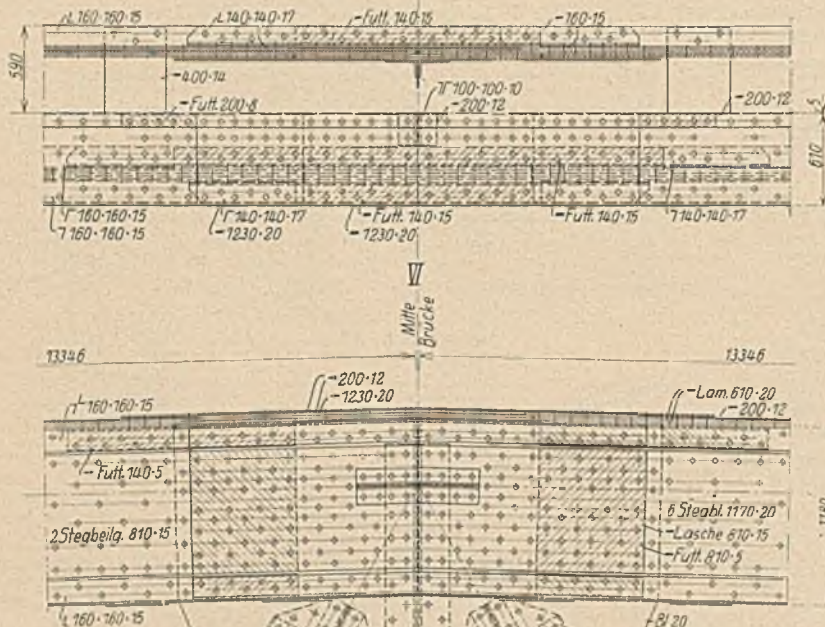


Abb. 10.
Knotenpunkt der oberen Gurtung.

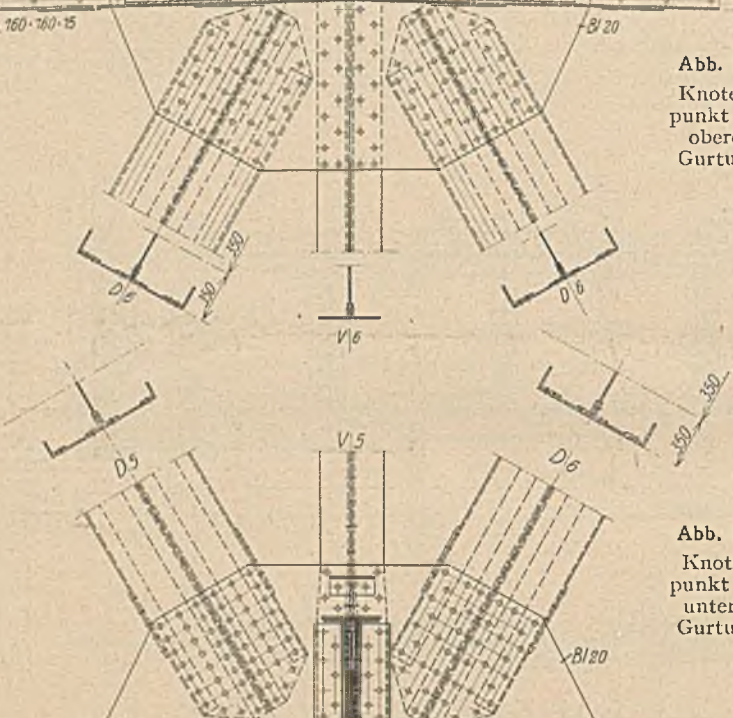
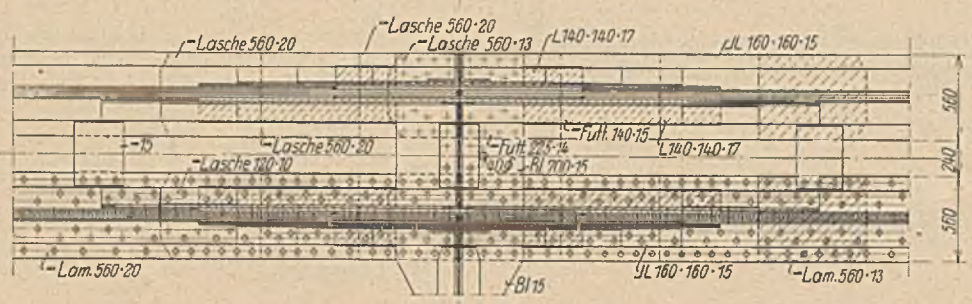
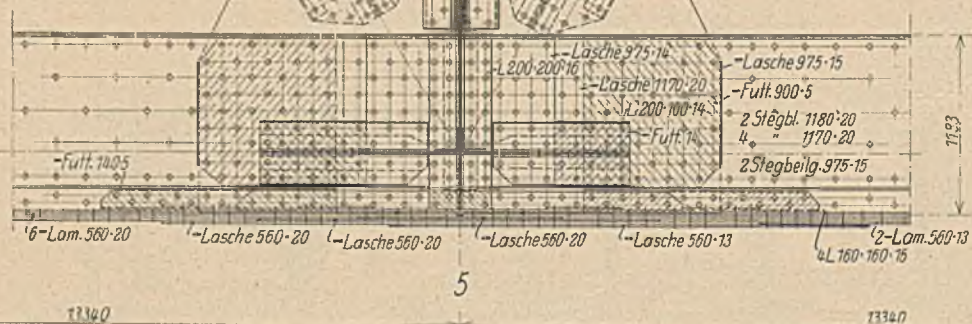


Abb. 11.
Knotenpunkt der unteren Gurtung.



zwischen den Randsteinen von 4,5 m. Beiderseits ist je ein Fußweg von 0,5 m Breite angeordnet.

Die ganze bauliche Ausführung ist jedoch so bemessen und durchgebildet, daß später zwischen den Hauptträgern zwei Gleise angeordnet werden können. Der Straßenverkehr wird dann außerhalb der Hauptträger verlegt. Auf beiden Seiten werden Konsolen angeordnet, die je eine 2,5 m breite Straßenfahrbahn und 1,2 m breite Fußwege aufnehmen. In den Endfeldern und über den Pfeilern werden die Konsolen bis 2 m verlängert, so daß dort die Straßenfahrbahn sich auf 4,5 m erbreitert und eine Überholungs- und Ausweichmöglichkeit gegeben ist.

Während des ersten Ausbaues sind Eisenbahngleis und Straße durch ein starkes mit Holz verschaltes Geländer getrennt.

Die Hauptträger sind Fachwerkträger mit einfachem Strebenzug und in zwölf Felder unterteilt.

Die Systemhöhe ist über den Auflagern 10 m und steigt bis zur Mitte auf 24 m an. Die Knotenpunkte der oberen Gurtung liegen auf einer Parabel von 14 m Pfeilhöhe.

Die Hauptträgerentfernung beträgt 10,9 m.

In der Ebene des Untergurtes wie in der des Obergurtes ist je ein durchgehender Windverband angeordnet. In dem ersteren sind noch zur Aufnahme der Bremskräfte besondere Verbände eingebaut, und zwar in jedem Überbau 2, da die Fahrbahn auch in Brückenmitte unterbrochen ist, um sie von Zusatzspannungen der Hauptträger möglichst zu entlasten. Die Abb. 6 und 7 zeigen die allgemeine Anordnung des ganzen Brückensystems.

Der statischen Berechnung liegen, soweit die Belastungen durch die Eisenbahn und die zulässigen Beanspruchungen in Frage kommen, die deutschen Reichsbahnvorschriften vom 25. Februar 1925 zugrunde. Das gleiche gilt für die Wind- und Bremskräfte.

Die Belastungen durch Eigengewicht wurden den tatsächlichen Verhältnissen entsprechend in Rechnung gestellt.

Die Berechnung der Hauptträger wurde unter Berücksichtigung des zweiten Ausbaues für zweigleisige Eisenbahnbelastung „Lastenzug E“, Stoßzuschlag $\varphi = 1,25$, und ungünstigste Belastung durch Menschengedränge $p = 460 \text{ kg/m}^2$ der auf den Konsolen liegenden Straßenfahrbahnen durchgeführt.

Für die Quer- und Schienenträger wurden die normalen Stoßzuschläge nach den Reichsbahnvorschriften in Rechnung gestellt.

Als Verkehrslast der Straßenfahrbahn wurde, soweit nicht die Eisenbahnbelastung maßgebend war, ein 20-t-Kraftwagen bzw. eine 20-t-Dampfwalze gewählt. Bei den Haupttragerteilen ist die von diesen freibleibende Belastungsfläche noch mit Menschengedränge von 460 kg/m^2 belastet angenommen. Bei dem Kraftwagen ist ein Stoßzuschlag von $\varphi = 1 + \frac{\varphi' - 1}{2}$ berücksichtigt, wobei φ' den Reichsbahnvorschriften entnommen ist.

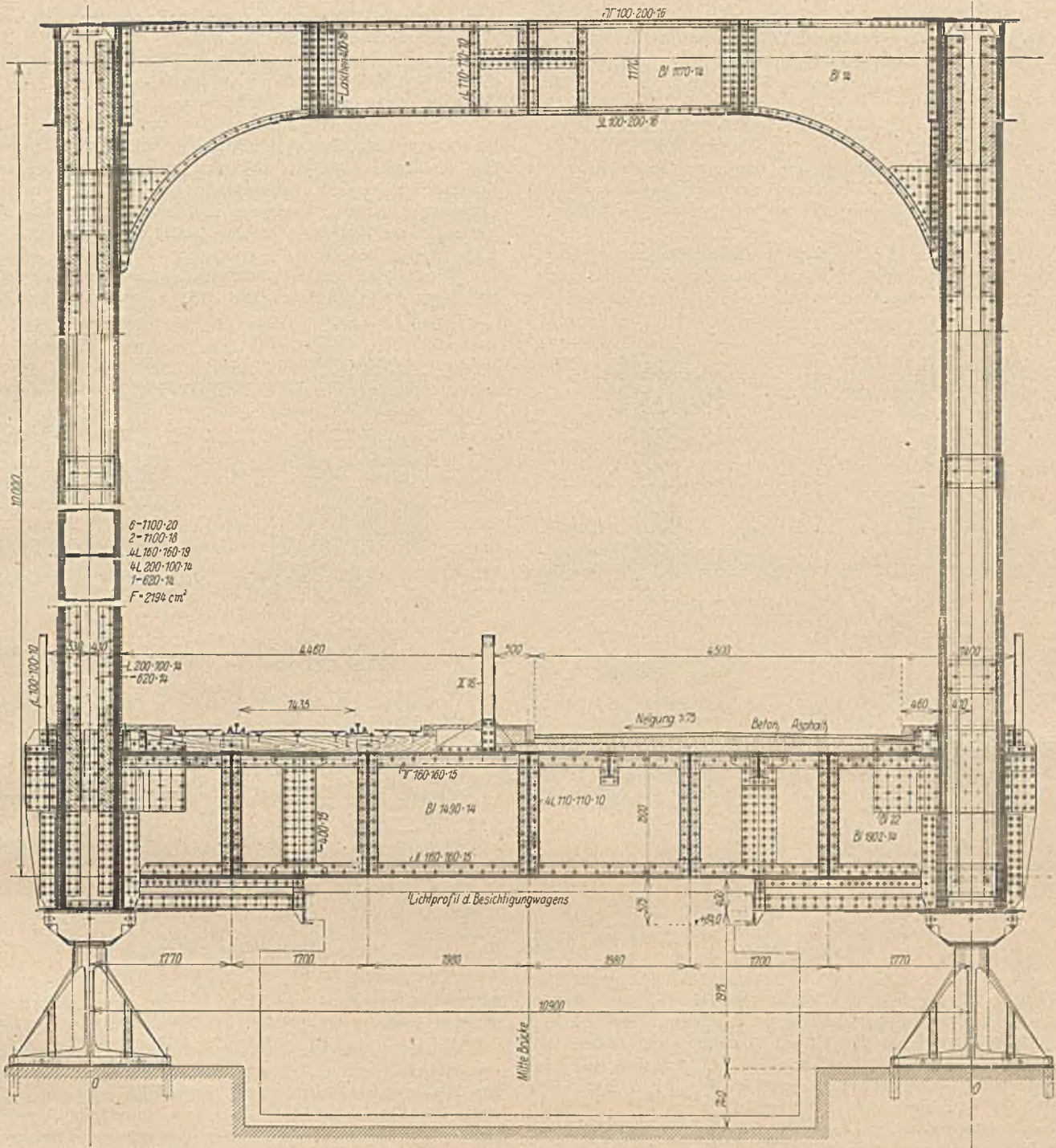


Abb 12. Endrahmen.

Bei der Dampfwalze und dem Menschengedränge wurde kein Stoßzuschlag berücksichtigt.

Bei der statischen Berechnung der Fahrbahn wurde der zweite Ausbau mit berücksichtigt.

Die Ausführung der gesamten Stahlkonstruktion erfolgte in St. 37, die der Auflager in Stg 52,81.

Für das Eisenbahngleis ist der Oberbau mit der jugoslawischen Staatsbahnschiene DZ I auf hölzernen Schwellen gewählt. Beim Übergang vom massiven Viadukt zur Strombrücke sind auf dem ersten Überbau zum Schutz gegen Entgleisung auch Leitschienen vorgesehen.

Zwischen dem Gleis und zu dessen beiden Seiten ist zum Schutz gegen Feuersgefahr ein 5 mm starker Warzenblechbelag vorgesehen.

Die Schienenträger haben 13,34 m Stützweite und liegen 1,7 m voneinander entfernt. In der Ebene des Obergurtes ist ein

Horizontalverband angeordnet, der den Wind auf diese Träger und das Verkehrsband, sowie die Seitenstöße der Fahrzeuge aufnimmt. Außerdem sind in den Drehtelpunkten der Stützweite lotrechte Querversteifungen vorgesehen.

Für die Straßenfahrbahn ist Beton auf Belagprofilen gewählt, worauf eine 5 cm starke Asphalttschicht aufgebracht ist. In Fahrbahnmitte hat der Beton über den Belagprofilen eine Stärke von 90 mm, die sich nach den Randsteinen bis auf 60 mm verringert, um ein Quergefälle für die Entwässerung zu schaffen. Die Belagprofile liegen in Abständen von 300 mm.

Bei Anordnung der Fahrbahnträger mußte auf den späteren zweiten Ausbau Rücksicht genommen werden. Die mittleren Träger sind daher so angeordnet, daß ihre Lage dem des zweiten Gleises entspricht.

Über den Auflagern und in Brückenmitte ist die Fahrbahn unterbrochen. Für die Schienen sind hier Auszüge vorgesehen

für ± 30 mm bzw. ± 100 mm Verschiebung und für die Straßenfahrbahn und Fußwege besondere Dilatationseinrichtungen.

Die Querträger sind in Feldweiten von 13,34 m angeordnet. Sie sind Blechträger von 1500 mm Stehblechhöhe. Ihre Stützweite beträgt 10,9 m.

Einige bauliche Einzelheiten der Fahrbahn sind in Abb. 8 und 9 gegeben.

Zur näheren Erläuterung der baulichen Ausbildung der Hauptträger sind in den Abb. 10 und 11 je ein Knotenpunkt der oberen und unteren Gurtung mit den Anschlüssen der Füllstäbe gegeben.

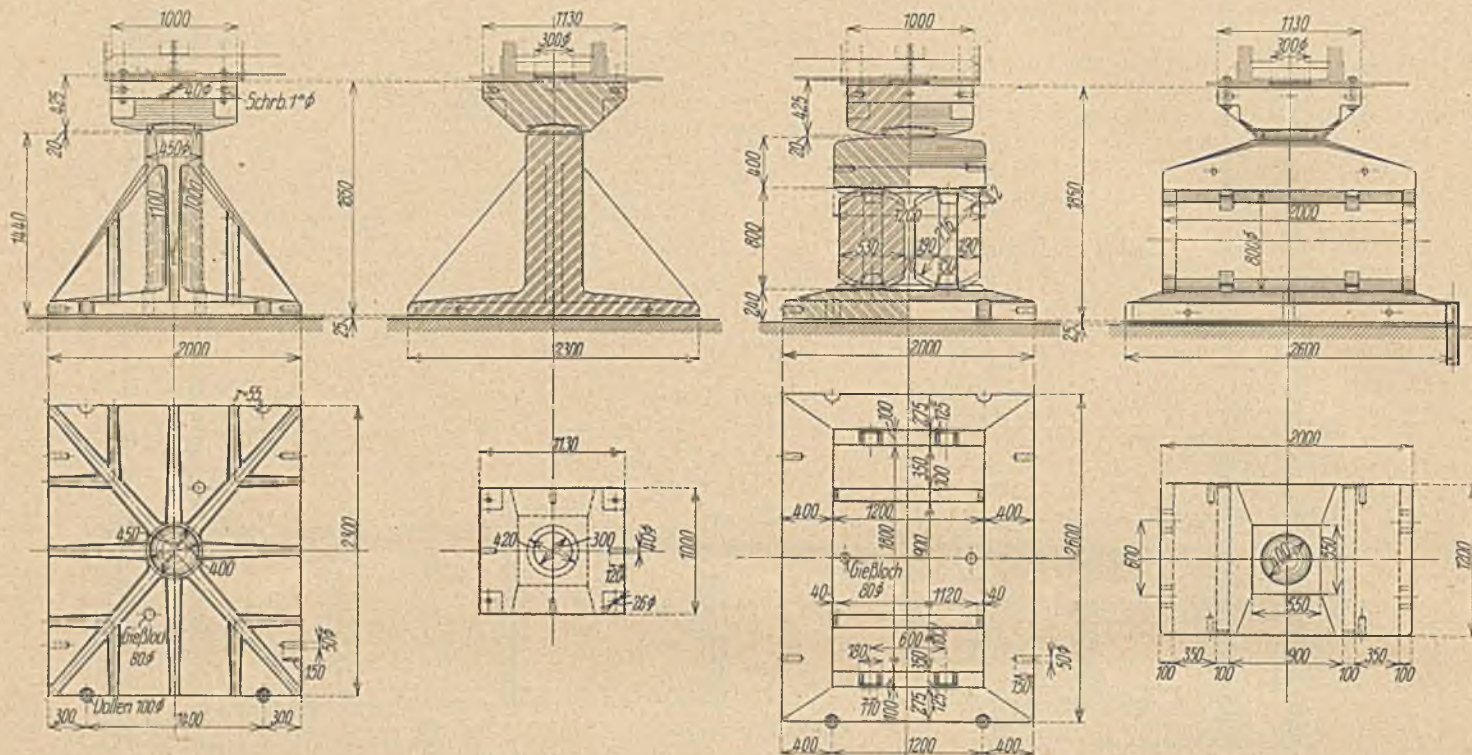
Für den unteren Windverband wurde ein Fachwerk mit gekreuzten Diagonalen gewählt, dessen Querriegel durch die Untergurte der Querträger gebildet werden. Dieser Verband hat den

den Verband übertragen und auch als Stützpunkte der oberen Gurtung gegen Ausknicken dienen.

Als voll vom Wind getroffene Flächen wurden die der oberen Hälften beider Hauptträger in Rechnung gestellt. Der Winddruck ist hierbei zu 250 kg/m² angenommen.

Für sämtliche Stäbe des Verbandes wurden je zwei U-Profile gewählt. Zur Aufnahme des horizontalen Stützdruckes des oberen Verbandes und dessen Weiterleitung nach den Auflagern sind die Endpfosten und der Endquerträger durch Einschalten eines Querriegels in Höhe der Obergurte zu steifen Rahmen verbunden. Dessen bauliche Ausbildung ist aus Abb. 12 ersichtlich.

Für die Auflager, die außer den horizontalen Lasten aus Wind und Bremskraft lotrechte Stützdrücke von über 2000 t zu über-



Festes Auflager.

Abb. 13.

Bewegliches Auflager.

Winddruck auf die Flächen der unteren Hälfte des Hauptträgers, der gesamten Fahrbahn und auf das 3,5 m hohe Verkehrsband aufzunehmen, ferner die Seitenstöße der Eisenbahnfahrzeuge.

Der statischen Berechnung ist ein Winddruck von 150 kg/m² zugrunde gelegt. Die Seitenstöße wurden durch Annahme einer horizontalen Querkraft von 12,0 t berücksichtigt.

Die Querschnitte der Diagonalen sind aus je 4 Winkeln gebildet, die, soweit erforderlich, noch durch ein Stehblech verstärkt sind.

Die Bremsverbände liegen bei den Knotenpunkten 3 und 3, hier sind die Stäbe des unteren Windverbandes in den angrenzenden Feldern mit benutzt. Das System ist so gewählt, daß in den Querträgeruntergurten keine Zusatzspannungen durch die Bremskräfte entstehen. Die Schienenräger sind in diesen Feldern bis in die Ebene des unteren Verbandes heruntergezogen, daß sie die Bremskräfte unmittelbar in die Bremsverbände leiten können. Diese sind so bemessen, daß nach dem zweiten Ausbau die Bremskräfte beider Gleise übernommen werden.

Für den oberen Windverband wurde ein Rautenfachwerk gewählt, das die Möglichkeit hat, die Obergurtstäbe auch in Feldmitte zu stützen. An jedem Knotenpunkt des Hauptträgers sind Querriegel angeordnet, die den Winddruck gleichmäßig auf

tragen haben, sind, wie Abb. 13 zeigt, möglichst gedrungene Formen gewählt.

In der folgenden Zusammenstellung sind die rechnerisch ermittelten Gewichte einschließlich eines Zuschlages von 3% für Nieten und Walztoleranz, sowie die gewogenen Gewichte eines Überbaues, gegliedert nach den Hauptteilen, gegeben.

	Errechnet	Gewogen (durchschnittlich)
1. Hauptträger . . .	1 909 565 t (= 11,935 t/m)	1 902,207 t
2. Fahrbahn	605,354 t (= 3 783 t/m)	610 992 t
3. Querverbände . . .	126 881 t (= 0 793 t/m)	126 852 t
4. Auflager	87 812 t (= 0,549 t/m)	86,081 t
5. Dilatationsplatten .	2,173 t (= 0,014 t/m)	2,029 t
zus.:	2 731,785 t (= 17,074 t/m)	2 728,161 t

Gesamtgewicht der 7 Überbauten:

errechnet $7 \times 2731,785 = 19 122,495$ t

gewogen $7 \times 2728,161 = 19 097,127$ t

Beide Gewichte zeigen gute Übereinstimmung.

(Fortsetzung folgt.)

ÜBER DIE BEANSPRUCHUNG VON „UNBELASTETEN“ STÄBEN.

Von P. Fillunger und K. Ježek, Wien.

Einleitung.

Die statische Berechnung von Tragwerken erfolgt in der Regel unter Zugrundelegung der Gleichgewichtsbedingungen zwischen äußeren und inneren Kräften für den nicht verformten Zustand. Eine Ausnahme bildet die Berechnung von zentrisch oder exzentrisch beanspruchten schlanken Stäben. Bei gewissen Fachwerken ergeben sich jedoch nach der üblichen Art der Berechnung „unbelastete“ Stäbe, deren Querschnittbemessung gefühlsmäßig aus rein praktischen Erwägungen erfolgt. Es soll hier zunächst an einfachen Beispielen gezeigt werden, daß man bei Berücksichtigung der Formänderungen des Tragwerkes eine Beanspruchung solcher „unbelasteter“ Stäbe sehr wohl nachweisen und einen erforderlichen Mindestquerschnitt ermitteln kann.

Anregung und Plan für die vorliegende Untersuchung gehen vom erstgenannten Verfasser aus, die Ausführung der Berechnungen in den Abschnitten II und III oblag dem an zweiter Stelle genannten. Der für die Endergebnisse wichtige Gedanke, die Rechnungen auf Belastungen auszudehnen, bei welchen Zugstäbe die Streckgrenze überschreiten und in den Bereich der Verfestigung eintreten, rührt ausschließlich vom zweiten Verfasser her.

I. In der Mitte elastisch unterstützter Druckstab.

Den einfachsten Fall dieser Art zeigt Abb. 1. An den waagerechten, mit der Kraft S zentrisch belasteten Stab I von der Länge $2l$ ist zur Erhöhung seiner Knicklast ein lotrechter, am unteren Ende gestützter Stab II gelenkig angeschlossen. Stab II erfährt erst beim Eintritt des labilen Gleichgewichtszustandes eine axiale Beanspruchung von der Größe X .

Die Differentialgleichung der elastischen Linie des Stabes I ergibt sich mit den Abkürzungen $\frac{S}{T J_1} = \alpha^2$ bzw. $\frac{X}{2 T J_1} = \beta^2$ für den

$$\text{Bereich (1)} \quad 0 \leq x_1 \leq l$$

$$y_1'' + \alpha^2 y_1 = \beta^2 x_1$$

$$\text{Bereich (2)} \quad l \leq x_2 \leq 2l$$

$$y_2'' + \alpha^2 y_2 = \beta^2 (2l - x_2)$$

wobei durch Einführung des Kärmschen Knickmoduls T die ganze Ableitung auch für den unelastischen Bereich gültig wird. Die Lösungen der obigen Differentialgleichungen

$$y_1 = A \sin \alpha x_1 + B \cos \alpha x_1 + \frac{X}{2 S} x_1$$

$$y_2 = C \sin \alpha x_2 + D \cos \alpha x_2 + \frac{X}{2 S} (2l - x_2)$$

enthalten vier Integrationskonstanten A, B, C, D und die Unbekannte X .

Die Randbedingungen

$$x_1 = 0 \quad y_1 = 0$$

$$x_{1,2} = l \quad y_1 = y_2 = \Delta h = \frac{X h}{E I_2}$$

$$y_1' = y_2'$$

$$x_2 = 2l \quad y_2 = 0$$

führen zu $B = 0$ und den vier homogenen Gleichungen

$$A \sin \alpha l + \frac{X}{S} \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha^2 h J_1 T}{F_2 E} \right) = 0$$

$$A \sin \alpha l - C \sin \alpha l - D \cos \alpha l = 0$$

$$A \cos \alpha l - C \cos \alpha l + D \sin \alpha l + \frac{X}{S} \cdot \frac{1}{\alpha} = 0$$

$$C \sin 2\alpha l + D \cos 2\alpha l = 0$$

Die sich hieraus ergebende Knickbedingung zerfällt in

$$(1) \quad \sin \alpha l = 0$$

$$(2) \quad \alpha l \left[1 - \alpha^2 l^2 \frac{2 J_1 h T}{F_2 l^3 E} \right] = \text{tg } \alpha l$$

Gl. (1) ergibt als kleinste von Null verschiedene Wurzel $\alpha l = \pi$ oder

$$(3) \quad S_K = \frac{\pi^2 T J_1}{l^2}$$

Gl. (2) stellt den Schnitt einer Kurve dritten Grades mit der Kurvenschar $\text{tg } \alpha l$ dar (Abb. 2). Wird Gl. (2) durch einen Wert

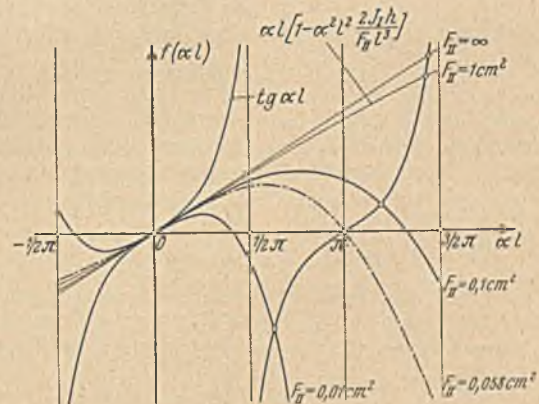


Abb. 2.

$\alpha l < \pi$ befriedigt, d. h. schneidet die Kurve dritten Grades die Kurve $\text{tg } \alpha l$ ($\frac{\pi}{2} \leq \alpha l \leq \frac{3\pi}{2}$) in einem Punkt $\alpha l < \pi$, so führt dieser Wert zur kleinsten Knicklast. Der konstruktive Zweck des Stabes II, die Knicklänge des Stabes I auf die Hälfte herabzusetzen, wird daher nur dann erfüllt, wenn F_2 so groß gewählt wird, daß Gl. (2) erst für $\alpha l \geq \pi$ befriedigt wird. Hieraus ergibt sich

$$(4) \quad \min F_2 = \frac{2 \pi^2 h J_1 T}{l^3 E} = S_K \frac{2 h}{E I_2}$$

Als Zahlenbeispiel diene:

$h = l = 400 \text{ cm}$, $J_1 = 464 \text{ cm}^4$, $E = 2200 \text{ t/cm}^2$, $S_K = 65,5 \text{ t}$ ($l_K = l$).

$$\min F_2 = 0,0584 \text{ cm}^2.$$

Der erforderliche Mindestquerschnitt des Stabes II ergibt sich bei dieser Auffassung außerordentlich klein. Dies ist aber darin begründet, daß das untere Ende des Stabes II unverschieblich angenommen wurde. Bei nachgiebiger Unterstützung des Stabes II gelangt man zu wesentlich anderen Ergebnissen.

II. Das Hängewerk.

In dem in Abb. 3 dargestellten statisch bestimmten Fachwerk ist bei der gegebenen Belastung und der üblichen Art der Berechnung die Vertikale (Stab III) unbelastet ($S_3=0$). Die konstruktive Durchbildung des Tragwerkes erfolgt aber in der Regel derart, daß der Obergurt (Stab I) über die Länge $2l$ durchgeführt wird. Dann kann angenommen werden, daß die Vertikale in einem Halbgelenk an den Obergurt angeschlossen ist, und es entsteht das einfach statisch unbestimmte Hängewerk nach Abb. 4. Der Obergurt ist nun auf Druck und Biegung beansprucht, daher liegt kein Stabilitätsproblem mehr vor¹⁾.

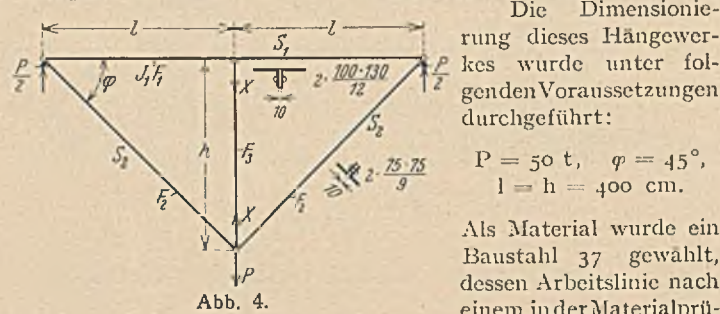


Abb. 4.

Die Dimensionierung dieses Hängewerkes wurde unter folgenden Voraussetzungen durchgeführt:

$$P = 50 \text{ t}, \quad \varphi = 45^\circ, \\ l = h = 400 \text{ cm.}$$

Als Material wurde ein Baustahl 37 gewählt, dessen Arbeitslinie nach einem in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Wien (Prof. Ludwik) durchgeführten Zugversuch in Abb. 6 dargestellt ist. Es ergibt sich hieraus der Elastizitätsmodul $E = 2200 \text{ t/cm}^2$, die Proportionalitätsgrenze $\sigma_p = 2,20 \text{ t/cm}^2$, die Streckgrenze $\sigma_s = 2,65 \text{ t/cm}^2$ und die Zugfestigkeit $\sigma_B = 4,07 \text{ t/cm}^2$. Als zulässige Inanspruchnahme wurde nach der „Önorm“ $\sigma_{zul} = 1,6 \text{ t/cm}^2$, als Knicksicherheit $S = \frac{\sigma_B}{\sigma_{zul}} = 2,55$ gewählt. Als Knicklänge für den Obergurt wurde nach Abschn. I $l_K = l$ angenommen. Die erforderlichen Stabquerschnitte sind in Abb. 4 angedeutet, bis auf den Querschnitt F_3 der Vertikalen, dessen Berücksichtigung in den folgenden Rechnungen eine unwesentliche Rolle spielt.

Als Materialprüfung der Technischen Hochschule Wien (Prof. Ludwik) durchgeführten Zugversuch in Abb. 6 dargestellt ist. Es ergibt sich hieraus der Elastizitätsmodul $E = 2200 \text{ t/cm}^2$, die Proportionalitätsgrenze $\sigma_p = 2,20 \text{ t/cm}^2$, die Streckgrenze $\sigma_s = 2,65 \text{ t/cm}^2$ und die Zugfestigkeit $\sigma_B = 4,07 \text{ t/cm}^2$. Als zulässige Inanspruchnahme wurde nach der „Önorm“ $\sigma_{zul} = 1,6 \text{ t/cm}^2$, als Knicksicherheit $S = \frac{\sigma_B}{\sigma_{zul}} = 2,55$ gewählt. Als Knicklänge für den Obergurt wurde nach Abschn. I $l_K = l$ angenommen. Die erforderlichen Stabquerschnitte sind in Abb. 4 angedeutet, bis auf den Querschnitt F_3 der Vertikalen, dessen Berücksichtigung in den folgenden Rechnungen eine unwesentliche Rolle spielt.

1. Üblicher Rechnungsgang.

Die Berechnung der statisch unbestimmten Größe X erfolgt unter Vernachlässigung des Einflusses der Axialkraft S_1 auf die Biegelinie des Obergurtes. Es ergibt sich daher

$$X \left[\frac{1}{F_1 \text{tg}^2 \varphi} + \frac{1}{F_2 \cos \varphi \sin^2 \varphi} + \frac{2 \text{tg} \varphi}{F_3} + \frac{l^2}{3 J_1} \right] \\ = P \left[\frac{1}{F_1 \text{tg}^2 \varphi} + \frac{1}{F_2 \cos \varphi \sin^2 \varphi} \right]$$

Ist der Querschnitt F_3 der Vertikalen sehr klein, so geht X gegen Null. Wird F_3 aus Walzprofilen gebildet, so findet man mit erlaubter Näherung

$$(5) \quad X = \frac{3 J_1}{l^2} \left[\frac{1}{F_1 \text{tg}^2 \varphi} + \frac{1}{F_2 \cos \varphi \sin^2 \varphi} \right] P$$

Mit den gegebenen Abmessungen wird

$$X = 0,001 126 P = 56,3 \text{ kg Zug.}$$

¹⁾ Über Stabilitätsprobleme bei Tragwerken s. R. v. Mises und J. Ratzersdorfer, „Die Knicksicherheit von Fachwerken“ und „Die Knicksicherheit von Rahmentragwerken“. Z. f. angew. Math. und Mech. 1925 u. 1926.

Die Vertikale ist daher praktisch als „unbelasteter“ Stab anzusehen. Der nach Gl. (5) erforderliche Querschnitt wäre sehr klein ($F_3 = 0,0352 \text{ cm}^2$), und zwar noch kleiner als er sich im Zahlenbeispiel des Abschnittes I bei einem Obergurt von gleichem Querschnitt und gleicher Länge ergab.

An diesem Ergebnis erscheinen nun folgende Umstände beachtenswert:

1. Aus konstruktiven Gründen wird man für die Vertikale ein den übrigen Querschnittsabmessungen angepaßtes Profil — etwa zwei Winkelisen $\frac{30 \cdot 30}{4}$ — verwenden.

2. Die Vertikale kann als Zugstab ausgebildet werden.
3. Da X nach Gl. (5) proportional der Belastung ist und die Vertikale reichlich überdimensioniert erscheint, ergibt sich für das Tragwerk die Sicherheit $S = 2,55$.

Die weitere Untersuchung wird nun zeigen, daß diese Sicherheit in Wirklichkeit nicht erreicht wird.

2. Neuer Rechnungsgang.

a) Mit Vernachlässigung der Knotensteifigkeit und des Obergurteigengewichtes.

Die geometrische Bedingung für das verformte Tragwerk lautet nach Abb. 5:

$$(6) \quad \eta_2 = \eta_1 + \Delta s_3$$

In Abb. 5 bedeuten ferner: Δl die halbe Sehnverkürzung und Δs_1 die halbe elastische Verkürzung des Obergurtes, Δs_2 , Δs_3 die Verlängerung der Stäbe bzw. der Vertikalen (X wird als Zugkraft positiv eingeführt), η_1 die Durchbiegung des Obergurtes, η_2 die Senkung des unteren Knotenpunktes und $\Delta \varphi$ die Änderung des Winkels φ .

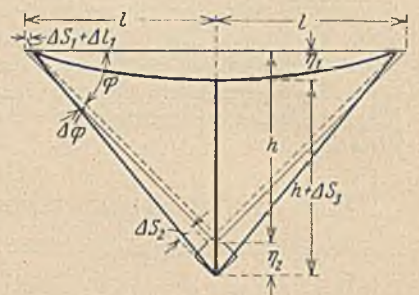


Abb. 5.

Lastbereich I ($\sigma_1 < \sigma_S, \sigma_2 < \sigma_S$)

Mit $a^2 = \frac{S_1}{E J_1}$ ergibt sich

$$\eta_1 = \frac{X l}{2 S_1} \left[\frac{\text{tg} a l}{a l} - 1 \right]$$

$$\Delta s_1 = \frac{S_1 l}{E F_1}, \quad \Delta s_2 = \frac{S_2 l}{E F_2 \cos \varphi}, \quad \Delta s_3 = \frac{X l \text{tg} \varphi}{E F_3}$$

$$\eta_2 = \frac{\Delta s_2}{\sin \varphi} + \frac{\Delta s_1 + \Delta l}{\text{tg} \varphi}$$

Die halbe Sehnverkürzung

$$\Delta l = \frac{1}{2} \int_0^l y'^2 dx$$

mit $y' = \frac{X}{2 S_1} \left[\frac{\cos a x}{\cos a l} - 1 \right]$ ist

$$\Delta l = \frac{X^2 l}{16 S_1^2} \left[\frac{1}{\cos^2 a l} - \frac{3 \text{tg} a l}{a l} + 2 \right]$$

Die Winkeländerung $\Delta \varphi$ beträgt lt. Abb. 5

$$\text{tg} \Delta \varphi = \Delta \varphi = \frac{1}{\frac{1}{\cos \varphi} + \Delta s_2} [\eta_2 \cos \varphi + (\Delta s_1 + \Delta l) \sin \varphi]$$

Die Stabkräfte ergeben sich zu

$$S_1 = \frac{P - X}{2 \text{tg} (\varphi + \Delta \varphi)}, \quad S_2 = \frac{P - X}{2 \sin (\varphi + \Delta \varphi)}, \quad S_3 = X.$$

Die Berechnung von X nach Gl. (6) unter Berücksichtigung aller oben angeführten Formänderungsgrößen ist ziemlich umständlich. Zu einer guten Näherungsrechnung gelangt man durch Vernachlässigung der für das Ergebnis ziemlich belanglosen Größen Δl und Δs_3 . Die Senkung η_2 des unteren Knotenpunktes ist klein, solange keine bleibenden Formänderungen auftreten, daher kann auch $\Delta \varphi$ gegen φ vernachlässigt werden. Da ferner X sehr klein gegen P ist, kann unbedenklich $(P - X) \approx P$ gesetzt werden. Man erhält schließlich die Gleichung

$$(7) \quad X \frac{E}{P} \left[\frac{\operatorname{tg} \alpha l}{\alpha l} - 1 \right] \approx P \left[\frac{1}{2 F_1 \operatorname{tg}^3 \varphi} + \frac{1}{2 F_2 \sin^3 \varphi} \right]$$

aus welcher X mit einem Fehler von höchstens + 2 % unmittelbar berechnet werden kann.

Lastbereich II ($\sigma_2 > \sigma_S$, $\sigma_1 < \sigma_S$).

Werden die Streben über die Elastizitätsgrenze σ_E beansprucht, so erfahren sie bleibende Formänderungen, welche stark zunehmen, sobald die Streckgrenze σ_S überschritten wird. Den folgenden Berechnungen wird zur Ermittlung der wirklichen Tragfähigkeit der Konstruktion nur eine einmalige Belastung zugrunde gelegt²⁾. Wird die Streckgrenze in der Strebe eben erreicht, so ist der Gleichgewichtszustand für Verminderung der Dehnung der Strebe stabil und für Vermehrung der Dehnung der Strebe labil. Das Gleichgewicht wird wieder stabil, sobald sich in der Strebe die Verfestigung geltend macht. In der Plastizitätstheorie pflegt man von einer Verfestigung gewöhnlich abzusehen³⁾. Unter dieser Voraussetzung müßte der Zusammenbruch des Tragwerkes erfolgen, sobald die Streckgrenze in der Strebe erreicht wird. Da aber auf den Streckbereich s der Verfestigungsbereich v folgt (s. Abb. 6), ist die Tragfähigkeit der Strebe in Wirklichkeit nicht erschöpft und es soll daher die Rechnung auf diesen Bereich ausgedehnt werden.

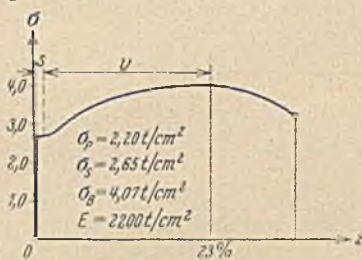


Abb. 6.

Aus Gl. (6) erhält man unter Vernachlässigung von Δl und Δs_3

$$\frac{\Delta s_1}{\operatorname{tg} \varphi} + \frac{\Delta s_2}{\sin \varphi} = \frac{X l}{P - X} \operatorname{tg} (\varphi + \Delta \varphi) \left[\frac{\operatorname{tg} \alpha l}{\alpha l} - 1 \right]$$

oder mit

$$\frac{\Delta s_2}{\sin \varphi} = \frac{\varepsilon_2 l}{\sin \varphi \cos \varphi},$$

wobei ε_2 die spezifische Dehnung der Strebe bedeutet, folgt

$$(7a) \quad \frac{P - X}{2 E F_1 \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} (\varphi + \Delta \varphi)} + \frac{\varepsilon_2}{\sin \varphi \cos \varphi} = \frac{X}{P - X} \operatorname{tg} (\varphi + \Delta \varphi) \left[\frac{\operatorname{tg} \alpha l}{\alpha l} - 1 \right]$$

Die nach Gl. (7a) zusammengehörigen Werte von P und X werden wie folgt ermittelt: Man wählt $\sigma_2 > \sigma_S$ und entnimmt aus dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm die zugehörige Dehnung ε_2 .

Nun kann die Winkeländerung $\Delta \varphi$ näherungsweise aus

$$\operatorname{tg} \Delta \varphi \approx \Delta \varphi \approx \varepsilon_2 \operatorname{ctg} \varphi$$

und P—X aus

$$\sigma_2 = \frac{P - X}{2 F_2 \sin (\varphi + \Delta \varphi)}$$

bestimmt werden. Setzt man diese Werte in Gl. (7a) ein, so folgt hieraus ein Wert von X und in weiterer Folge der zugehörige Wert von P.

Das Ergebnis der Berechnungen nach Gl. (7) und Gl. (7a) ist in Abb. 7 graphisch dargestellt. Für den Verlauf der Kurve $X = f(P)$ sind vier Punkte charakteristisch. Zwischen den Punkten 0 u.

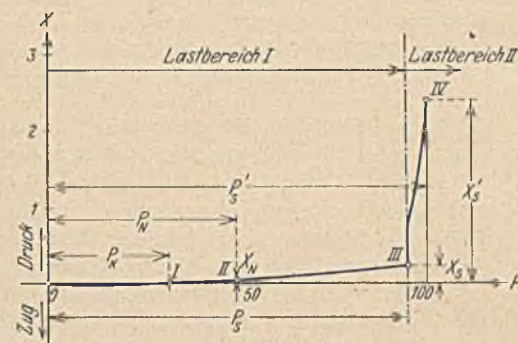


Abb. 7.

I verläuft die Kurve unterhalb der Abszissenachse, X ist in diesem Bereich eine sehr kleine Zugkraft. Dem Punkte I, in welchem die Kurve die Abszissenachse schneidet,

entspricht jene Belastung $P_K = 32,2$ t, bei welcher die Knicklast für den nicht durch die Vertikale gestützten Obergurt erreicht würde. Bei der Nutzlast $P_N = 50$ t wird die Vertikale mit $X_N = 0,035$ t Druck belastet (Kurvenpunkt II). Bis zum Punkt III, der jener Belastung $P_S \approx 95$ t ($X_S \approx 0,22$ t Druck) entspricht, bei welcher in der Strebe die Streckgrenze erreicht wird, verläuft die Kurve $X = f(P)$ sehr flach. Bei weiter gesteigerter Belastung nimmt X infolge der großen Senkung des unteren Knotenpunktes sehr rasch zu. Die Rechnung wurde nur bis zur Belastung $P_S' \approx 100$ t fortgeführt, bei welcher im Obergurt bereits die Streckgrenze σ_S erreicht wird und Gl. (7a) daher ihre Gültigkeit verliert. Die rechnerisch ermittelbare Höchstbelastung der Vertikalen ergibt sich somit mit $X_S' = 2,4$ t Druck (Punkt IV, $\sigma_2 = 2,75$ t/cm²). Vorausgesetzt, daß die Vertikale genügend stark dimensioniert ist, hängt der weitere Verlauf der Kurve $X = f(P)$ von der Tragfähigkeit des auf Druck und Biegung beanspruchten Obergurtes im plastischen Bereich ab, doch würde eine befriedigende Berechnung wohl besondere Versuche nötig machen.

Es kann nun leicht gezeigt werden, daß die Sicherheit des Tragwerkes von der Querschnittsbemessung der Vertikalen abhängt. Wird die Vertikale der üblichen Berechnung entsprechend als Zugstab nach Abb. 8a oder 8b ausgebildet, so wird ihre Bruchlast ungefähr bei der 1,9 fachen Nutzlast erreicht⁴⁾. Verbindet man dieselben Winkelbeisen mittels Laschen (Abstand ca.

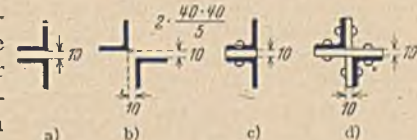


Abb. 8.

80 cm) nach Abb. 8c bzw. 8d, so wird die Knicklast der Vertikalen ungefähr bei der zweifachen Nutzlast erreicht. Die bei diesen Walzprofilen vorhandene Querschnittsfläche ist im Vergleich zu den Querschnittsabmessungen der übrigen Stäbe nicht unbedeutend, obwohl die Sicherheit noch immer unter der verlangten 2,55-fachen liegt. Der Querschnitt der „unbelasteten“ Vertikalen erscheint dann geradezu entscheidend für die Festigkeit des Tragwerkes. Durch Verwendung eines entsprechend größeren Profils für die Vertikale

⁴⁾ Die beiden Winkelbeisen sind auf exzentrischen Druck beansprucht. Der angegebene Wert wurde angenähert nach E. Chwalla, „Die Stabilität zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl.“ Sitzungsberichte d. Akademie d. Wissenschaften Wien 1928, 137. Bd., 8. Heft ermittelt.

²⁾ Über wiederholte Belastung s. M. Grüning, „Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung“. Berlin 1926, Verlag J. Springer.

³⁾ H. Hencky, „Zur Theorie plastischer Deformationen und der hierdurch im Material hervorgerufenen Nachspannungen“. Z. f. angew. Math. u. Mech. 1923.

läßt sich der Sicherheitsgrad des Hängewerkes steigern, wobei die Tragfähigkeit des Obergurtes besser ausgenutzt wird. Die 2,5-fache Sicherheit kann jedoch überhaupt nicht erreicht werden, da sie die Knicksicherheit des Obergurtes bedeutet, der in Wirklichkeit auf Druck und Biegung beansprucht ist.

Es ergibt sich also:

1. Die Vertikale ist als Druckstab auszubilden.
2. Die Kraft in der Vertikalen ist nicht proportional der Belastung. Die Sicherheit des Tragwerkes kann daher nur durch den Quotienten Bruchlast : Nutzlast dargestellt werden.
3. Wird der Querschnitt der „unbelasteten“ Vertikalen nur nach konstruktiven Gesichtspunkten gewählt, so kann unter ungünstigen Umständen (z. B. bei Verwendung eines Flacheisens für die Vertikale) die vorhandene Sicherheit weit unter der angestrebten liegen.

b) Mit Berücksichtigung der Knotensteifigkeit und des Obergurt-Eigengewichtes.

Wird die Fachwerkswand wie üblich in waagerechter Lage zusammengesaßt, so kommt beim Aufstellen der Wand das Eigengewicht des Obergurtes zur Wirkung. Die Momente der Axialkraft im Obergurt nehmen daher zu. Andererseits bewirkt volle oder teilweise Knotensteifigkeit eine Verminderung der Durchbiegung des Obergurtes und eine kleine Durchbiegung der Strebe. Berücksichtigt man alle diese Umstände, so wird die Berechnung des Tragwerkes wesentlich verwickelter, ist aber im elastischen Bereich noch ausführbar. Man findet so: Die Vertikale ist bei jeder Belastung auf Druck beansprucht. Die Belastung, bei welcher in der Strebe die Streckgrenze erreicht wird, ist etwas kleiner ($P \approx 91$ t statt 95 t), die entsprechende Beanspruchung der Vertikalen um ca. 45 % größer als beim gewichtslosen, mit reibungslosen Gelenken versehenem Hängewerk. Die durch die Knotensteifigkeit bewirkten zusätzlichen Biegespannungen sind als Nebenspannungen aufzufassen und betragen höchstens 8 % der Grundspannung. Man darf wohl annehmen, daß bei zunehmender Last die Nietverbindungen und Knotenbleche nachgiebig werden und daß man daher nach Überschreitung der Streckgrenze in der Strebe keinen Anlaß hat, Nebenspannungen in Rechnung zu stellen⁵⁾. Der Einfluß der Knotensteifigkeit auf die Beanspruchung der Vertikalen im Lastbereich II ($\sigma_2 > \sigma_3$) könnte nur dann befriedigend ermittelt werden, wenn verlässliche Unterlagen durch Versuche vorliegen würden. Aus den erwähnten Gründen sind jedoch größere Abweichungen gegenüber den Ergebnissen der Rechnung mit Gelenken kaum zu erwarten⁶⁾.

III. Das zweifeldrige Ständerfachwerk.

(Berechnung unter Annahme von Gelenken.)

Fügt man zum Dreiecksfachwerk (Abb. 3) Endvertikale (Stäbe IV) und Untergurt (Stäbe V) hinzu, so gelangt man zu dem in Abb. 9 dargestellten statisch bestimmten Ständerfachwerk, in welchem bei der angedeuteten Belastung und der üblichen Berechnung die Mittelvertikale (Stab III) und der Untergurt „unbelastete“ Stäbe sind. Wird der Ober- bzw. der Untergurt

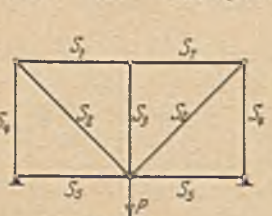


Abb. 9.



Abb. 10.

nicht aus zwei Stäben, sondern wie üblich aus einem über beide Felder durchlaufenden Stab gebildet, so entsteht das zweifach statisch unbestimmte Ständerfachwerk nach Abb. 10.

Die Dimensionierung dieses Fachwerkes wurde unter folgenden Voraussetzungen durchgeführt: $P = 50$ t, $l = 400$ cm, $\varphi = 45^\circ$. Als Material wurde derselbe Baustahl angenommen, welcher beim Hängewerk Verwendung fand (s. Abb. 6). Bei Verwendung von Walzprofilen für die Mittelvertikale und den Untergurt sind diese Stäbe nach der üblichen Berechnung (wobei der Einfluß der Axialkräfte berücksichtigt erscheint) praktisch noch als „unbelastete“ Stäbe anzusehen. Daher kann die Wahl der Querschnitte der Mittelvertikalen und des Untergurtes nur nach konstruktiven Gesichtspunkten erfolgen.

Stellt man die Gleichgewichtsbedingungen für den verformten Zustand des Fachwerkes auf (s. Abb. 11 — der Untergurt wurde vom übrigen Fachwerk losgelöst dargestellt), so nimmt die Mittelvertikale die Kraft X, der Untergurt infolge seiner Biegesteifigkeit die Belastung $(P - Y)$ auf. Für die Berechnung der statisch unbestimmten Größen X und Y stehen zwei geometrische Bedingungen zur Verfügung:

$$(8) \quad \begin{cases} \eta_2 = \eta_1 + \Delta s_3 + \Delta s_4 \\ \eta_2 = \eta_5 \end{cases}$$

In Abb. 11 bedeuten ferner: Δl_1 und Δl_5 die halbe Sehnenverkürzung des Obergurtes bzw. des Untergurtes, Δs_1 die halbe Zusammen-

drückung des Obergurtes, Δs_2 , Δs_3 die Verlängerung der Strebe bzw. der Mittelvertikalen (X wird als Zugkraft positiv angenommen), Δs_4 die Verkürzung der Endvertikalen, η_1 , η_5 die Durchbiegung des Obergurtes bzw. des Untergurtes, η_2 die Senkung des unteren Mittelknotenpunktes, $\Delta \varphi$ und $\Delta \psi$ die Stabdrehwinkel der Streben bzw. der Endvertikalen.

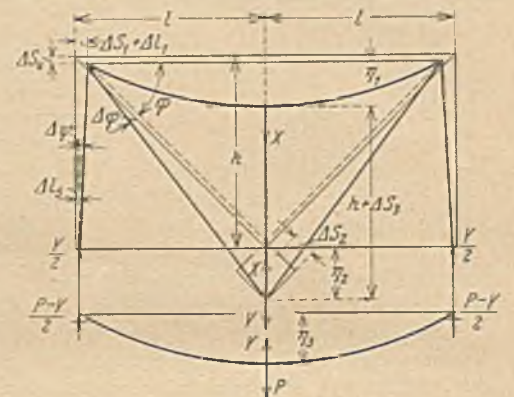


Abb. 11.

Lastbereich I ($\sigma_{1,2,3} < \sigma_S$):

Mit $\alpha^2 = \frac{S_1}{E J_1}$ und $\beta^2 = \frac{S_5}{E J_5}$ ergibt sich

$$\eta_1 = \frac{X l}{2 S_1} \left[\frac{\operatorname{tg} \alpha l}{\alpha l} - 1 \right], \quad \Delta s_1 = \frac{S_1 l}{E F_1}$$

$$\Delta s_2 = \frac{S_2 l}{E F_2 \cos \varphi}, \quad \Delta s_3 = \frac{X l \operatorname{tg} \varphi}{E F_3}, \quad \Delta s_4 = \frac{S_4 l \operatorname{tg} \varphi}{E F_4}$$

$$\eta_2 = \frac{\Delta s_2}{\sin \varphi} + \frac{\Delta s_1 + \Delta l_1}{\operatorname{tg} \varphi} + \Delta s_4$$

$$\eta_5 = \frac{(P - Y) l}{2 S_5} \left[1 - \frac{2 \operatorname{tg} \beta l}{\beta l} \right]$$

$$\Delta l_1 = \frac{X^2 l}{16 S_1^2} \left[\frac{1}{\cos^2 \alpha l} - \frac{3 \operatorname{tg} \alpha l}{\alpha l} + 2 \right]$$

$$\Delta \varphi = \frac{1}{\cos \varphi} \left[\eta_2 \cos \varphi + (\Delta s_1 + \Delta l_1) \sin \varphi \right]$$

$$\Delta \psi = \frac{\Delta s_2 + \Delta l_1 - \Delta l_5}{l \operatorname{tg} \varphi - \Delta s_4}$$

⁵⁾ s. E. Bleich, „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken“, S. 483 ff. Berlin 1924, Verlag J. Springer.

⁶⁾ Vergleiche auch: J. Fritsche, „Die Tragfähigkeit von Balken aus Stahl mit Berücksichtigung des plastischen Verformungsvermögens“. — Der Bauingenieur 1930 — und J. Fritsche, „Arbeitsgesetze bei elastisch-plastischer Balkenbiegung“. — Z. f. angew. Math. u. Mech. 1931.

die Stabkräfte ergeben sich zu

$$S_2 = \frac{Y}{2} \Delta \varphi + \frac{Y - X}{2 \operatorname{tg}(\varphi + \Delta \varphi)}, \quad S_2 = \frac{Y - X}{2 \sin(\varphi + \Delta \varphi)}$$

$$S_3 = X, \quad S_4 = \frac{Y}{2 \cos \Delta \varphi}, \quad S_5 = \frac{Y}{2} \Delta \varphi.$$

Bei der Berechnung der statisch unbestimmten Größen können Δl_1 , Δl_2 , $\Delta \varphi$, $\Delta \psi$ und Δs_3 gegenüber den übrigen Formänderungsgrößen vernachlässigt werden. Setzt man ferner näherungsweise $(Y - X) = Y$ und $S_5 = 0$, so erhält man mit Benutzung der Gl. (8)

$$(9) \quad \begin{cases} X \cdot \frac{E}{Y} \left[\frac{\operatorname{tg} \alpha l}{\alpha l} - 1 \right] + Y \left[\frac{1}{2 F_1 \operatorname{tg}^3 \varphi} + \frac{1}{2 F_2 \sin^3 \varphi} \right] \\ Y \left[\frac{l^2}{3 J_3} + \frac{1}{F_2 \sin^2 \varphi \cos \varphi} + \frac{1}{F_1 \operatorname{tg}^2 \varphi} \right] = \frac{P l^2}{3 J_3} \end{cases}$$

Aus den Gl. (9) können Y und X ermittelt werden. Die genaue Rechnung liefert etwas größere Werte, und zwar ergibt sich an der Grenze des Lastbereiches I . . . X um ca. 1 %, Y um ca. 2 % größer als nach Gl. (9).

Lastbereich II ($\sigma_2 > \sigma_S$, $\sigma_{1,5} < \sigma_S$):

Vernachlässigt man außer $\Delta \varphi$ die bereits oben angeführten Formänderungsgrößen, so erhält man aus Gl. (8), wenn mit ε_2 die spezifische Dehnung der Strebe bezeichnet wird,

$$(9a) \quad \begin{cases} \frac{Y - X}{2 E F_1 \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}(\varphi + \Delta \varphi)} + \frac{\varepsilon_2}{\sin \varphi \cos \varphi} \\ = \frac{X}{Y - X} \operatorname{tg}(\varphi + \Delta \varphi) \left[\frac{\operatorname{tg} \alpha l}{\alpha l} - 1 \right] \\ \frac{Y - X}{2 E F_1 \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}(\varphi + \Delta \varphi)} + \frac{\varepsilon_2}{\sin \varphi \cos \varphi} = \frac{(P - Y) l^2}{6 E J_3} \end{cases}$$

Aus den Gl. (9a) werden die zusammengehörigen Werte von P , Y und X wie folgt ermittelt: Man wählt $\sigma_2 > \sigma_S$ und entnimmt aus dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm (Abb. 6) die zugehörige Dehnung ε_2 . $(Y - X)$ wird aus

$$\sigma_2 = \frac{Y - X}{2 F_2 \sin(\varphi + \Delta \varphi)} \text{ mit } \Delta \varphi = \varepsilon_2 \operatorname{ctg} \varphi$$

gerechnet. Aus den Gl. (9a) erhält man dann der Reihe nach X , Y und P . Man kann das für das Hängewerk gezeichnete Diagramm (Abb. 7) auch für das behandelte Fachwerk benutzen. Die Abszissen sind dann die Werte Y , weil $(P - Y)$ vom Untergurt unmittelbar aufgenommen wird. Da $(P - Y)$ eine sehr kleine Kraft ist, gilt für die Beanspruchung der Mittelvertikalen bzw. für die Sicherheit des Tragwerkes fast genau das gleiche wie im Abschnitt II. Verwendet man für den Untergurt ein den Querschnittsabmessungen der Streben angepaßtes Profil — etwa zwei Winkelleisen 50 · 75 · 8 —, so ergibt sich bei der 2,01-fachen Nutzbelastung eine nahe der Streckgrenze liegende Biegebeanspruchung in der Mitte, d. h.: Von dieser Belastung angefangen übernimmt der Untergurt kaum mehr wachsende Lastanteile. Der Obergurt ist dann aber auch schon fast bis zur Streckgrenze beansprucht, so daß, wenn keine Verfestigung eintreten würde, der Bruch unmittelbar bevorstehen müßte.

Die Anwesenheit des Untergurtes hat somit zur Folge, daß die eben noch rechnerisch nachweisbare Sicherheit des Tragwerkes — wobei für die Mittelvertikale mindestens ein Profil nach Abb. 8c, d vorausgesetzt sei — von 2,00 auf 2,01, mithin nur sehr wenig steigt. Die Durchbiegung des Untergurtes in der Mitte beträgt ungefähr $\frac{1}{70}$ der Spannweite.

Werden die Knotensteifigkeit und das Eigengewicht des Ober- und Untergurtes bei der Berechnung berücksichtigt, so findet man wie beim Hängewerk, daß die Nebenspannungen nur im Lastbereich I ($\sigma_2 < \sigma_S$) die Ergebnisse merklich beeinflussen. Im Lastbereich II ($\sigma_2 > \sigma_S$), der allein für die Ermittlung der Sicherheit in Betracht kommt, dürfte es aus den bereits früher angeführten Gründen stets genügen, mit reibungslosen Gelenken zu rechnen.

Zusammenfassung.

Werden bei der statischen Berechnung eines Tragwerkes die Gleichgewichtsbedingungen für den verformten Zustand aufgestellt, so erfahren auch die nach der üblichen Berechnung „unbelasteten“ Stäbe eine Beanspruchung, welche eine rechnerische Ermittlung ihrer Querschnitte gestattet. An zwei Beispielen wird nachgewiesen, daß von der ausreichenden Querschnittbemessung „unbelasteter“ Stäbe geradezu die Sicherheit des Tragwerkes abhängt.

Die Tragsicherheit ist etwas größer als jenes Lastvielfache, für welches im Obergurt die Streckgrenze erreicht wird, und sicher kleiner als die nach dem üblichen Berechnungsvorgang „nachgewiesene“ Knicksicherheit des Obergurtes.

DIE VERWENDUNG VON SCHUTZANSTRICHEN FÜR BETON UND EISEN.

Von Professor E. Groß, Abteilungsleiter an der Landesanstalt für Wasser-, Boden- und Lufthygiene in Berlin-Dahlem.

Übersicht: In der Einleitung ist angegeben, welche Wasser Beton und Eisen zerstören und aggressiv sind. Die bituminösen Anstrichmittel, ihre Zusammensetzung, die bei ihrer Verwendung zu beachtenden Gesichtspunkte und ihre Anwendung im Hoch- und Tiefbau werden geschildert. Am Schluß ist auf die sogenannten Bitumenpasten hingewiesen.

Unsere wichtigen Baustoffe „Beton“ und „Eisen“ werden häufig vom Wasser oder Abwasser angegriffen.

Während Chloride, Nitrate und Sulfate nicht allzu häufig in den natürlichen Wässern in solchen Mengen vorhanden sind, daß diese stark betonzerstörend wirken, kommen in der Natur weit häufiger solche Wasser vor, die aggressive Kohlensäure, d. h. mehr Kohlensäure enthalten als notwendig ist, um das im Wasser enthaltene Calciumbikarbonat in Lösung zu halten. Solche aggressiven Wasser und ebenso sehr weiche mineralstoffarme Wasser lösen den Kalk, der den Hauptbestandteil des Zementes bildet. Die überschüssige Kohlensäure verwandelt das im Beton enthaltene, praktisch unlösliche Calciumkarbonat in das verhältnismäßig leicht lösliche

Calciumbikarbonat, so daß der Beton oder Mörtel, aus dem der Kalk herausgelöst wird, schließlich zerfällt.

Wasser mit aggressiver Kohlensäure lösen, namentlich wenn sie weich sind, also wenig Kalk gelöst enthalten, auch Eisen. Die Auflösung des Eisens geht besonders rasch vor sich, wenn das aggressive Wasser sauerstoffarm ist.

Bei Betonbauwerken treten die Zerstörungen vorzugsweise in den Fugen und Rissen auf. Daher ist bei ihrer Herstellung in erster Linie auf einen guten und dichten Beton Gewicht zu legen. Kalkarme Zemente ergeben Betonbauten, die den Zerstörungen sulfathaltiger Wasser weniger unterliegen als Bauten, die mit kalkreichen Zementen hergestellt sind. Aber auch diejenigen Bauten, die aus dichtem Beton oder mit widerstandsfähigeren Zementen hergestellt sind oder wenig Risse aufweisen, werden durch die dauernde Berührung mit aggressivem Wasser allmählich, wenn auch langsamer, in ihrem Gefüge verändert und erleiden dadurch Schäden, die ihre Lebensdauer herabsetzen oder ihre Unterhaltungskosten erhöhen. Die Technik kann daher auf Schutzanstriche oder Iso-

lierungen, welche das zerstörende Wasser oder Abwasser von den Betonflächen abhalten und das Eindringen von Wasser in die Poren oder Risse des Betons verhindern, nicht verzichten.

Die Zahl bituminöser Anstrichmittel, die in Deutschland hergestellt werden und sich zum Schutz von Betonflächen besonders eignen, ist sehr groß. Soll ein solches Anstrichmittel seinen Zweck erfüllen, so muß es bei gewöhnlicher Temperatur gut flüssig sein, daß es leicht in die Ecken, Poren und Risse eindringt. Ferner muß es gegen Gase, Feuchtigkeit und Wasser unempfindlich, also möglichst wasserabstoßend sein. Auf der zu schützenden Fläche muß das Anstrichmittel fest haften und soll gegen mechanische Abnutzung möglichst widerstandsfähig sein. Auch muß es auf der Fläche einen zusammenhängenden und absolut dichten Überzug bilden, so daß selbst Wasser, das unter Druck steht, nicht in den Beton eindringen kann. In getrocknetem Zustand muß es schmiegsam und elastisch bleiben, so daß es die durch Belastung und Temperaturschwankungen eintretenden Formänderungen des Betons, ohne zu reißen oder abzuspringen, mitmachen kann. Im Winter darf das Anstrichmittel durch die Kälte nicht spröde werden und im Sommer durch die Erwärmung nicht weich werden.

Wie wichtig auch die Wahl des richtigen Anstrichmittels ist, so genügt es doch nicht, nur gutes Material zu verwenden. Seine Verarbeitung bedarf vielmehr der gleichen Sorgfalt. Zementmörtelverputz soll vor dem Anstrich nicht glatt gestrichen, sondern nur rauh geschleibt werden, weil der Schutzanstrich auf einer rauhen Fläche besser haftet. Beton und Zementverputz kann frisch, sobald er nur oberflächlich abgetrocknet ist, gestrichen werden. Der Anstrich schützt den Beton alsdann vor dem raschen Abbinden und mindert die Gefahr der Bildung von Schwindrissen. In jedem Fall muß aber die zu schützende Fläche, die vor dem Anstrich gründlich zu reinigen ist, lufttrocken sein. Eisenteile müssen vor dem Anstrich mit einer Drahtbürste oder auch mit einem Sandstrahlgebläse gründlich vom Rost befreit werden. Die bituminösen Anstriche sind im allgemeinen dünn aufzutragen. Dies gilt namentlich vom ersten Anstrich. Wenn über dem Anstrich kein anderes Isoliermittel aufgebracht werden soll, so sind 2 oder 3 Anstriche notwendig. Der zweite Anstrich darf erst aufgebracht werden, wenn der vorhergehende vollständig getrocknet ist. Zum zweiten und dritten Anstrich verwendet man im allgemeinen eine dickere Lösung als zum ersten. Die bituminösen Anstrichmittel bestehen aus Bitumen, das durch Leicht-, Mittel- oder Schweröle oder durch eine Mischung dieser gelöst ist. Da diese Öle leicht, z. T. schon bei 35 und 40° C entflammbar sind, so sind die bituminösen Anstrichmittel fast alle entzündbar und dürfen nie auf offenem Feuer erwärmt werden. Dies ist bei dem fabrikkertigen Produkt auch nicht nötig, da es jederzeit mit besonderen Verdünnungsmitteln streichfertig gemacht werden kann. Rauchen ist bei der Verarbeitung der Anstrichmittel streng verboten. Beim Trocknen der Anstrichmittel verdunsten die Lösungsmittel. Die dabei entstehenden Gase sind, wenn sie im Übermaße eingeatmet werden, für den Menschen schädlich. Wo die Wände von Röhren, Kanälen, Tunneln, Stollen oder Flüssigkeitsbehältern, also von mehr oder weniger geschlossenen Räumen, mit bituminösen Mitteln gestrichen werden, ist daher für eine gründliche Lüftung Sorge zu tragen. Die Lüftung ist sowohl beim Streichen als auch noch nachher notwendig, bis der Anstrich vollständig getrocknet ist. In Behältern, die nur eine oder kleine Öffnungen haben, wird zur gründlichen Lüftung die Aufstellung eines Ventilators unentbehrlich. Müssen die Innenwände eines kleinen Behälters oder Kessels gestrichen werden, so ist dringend geboten, den Arbeiter, der den Anstrich ausführt, mit einer Gasmaske auszurüsten, ihn anzuseilen und einen zweiten Arbeiter außerhalb des Behälters oder Kessels zur Beobachtung aufzustellen, der notwendigenfalls bei einem Unglück rechtzeitig eingreifen kann. Werden diese Vorsichtsmaßnahmen beachtet,

dann kann bei der Verwendung bituminöser Anstrichmittel keinerlei Schaden entstehen.

In diesem Zusammenhang sei auf einen Fall hingewiesen, der sich vor kurzer Zeit ereignet hat, und aus dem bedauerlicherweise falsche und einseitige Schlüsse gezogen wurden. Die 4400 m³ fassende Kammer eines Hochbehälters wurde mit einem bekannten Anstrichmittel gestrichen. Dabei war nicht für genügende Lüftung gesorgt worden; im Gegenteil, die wenigen vorhandenen Lüftungsöffnungen wurden noch mit Säcken und Putzwolle verstopft. Die Folge war, daß eine Reihe der mit dem Anstrich beschäftigten Arbeiter an Schwindel, Kopfschmerzen, Herzklappen und Reizerscheinungen der Schleimhäute erkrankten. Einer der Arbeiter soll angeblich sogar an der Vergiftung durch die Dünste gestorben sein. Aus diesem Vorkommnis wurde vielfach der falsche und ganz einseitige Schluß gezogen, daß das Anstrichmittel giftig sei. Demgegenüber ist zu sagen, daß Schädigungen oder Vergiftungen nur dann eintreten können, wenn bei der Verwendung in geschlossenen Räumen die oben genannten Vorsichtsmaßnahmen nicht beachtet werden. Weiter aber ist es falsch, wenn man glauben würde, nur ein bestimmtes Anstrichmittel hätte die unangenehme Eigenschaft, unter ungünstigen Umständen gesundheitsschädlich zu sein. Alle bituminösen Anstrichmittel, von denen es in Deutschland eine sehr große Zahl¹ gibt, haben, abgesehen von Emulsionen, die jedoch nur beschränkt anwendbar sind, als Lösungsmittel mehr oder weniger leicht verdunstende Öle, die bei grober Fahrlässigkeit, aber auch nur dann, zu Gesundheitsschädigungen Anlaß geben können. So falsch es wäre, Benzin oder Benzol nicht als Brennstoff für Kraftfahrzeuge zu verwenden, weil in geschlossenen Garagen beim Laufen der Motoren schon Vergiftungen vorgekommen sind, ebenso töricht wäre es, auf die Verwendung bituminöser Anstrichmittel zu verzichten, weil bei grober Fahrlässigkeit gesundheitliche Schäden vorgekommen sind. Für die Technik sind diese Anstrichmittel so nützlich und wichtig, daß wir auf ihre Anwendung nicht verzichten können.

Die bituminösen Anstriche finden vor allem heute Anwendung beim Wasser- und Tiefbau, und zwar zum Anstrich von Betonflächen bei Wehren, Talsperren, Kanälen, Flüssigkeitsbehältern, Kläranlagen und Zementrohrkanälen. Während die Anstriche bei diesen Bauten zur Abhaltung des Wassers dienen, werden die genannten Anstrichmittel im Hochbau mehr zum Schutz der Baustoffe gegen Feuchtigkeit und Gase verwendet, also zum Innen- und Außenanstrich von Grundmauern, Gewölben und von Betonböden. Bei Steinholzböden dient der Anstrich zum Schutze von Beton, Eisen und Rohrleitungen gegen die überschüssige Chlormagnesiumlauge; bei Linoleumbelag zum Schutze gegen aufsteigende Feuchtigkeit, Schwitzwasser und gegen die zerstörende Wirkung des frischen Zementes. Weit verbreitet sind die bituminösen Anstrichmittel als Rostschutz für eiserne Rohrleitungen, eiserne Träger, eiserne Behälter, Armaturen und für Maschinenteile in Fabrikereien, Wascheereien, wie überhaupt in allen Fabrikräumen, in denen sich Dämpfe oder Gase bilden.

Wenn der Anstrich mit bituminösen Mitteln eine stärkere Decke braucht, so verwendet man hierzu gewöhnlich die sogenannten Bitumenpasten. Diese bestehen in der Hauptsache aus hochschmelzendem Bitumen, Lösungsölen, Harzen und Asbestfasern; sie müssen zäh, geschmeidig, elastisch, wasserundurchlässig, witterungsbeständig, säure- und laugenfest und gegen Temperaturschwankungen unempfindlich sein. Ihre Verarbeitung geschieht mit steifen Pinseln oder mit Bürsten oder mit der Spachtel oder Kelle. Vor der Aufbringung der Pasten ist stets eine Grundierung mit einem dünnflüssigen bituminösen Anstrichmittel zu empfehlen. Die Pasten brauchen mehrere Tage zum Trocknen und werden erst nach langer Zeit hart.

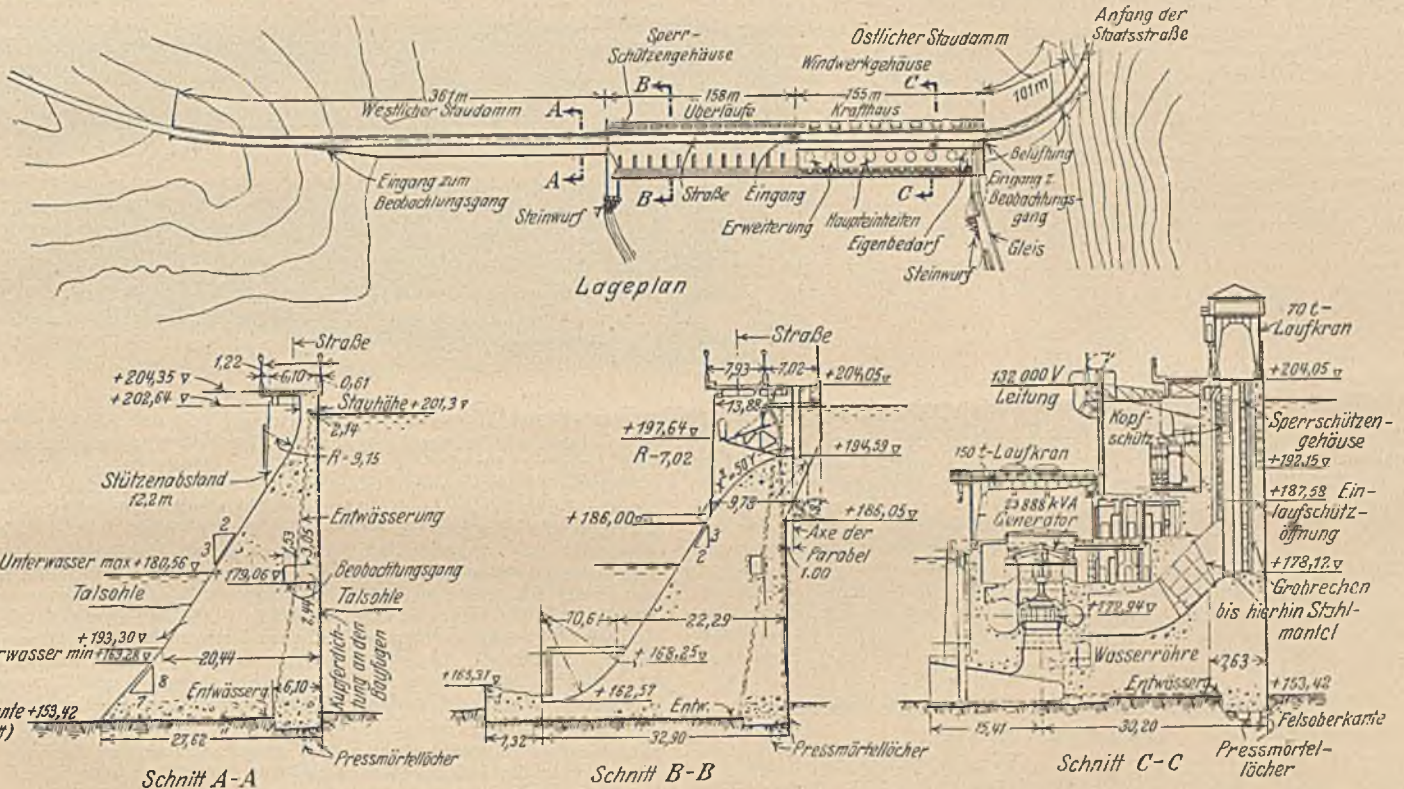
¹ Dem Verfasser sind mehr als 40 deutsche Fabrikate bekannt.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Osage-Wasserkraftanlage in U.S.A.

Die Anlage liegt etwa 220 km südwestlich von St. Louis in dem breiten, nur wenig geneigten Alluvialtal des Osage und wurde im Juli d. J. in den Betrieb der Union Elektr. Licht- und Kraft-Werke St. Louis übernommen. Die Breite des Flusses ist 120—150 m, die des Tales über 500 m; die Gründung erfolgte auf einer tiefen, von einer etwa 2,4 m starken Sandsteinschicht überdeckten Dolomitformation, über der in einem Teil des Tales noch rd. 7,5 m Quarzkies und 7,5 m Alluvialboden sich befanden. Das Tal wird abgeschlossen durch eine grade, nur an den Anschlüssen leicht gekrümmte Sperrmauer von insgesamt 775 m Länge, welche sich gliedert in 462 m Schwergewichtsmauer; 158 m desgleichen mit Überläufen, die von Sektorschützen 6,7 m hoch und 10,4 m breit verschlossen werden; 155 m Krafthaus, an dem das Fehlen jeglicher Aufbauten bemerkenswert ist, die Maschinen sind nach oben durch Metallkappen abgedeckt. Größte Höhe über der Sohle 45 m, größte Sohlenbreite rd. 27 m; über die ganze Krone der Staumauer führt eine rd. 7 m breite Straße, die auf Eisenbetonaufbauten ruht. Die erste Krafteinrichtung enthält sechs 33 500 PS-Turbinen unter 27,5 m Nutzgefälle, unmittelbar gekuppelt mit 21 500 kW-Generatoren, sowie zwei 2100 kW-Einheiten für den Eigenbedarf; der Einbau von zwei weiteren großen Einheiten ist vorgesehen, so daß dann die Gesamtleistung über 175 000 kW betragen wird.

selbst vor der Krafthausbaustelle vermittelt eines freistehenden Kastenfangedammes (berechnet auf 18 m einseitigen Wasserdruck) gesperrt werden konnte; die weitere Baugrubeneinfassung geschah mit einfachen Spundwänden wie vorher. Zum Fangedamm wurden die bis auf den Felsen wasserdicht eingreifenden Spundeisen in Zellenform mit stark gekrümmten Außenseiten und glatten Innenwänden zusammengeschlossen und sofort vorsichtig mit aus dem Krafthausaushub gewonnenem Kies verfüllt. Sechs stählerne Derricks führten mit 5,5 t-Dampfrahmen in freier Führung die Rammarbeiten aus, die Spundeisen wurden mit Hilfe einer kraftigen Aufschlagplatte immer zu mehreren gleichzeitig eingeschlagen und zogen gut; die gleichen Derricks trugen die zum Verfüllen erforderlichen Greifer und zogen auch mit 34 m langem Ausleger einen Teil der bis über 18 m messenden Spundwandisen wieder heraus. Der Baugrubenaushub wurde bereits vor der Vollendung der Spundwand begonnen von einem 4,6 m³- und zwei 2,3 m³-Seilbaggern, sowie von elektrischen und dieselgetriebenen Löffel- und Eimerbaggern; den Aushub für das Krafthaus tätigten die erwähnten Derricks mit Greifern von der Krone des Kastenfangedammes aus, denen der Boden durch einen 2,3 m³-Seilbagger zugebracht wurde. Größte Tagesleistung 6200 m³, wovon drei Viertel auf die drei Seilbagger entfielen. Der Boden wurde, soweit er nicht für das Verfüllen des Fangedammes benötigt war, zur Erstellung von hochwasserfreien Lagerplätzen auf Kippwagen



Infolge des geringen Gefälles des Flusses ist das Staubecken rd. 200 km lang bei 245 km² Oberfläche und 2467 Millionen m³ Inhalt. Zu der Anlage gehören ferner drei große Hochspannungsleitungen nach St. Louis, in den Bleiminenbezirk von Rivermines und die Verbindung zwischen diesen beiden Orten über Crystalcity. Außerdem war von Bagnell aus auf die Baustelle eine über 7 km lange normalspurige Anschlußbahn zu erstellen.

Die Bauarbeiten umfaßten rd. 7150 t eiserne Spundwände, 650 000 m³ Bodenaushub, 56 000 m³ Felsaushub, 422 000 m³ Beton und wurden durch weitgehende Einrichtung von Arbeitsmaschinen und mechanischen Förderanlagen in sehr kurzer Zeit bewältigt: Beginn des Aushubes am 6. August 1929; Beginn des Betonierens am 21. April 1930; Fertigstellung der Straße über der Krone und Schließen der Schütze am 19. Februar 1931, also nach achtzehneinhalb Monaten Bauzeit. Diese Arbeitsvorgänge verliefen im besonderen wie folgt: Umleitung des Flusses und Fangedamm. In einem ersten Bauabschnitt wurden Sperrmauer und Überläufe im Bereich des Hochwasserbettes erstellt. Die Baugrube wurde mit einfachen eisernen Spundwänden umschlossen, zu deren Halt innen ein entsprechendes Bodenprisma stehenblieb; um dieses bei großem Hochwasser und Überflutung der Spundwand vor dem Fortgespültwerden zu bewahren, hätte ein besonderes eingebautes Schütz die Baugrube innerhalb 24 Stunden unter Wasser zu setzen gestattet. In der Sperrmauer blieben an den Stellen der Überlaufschütze Schlitz bis unten hin offen, um das im zweiten Bauabschnitt durch ein Umleitungsbett herangeführte Flußwasser durchzulassen, so daß dann das Flußbett

stromabwärts gefahren. Die Betonierung. Der Zement kam in allseitig geschlossenen Wagen an, gelangte durch einen Schaufel-elevator auf ein Förderband, hiervon durch einen Trichter in eine Förderschnecke entlang dem Zementsilo, 10 m breit, 55 m lang, Inhalt fast 3000 t; aus 21 Klappen verließ der Zement das Silo in umlaufende Trichterwagen hinein, die ihn auf ein Förderband zu den Mischmaschinen entluden. Die Sand- und Kiesgewinnungsanlage am Ende der Anschlußbahn bei Bagnell bestand aus einem 38 cm-Diesel-Saugbagger, sechs Schuten und einem 120 PS-Dieselboot, einem 1,9 m³-Greifer mit elektrischem Derrick, einem 75 cm-Förderband zum Waschen und Sieben (Korngröße nicht über 7 1/2 cm), zwei Sandmühlen 60/105 cm und lieferte während siebeneinhalb Monaten im ganzen 125 000 m³ Sand und 310 000 m³ Kies bei 3550 m³ größter Tagesleistung. Diese Massen, sowie 172 000 m³ Sand und Kies von außerhalb kamen über die Anschlußbahn in 40 t-Wagen mit Bodenentleerung zur Baustelle, wurden gekippt und von einem weitläufigen Fördersystem übernommen: ein Förderband 60 cm breit, 60 m lang; zu einem geneigten Förderband 60 cm breit, 135 m lang; zu Rinnen auf einen Schüttelconveyor, der von einer 215 m langen Jochbrücke aus auf eine Halde mit Raum für 15 000 m³ Sand und 30 000 m³ Kies verteilte; unter den Jochen ein Förderband 75 cm breit, 260 m lang; zu einem geneigten Conveyor 75 cm breit, 26 m lang; zu einer Schüttelrinne, welche die Verteilung in die kleinen, für den Bedarf einer Stunde bemessenen Sand- und Kiessilo der Mischanlage vornahm. Die Betonmischanlage unmittelbar unterstrom an der Sperrmauer bestand aus vier 1,7 m³-Mischmaschinen mit automatischer Zuwegung von Zement

und Zuschlagstoffen und mußte mit zweieinhalb Minuten-Arbeitsgang arbeiten, um die vorgesehene Leistung von 3800 m³ in 24 Std. erreichen zu können. Der Beton wurde in Trichterkübeln auf Plattenwagen von einer Gasolinlokomotive über eine stählerne Gerüstbrücke entlang dem Bauwerk verfahren; Höhe der Plattform 6 m über Mittelwasser, 21 m unter Betonoberkante; versehen mit drei Fördergleisen sowie zwei Schienen für die drei stählernen Betonauftürme, die mit 10 t-Derricks ausgerüstet waren. Es wurde 54 000 m³ Beton unmittelbar von den Mischmaschinen aus, der Beton unterhalb der Gerüstbrücke von den Wagenkübeln aus, und nur der darüber höhere Beton von den Aufzügen aus eingebracht. Ein Betonlaboratorium neben der Mischanlage besorgte Druck- und Durchlässigkeitsproben. Das ausgedehnte Staubecken war nur auf sehr mangelhaften Wegen zu erreichen und mußte u. a. von einer Stadt mit 450 Einwohnern, einem Landsitz, verschiedenen Gebäuden und 1450 km Zäunen gereinigt werden; zahlreiche Friedhöfe und Gräber waren höherzulegen. Überhaupt 120 km² waren abzuholzen. Befestigungen und Wasserhaltungen an der 2100 km langen Uferlinie waren vorzunehmen. Die Hochspannungsleitungen, dreiphasig für 132 000 Volt, verursachten infolge vieler Bach- und Flußkreuzungen lange Spannweiten, schwierige Mastenerstellungen und umständliche Materialzubringungen, zu denen Gasolin-Schlepper, -Winden und -Kompressoren zugezogen wurden. Die rd. 220 km lange Linie nach St. Louis wurde mit H-Masten aus Holz, die rd. 190 km lange Linie über Rivermines nach Crystalcity als Doppelleitung auf Stahlmasten ausgeführt. Anschlußbahn und sonstige Einrichtungen. Das Eisenbahnplanum nach Bagnell wurde 18 m breit über Hochwasserstand angelegt und zu großen Lagerplätzen in gleicher Höhe erweitert; befördert wurden hier 55 580 Wagen mit Material. Auf der Baustelle lagen rd. 15 km Gleis 875 mm-Spur. Über den Fluß führte eine Pfeilerbrücke mit 12 Öffnungen. An Transportmitteln waren vorhanden: drei 40 t- und zwei 50 t-Dampflokomotiven, sechs 8 t- und zwei 20 t-Gasolinlokomotiven, vier Lokomotivkrane und 124 Flach- und Kippwagen verschiedener Arten. Das Baukraftwerk bestand aus zwei 3000 kW-Dampfmaschinen, wovon die eine als Reserve diente, und aus drei 471 PS-Ölkesseln zur weiteren Hilfe; sämtliche Kompressoren und Pumpen waren dem Baukraftwerk angegliedert und konnten von den gleichen Maschinisten bedient werden. Zwei 100 PS-Ölkessel heizten die Betonmischanlage während des Frostes. Ein Wasserwerk für den Hausbedarf mit Filter und einem Tank etwa 90 m über dem Flußwasserstand konnte täglich rd. 1100 m³ liefern. Zur Unterbringung der Menschen waren weit über hundert Gemeinschafts- und Einzelhäuser, Messe, Klubhaus, Kinderschule, für insgesamt 1200 Mann und 73 Familien erstellt worden. Der Bauherr hatte für seine eigenen und die von ihm organisierten Besuche einen Flugplatz hergerichtet. (Eng. News-Rec. vom 26. 3. 1931.) E. T. Zehme.

Zur Frage der Dauerfestigkeit des hochwertigen Baustahls St. 52.

H. Buchholtz und E. H. Schulz berichten in „Stahl und Eisen“ (1931, Heft 31) über Dauerbiegeversuche an St 37, einem 3%igen Nickelstahl und St 52 mit glatten, gekerbten und gelochten Proben. Die Prüfung glatter Rundstäbe ergab bei statischer wie dynamischer Beanspruchung 50% Überlegenheit des St 52 vor St 37. Kerbwirkung erhöht die Fließgrenze (statische Beanspruchungsgrenze), setzt aber die Wechselfestigkeit herab. Damit gewinnt die höhere Streckgrenze des St 52 für die Dauerfestigkeit gelochter Stäbe

wachsende Bedeutung, zumal ja beim Bauwerk die statische Belastung vorwiegt.

Dauerbiegeversuche mit zusammengesetzter Beanspruchung zeigten bei überwiegender statischer Belastung 30% höhere Tragfähigkeit des St 52 und 3%igen Nickelstahls vor St 37, auch in gekerbtem oder gelochtem Zustand. Die beiden erstgenannten Stähle erweisen sich in dieser Hinsicht als einander gleichwertig. Die bisherigen Versuchsergebnisse lassen es jedenfalls gerechtfertigt erscheinen, dem hochwertigen Baustahl St 52 in der Praxis wachsende Beachtung zu schenken. (Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut der Vereinigten Stahlwerke, Dortmund.) Dipl.-Ing. Busch.

Ein neues Prinzip für Spannungsfernmessungen im Beton.

Nach Mitteilungen in „Engineering News-Record“ 1931, Nr. 16, wird ein neues Meßprinzip, beruhend auf der Veränderlichkeit des elektrischen Widerstandes mit Spannungsänderungen im elastischen Bereich von Stahldrähten, zu Spannungsmessungen in der Big Tujunga-Bogenstaumauer verwendet.

In zwei ineinander laufenden unglasierten Porzellanplatten (19 mm Stärke, 40 mm Breite) sind Aussparungen für die Aufnahme von drei parallel geführten Stahldrähten mit außerordentlich hoher Elastizitätsgrenze und Zugfestigkeit vorgesehen. Die Drähte stehen unter Vorspannung und sind so an den in die Porzellanplatten ein-

Führung der Drähte auf den Porzellan-Platten.



Der Fernmesser in einbaufertigem Zustande.



gelessenen Messingschrauben verlötet, daß sich durch Längsverschiebungen der beiden Grundplatten die Vorspannung in zwei von den drei Drähten vermindert bzw. erhöht. Durch entsprechende Anordnung wird eine Kompensation von Meßfehlern erreicht. Der dritte Draht bleibt durch die Bewegung unbeeinflusst und gestattet durch gegenseitigen Vergleich der elektrischen Widerstände eine dauernde Kontrolle der Arbeitsfähigkeit des Instruments und bietet außerdem eine Korrekturmöglichkeit für die Änderungen des elektrischen Widerstandes der Drähte unter dem Einfluß der verschiedenen Temperaturen. Mit einer Wheatstone-Meßbrücke wird die Veränderung des Widerstandes gemessen, welchen die Drähte in den verschiedenen Spannungstadien aufweisen. Längenänderungen von $3 \cdot 10^{-6}$ (entsprechend einer Spannungsänderung im Beton von 0,7 kg/cm²) und Temperaturänderungen von $\frac{1}{4}^{\circ}$ C sollen auf diese Weise noch meßbar sein.

Ein Meßinstrument, das in einem bis 70 kg/cm² beanspruchten Betonkörper einbetoniert war, hat dieselben Längenänderungen angezeigt wie die gebräuchlichen an der Oberfläche des Körpers befestigten mechanischen Dehnungsmesser.

Auf die Schwierigkeit der Eichung des neuen Meßinstrumentes, d. i. der Bestimmung der Größe der Längenänderung, welche einer bekannten Widerstandsänderung zugeordnet ist, wird im Bericht nicht weiter eingegangen. Versuche darüber seien im Gange.

Dipl.-Ing. F. Treiber.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Fußböden und Fahrbahnen für gewerbliche und industrielle Betriebe.

Die vom Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung beim Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit herausgegebene RKW-Veröffentlichung Nr. 76 „Fußböden und Fahrbahnen für gewerbliche und industrielle Betriebe“ ist beim Beuth-Verlag G. m. b. H., Berlin S 14, unter Bestell-Nr. AWF 242 erschienen und ist in zwei Teile gegliedert. Der erste Teil ist von wesentlicher Bedeutung bei der Auswahl der Fahrbahnen in bezug auf wirtschaftliche Förderung, da er die Ergebnisse der Untersuchungen über die Fahrwiderstände verschiedener Fahrbahnen behandelt. Hier ist zum erstenmal die Abhängigkeit der Zugkraft von der Fahrbahnart unter Berücksichtigung von Be-

lastung, Geschwindigkeit, Raddurchmesser und Lagerart des Fahrzeuges festgestellt worden. Der erste Teil behandelt also nicht rein theoretische Erörterungen; diese theoretischen Erwägungen sind vielmehr auf Grund praktischer Untersuchungen entstanden. Die Ergebnisse in Form von Rechentabellen sollen dem Fachmann wichtige Hilfsmittel für die Ausgestaltung von Fahrbahnen an die Hand geben und ihm die Beurteilung und Auswahl nicht nur der Fahrbahnen, sondern auch in gewissem Umfange der notwendigen Fördergeräte erleichtern.

Der zweite Teil bringt eine eingehende Beschreibung gebräuchlicher Fußbodenbeläge für die verschiedensten Zwecke und der gebräuchlichsten Hof- und Straßenbefestigungen. Das Gebiet der Fußbodenbeläge für gewerbliche und industrielle Betriebe ist bisher

wenig oder gar nicht zusammenfassend behandelt oder gegliedert worden. In der einschlägigen Literatur besteht in annähernd gleichem Umfange keine zusammenfassende Beschreibung über Fußböden und Fahrbahnen innerhalb der Betriebe. Was an Veröffentlichungen über die einzelnen Fußbodenbeläge, Hof- und Straßenbefestigungen usw. erschienen ist, stammt überwiegend von meist einseitig interessierten Kreisen oder behandelt besondere Einzelfragen. Mit Rücksicht auf die Verschiedenartigkeit der Anforderungen ist erstmalig eine systematische Einteilung des gesamten Gebietes vorgenommen worden. Bei den Fußböden erstreckt sich diese Einteilung hauptsächlich auf die Festlegung der Eigenschaften, auf die Unterteilung der Betriebe nach den Nutzlasten (leichte, mittelschwere, schwere, besonders schwere und Sonderbetriebe) und auf die Unterteilung nach den Materialien, aus denen die Fußböden bestehen können. Die einzelnen Fußboden- und Fahrbahnarten sind eingehend beschrieben und kritisch behandelt, so daß jeder die Wahl treffende Fachmann sich ein Bild über die Zweckmäßigkeit für den eigenen Betrieb machen kann. Es ist auch Wert darauf gelegt worden, die Kenntnis der einzelnen Stärken zu vermitteln, was für die Planung von besonderem Interesse ist. In einer übersichtlichen Tabelle sind die verschiedenen Betriebsarten mit den jeweils geeigneten Fußbodenbelägen zusammengestellt; in einer besonderen Spalte sind die Gewichte der fertigverlegten Fußböden angegeben. Bei den Hof- und Straßenbefestigungen ist auch ein zweckmäßiges Profil einer Fabrikstraße und das Profil einer Schutzinsel festgelegt. Die Herstellungskosten für Hof- und Straßenbefestigungen sind in Tabellenform wiedergegeben, und zwar als Preisverhältniszahlen mit Bezug auf eine bestimmte Pflasterart. Derartige Preisverhältniszahlen konnten bei den Fußbodenbelägen mit Rücksicht auf die Verschiedenartigkeit der Materialien und die nicht gleichmäßigen Konjunkturschwankungen, denen sie unterworfen sind, leider nicht angegeben werden.

Die Schrift soll dazu beitragen, die Zusammenarbeit zwischen Architekt bzw. Bauingenieur, Betriebsingenieur und Bauausführenden zu fördern und jedem Leser die Möglichkeit geben, sich ein Urteil über die für seine bestimmten Zwecke brauchbaren Fußböden und Fahrbahnen zu bilden.
E. Heideck.

Gegen die Überfüllung der Hochschulen.

Der Reichsverband der Deutschen Industrie, die Vereinigung der Deutschen Arbeitgeberverbände E. V., der Bund angestellter Akademiker technisch-naturwissenschaftlicher Berufe E. V. und der Verein Deutscher Chemiker haben einen gemeinsamen Aufruf ausgearbeitet, in welchem die Ursachen aufgezeigt werden, die zu der schon seit Jahren bestehenden Überfüllung der Hochschulen geführt haben, und damit zu einem Zustande, der bei längerer Dauer und weiterem ungehemmten Anschwellen der zum akademischen Studium drängenden Absolventen höherer Lehranstalten schwere sozial- und wirtschaftspolitische Gefahren im Gefolge haben muß.

Ganz besonders viele junge Leute ergreifen in der irrümlichen Meinung, in akademischen Berufen bequemere und bessere Einkommensmöglichkeiten vorzufinden, das technisch-wissenschaftliche Studium, während doch in erster Linie angeborene Begabung für die Technik oder wissenschaftliche Forschung für die Berufswahl ausschlaggebend sein sollte.

Ein viel größeres Bedürfnis besteht zur Zeit für Nachwuchs in den handwerklichen und gewerblichen Berufen. Allerdings besteht in weiten Kreisen die irrige Auffassung, als ob für jede Tätigkeit in Wirtschaft, Handel und Gewerbe und in den staatlichen Einrichtungen das Abitur erforderlich sei. Hierin muß unter allen Umständen ein Wandel eintreten, insofern, als bei allen Berufen und Tätigkeiten, die weder Abitur noch akademisches Studium erfordern, auch in der Praxis kein Nachweis für eine derartige Ausbildung verlangt wird.

Zum Schluß des Aufrufes wird gefordert, daß alle Kreise der Wirtschaft sowie der Reichs- und Staatsbehörden bei der Bekämpfung des Berechtigungswesens zusammenwirken müssen. Aufklärung der Öffentlichkeit, der Eltern und Schüler der höheren und Mittelschulen über die tatsächlichen Aussichten im beruflichen Fortkommen der Akademiker einerseits und Bereitstellung von Beschäftigungsmöglichkeiten, für die keine abgeschlossene höhere Schul- oder Hochschulbildung erforderlich ist, andererseits müssen das Übel an der Wurzel: nämlich dem Zustrom zu den höheren Schulen bekämpfen. Dem Aufruf wäre daher weiteste Verbreitung in allen Schulen zu wünschen.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 45 vom 12. November 1931.

- Kl. 4 c, Gr. 35. H 126 902. Dr.-Ing. Hubert Hempel, Berlin-Charlottenburg, Ebereschentallee 13-17. Dichtung für wasserlose Gasbehälter; Zus. z. Anm. H 126 826. 12. V. 31.
- Kl. 4 c, Gr. 35. H 127 468. Dr.-Ing. Hubert Hempel, Berlin-Charlottenburg, Ebereschentallee 13-17. Dichtung für wasserlose Gasbehälter; Zus. z. Anm. H 126 902. 24. VI. 31.
- Kl. 4 c, Gr. 35. M 245. 30. Wilhelm Müller, Berlin W 57, Winterfeldstr. 25 a. Wasserloser Scheibengasbehälter. 15. VIII. 28.
- Kl. 19 a, Gr. 15. R 312. 30. Eduard Rolshoven, Ütersen i. Holstein. Schienenstoßverbindung durch Winkellaschen, welche durch senkrechte Bolzen mit der Schienenunterlage verbunden sind. 8. VII. 30.
- Kl. 19 c, Gr. 2. P 60 549. Klara verw. Pöhlig, geb. Balster, Ilse Pöhlig u. Udo Pöhlig, Recklinghausen, Reitzensteinstr. 18. Betonstraßendecke; Zus. z. Pat. 465 692. 14. VI. 29.
- Kl. 19 d, Gr. 4. F 7. 30. Felten & Guillaume Carlswerk Akt.-Ges., Köln-Mulheim. Hilfsseilbahn zur Verlegung von Seilen für Kabelbrücken. 1. IV. 30.
- Kl. 37 a, Gr. 2. H 300. 30. Rudolf Heinz, Reichenbach i. Vogtl., Mühlgraben 6. Tragfähiger Bauteil für kreuzweis bewehrte Decken; Zus. z. Pat. 532 575. 22. XII. 30.
- Kl. 37 b, Gr. 3. F 69 346. Albert Feifel, Schwab. Gmünd, Schulstr. 5, und Otto Stoll, Heidelberg, Unterer Fauler Pelz 3. Stahlskelett für Fachwerkwände. 3. X. 29.

- Kl. 80 b, Gr. 1. D 122. 30. Vladislav Dyrynk, Bratislava (Preßburg), Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dr. L. Gottscho, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von Silikatbeton. 28. III. 30. Tschechoslowakische Republik 12. VI. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 1. H 135. 30. Karl F. Höller, Salzburg, und Stefan Schleb, Grödig b. Salzburg; Vertr.: Dr. F. Quade, Pat.-Anw., Berlin-Zehlendorf. Verfahren zur Herstellung künstlicher Steine aus Kalk. 8. IV. 30. Österreich 16. IV. 29 für Patentanspruch 3.
- Kl. 80 b, Gr. 1. S 82 563. Scottish Dyes Limited, Grangemouth, Schottland; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Behandlung von Zement, Zementputzmasse. 10. XI. 27. Großbritannien 10. XI. 26. u. 12. IX. 27.
- Kl. 80 b, Gr. 25. C 41 865. „Kolloidchemie“ Studiengesellschaft m. b. H., Hamburg, Danielstr. 103, Johannes Benedict Carpzwow, Börnsen b. Hamburg-Bergedorf, Martin Marck u. Robert Lenzmann, Hamburg, Bergstr. 28. Verfahren zur Herstellung bituminöser Massen, insbes. für Straßenbauzwecke. 20. VIII. 28.
- Kl. 81 e, Gr. 123. G 83. 30. Grün & Bilfinger Akt.-Ges., Mannheim, Akademiestr. 6-8. Betonierungseinrichtung. 13. II. 30.
- Kl. 85 e, Gr. 1. M 110 850. Carbo-Norit Union Verwaltung-Gesellschaft m. b. H., Frankfurt a. M., Gervinusstr. 17-19. Verfahren zur Reinigung von Wässern, insbes. von Abwässern, unter Abscheidung von in ihnen enthaltenen Bestandteilen; Zus. z. Pat. 534 204. 29. VI. 39.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Baustoffkunde. Von Regierungsbaumeister a. D. R. Wendehorst, Studienrat an der Höheren Technischen Staatslehranstalt für Hoch- und Tiefbau in Wuppertal-Barmen. Bautechnische Lehrhefte für den Unterricht an Baugewerkschulen. Herausgegeben unter Mitwirkung von Ministerialrat Prof. Leopold Peters von Stud.-Rat Dipl.-Ing. Walter Kopfermann. Heft 16. Leipzig Dr. Max Jänecke, Verlagsbuchhandlung. Preis RM 1,80.

Als Ergänzung zu dem „Baustoffpraktikum“ von Nitzsche (Heft 14 dieser Schriftenreihe) gibt das vorliegende Heft eine Zusammenfassung der bautechnisch wichtigsten Eigenschaften der Baustoffe des Hoch- und Tiefbaus. DIN-Vorschriften und amtliche

Bestimmungen sind den einzelnen Abschnitten angefügt. Die täglich sich mehrenden, bündelnden Ergebnisse der Spezialforschung zu berücksichtigen, wird zwar bei der Bearbeitung von Lehrheften stets nur bis zu einem gewissen Grade gelingen. Keinesfalls aber sollten Sätze wie „Zementmörtel zerstört namentlich Sand- und Kalkstein“, „Portlandzement widerstandsfähig gegen Säuren“, „Tonerdeschmelzement widerstandsfähig gegen Schwefelsäure“ in solchen Heften enthalten sein. Diese und ähnliche z. T. Firmenpreisungen entnommene Darstellungen müssen aus dem sonst gut angelegten Heft bei nächster Gelegenheit verschwinden.

Hummel.

Anteil der Konstruktion und des Materials an dem wirtschaftlichen Ausbau niederer Wasserkraft-Gefälle mit besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse an der Ruhr. Von Dr.-Ing. Oskar Spetzler. Berlin 1931, Verlag von Julius Springer. Preis geh. RM 5,40.

Unter dem Titel „Wirtschaftlicher Ausbau der Ruhrwasserkraft“ erschien in Heft 38 dieser Zeitschrift bereits ein Auszug des Buches, der eine sehr gute Übersicht der verschiedenen Fragen gibt, welche der Verfasser nach den im Titel bezeichneten Gesichtspunkten ordnete. Dem Betonfachmann bietet insbesondere der zweite Abschnitt über den Anteil des Materials an dem wirtschaftlichen Ausbau niederer Gefälle reiche Anregung. Hier werden für neuzeitliche Betonbereitung wichtige und grundlegende Maßnahmen nach Versuchsergebnissen im Laboratorium und auf der Baustelle eingehend besprochen. Man gewinnt daraus die wertvolle Erkenntnis, welche Bedeutung solchen planmäßigen Untersuchungen zukommt und in welcher günstiger Weise sie die Wirtschaftlichkeit beeinflussen. Da die gewonnenen Ergebnisse zum Teil allgemeine Gültigkeit besitzen, wird jeder Ingenieur, der mit Entwurf und Baulitung größerer Betonbauten zu tun hat, reichen Nutzen aus der Durcharbeitung des Spetzlerschen Buches ziehen.

Dr.-Ing. l'Allemand.

Deutscher Ausschluß für Eisenbeton. Heft 69. Versuche zur Feststellung der Scherfestigkeit und Wasserdichtigkeit des Betons in den Arbeitsfugen bei verschiedener Fugenbehandlung. Ausgeführt in dem Materialprüfungsamt der Bayer. Landesgewerbeanstalt in Nürnberg 1927 und 1930. Bericht erstattet von o. Prof. K. Hager und Dr.-Ing. E. Nanning. Berlin 1931, W. Ernst und Sohn. Preis geb. RM 4,—.

Der überwiegende Teil des neuen Forschungsheftes ist den Scherversuchen gewidmet, die bei der großen Vielseitigkeit des Versuchsprogramms unter weitgehender Anpassung an die verschiedenen Verarbeitungsmethoden des Betons nicht nur eine wertvolle Bereicherung der Betonforschung darstellen, sondern auch wertvolle Fingerzeige für die Praxis enthalten. Die Wasserdurchlässigkeitsversuche gestatten nur in geringem Umfange eine praktische Nutzung, da die verwendete Zementdosierung von 400 kg Zement pro Kubikmeter fertigen Betons praktisch nur selten — und das mit Recht — zur Anwendung gelangt. Wenn die Versuche gezeigt haben, daß die Arbeitsfugen durchweg nicht wasserdurchlässiger als der Beton selbst waren, so wird sich dieses günstige Ergebnis kaum auf Dosierungen von etwa 150 bis 250 kg Zement pro Kubikmeter Beton übertragen lassen, wie sie beispielsweise im Wasserbau die Regel bilden. Zudem hat ja die praktische Bauerfahrung durchweg gezeigt, daß gerade die Arbeitsfugen im Vergleich zu dem übrigen Beton Großkanäle der Wasserdurchlässigkeit darstellen.

Bei den Scherversuchen wurde der Einfluß der Zementart — Handelszement, hochwertiger Zement —, der Verarbeitung — erdfeucht, plastisch, flüssig — und der Fugenbehandlung — unbehandelt, angeätzt, angeätzt und mit Zement bestreut, mit Zementmörtel 1 : 2,5 bestrichen bzw. aufgeraut, aufgeraut und angeätzt, aufgeraut und mit Zementschlampe bestrichen, aufgeraut und mit Zementmörtel bestrichen — an je sechs Parallel-Versuchskörpern untersucht. Es ist erstaunlich, wie verschiedenartig sich insbesondere die verschiedenen Behandlungsmethoden der Fugen hinsichtlich der erzielten Scherfestigkeit verhalten haben. Die Schwankungen in der letzteren betragen teilweise mehr als 100%. Die Versuche zeigen auch, daß die Arbeitsfugen bei den verschiedenen Konsistenzen individuell behandelt werden müssen.

Die Versuchsergebnisse sind in sehr schöner und übersichtlicher Weise zusammengestellt. Eine knappe Zusammenfassung der Folgerungen aus den Versuchsergebnissen gestattet einen schnellen Überblick über den Einfluß der verschiedenen Varianten auf die Güte des Betons. Aus jeder Versuchsgruppe wurden besonders typische Vertreter ausgewählt und die Bruchbilder wiedergegeben.

Das neue Forschungsheft verdient wegen seiner vielseitigen Versuchsergebnisse weiteste Verbreitung in der Praxis. Die knappe Darstellungsweise und vorzügliche Versuchsauswertung werden bei dem Leser den angenehmsten Eindruck hinterlassen.

Dr.-Ing. F. Tölke.

Die Flachbauwohnung für das Existenzminimum. Von Magistrats-Oberbaurat Erich Heinicke, Berlin. Der wirtschaftliche Baubetrieb, Band 5. 1931. Bauweltverlag Berlin SW 68. Preis brosch. RM 4,50.

Während sich die Meinung ziemlich festgesetzt hatte, daß für den Siedlungsbau im 2½-geschossigen Reihenhaus der Bautypus zu erblicken sei, der das Optimum an Wohnwert und Wirtschaftlichkeit auf sich vereinigt, führt Heinicke den Nachweis, daß unter gewissen Bedingungen der eingeschossige Flachbau die Wohnung für das Existenzminimum darstelle. Voraussetzung sei dabei eine zeitgemäße Wandlung in der Wohnungsinnung und eine Neubearbeitung der den

Flachbau außerordentlich verteuernenden Baupolizeiverordnungen, die für den Flachbau schließlich $\frac{5}{10}$ Ausnutzung zulassen müßten, wodurch angesichts der Herabzoning den Forderungen nach Licht und Luft hinlänglich Genüge geleistet sei. Zur Beweisführung der Wirtschaftlichkeit solchen eingeschossigen Flachbaus wurden an Hand einiger Bebauungspläne für 1-, 5- und 10-geschossige Bebauung die Anliegerkosten ermittelt und verglichen und für 7 von Heinicke vorgeschlagene Flachbau-Hausformen die Gesamtkosten, die Kostendeckung und Belastung errechnet. Mangelnde Monumentalität in solchen Siedlungsbildern dürfe kein Einwand des Architekten sein, denn schließlich sei Hauptaufgabe des Siedlungsbaus, das Wohnen unter gesunden Bedingungen bei gleichzeitig tragbaren Mieten zu ermöglichen. Da die bisherige Siedlungspolitik besonders in den letzten Jahren den Punkt „tragbare Mieten“ nicht zu realisieren vermochte, wird der Heinicke'sche Vorschlag von allen Städtebauern und Architekten aufs ernste zu prüfen sein.

Hummel.

Die geologischen Grundlagen der Verbauung der Geschiebeherde in Gewässern. Von Prof. Ing. Dr. phil. J. Stiny. Wien. VI und 121 Seiten. Verlag Julius Springer, Wien. 40 Abb. Preis geh. RM 13,—.

Der bekannte Verfasser der „Technischen Geologie“ und „Technischen Gesteinskunde“ zeigt in anschaulicher Weise die geologischen Grundlagen der Wildbachverbauung auf, die dem ausführenden Ingenieur eine Hauptstütze wirtschaftlicher Planung sein sollten. Belegt durch zahlreiche gut gewählte Beispiele behandelt der Verfasser die verschiedenen Formen der Wasseranbrüche in Geschiebeherden; zunächst die feilenförmigen Anbrüche, die zweckmäßig durch hohe Querwerke verbaut werden, dann Keilanbrüche, denen man mit ähnlichen Maßnahmen wie den Auskolkungen unterhalb von Wehren begegnet (Sohlenbefestigung, Energievernichtung). Diesen Langsschürfungen des Wassers stehen Querschurfe gegenüber, Uferanbrüche, die besonderen Hangschutz, wie Leitwerke, Buhnen u. dgl., erfordern. Nach Besprechung der Dammanbrüche, deren Gefährlichkeit durch die bekannten Brüche an künstlichen Dämmen genugsam erwiesen ist, werden die Blatt- und Muschelanbrüche erörtert, die nicht auf die Schürfkraft des Wassers, sondern auf Massenbewegungen (Rutschungen) zurückzuführen sind. Schließlich werden die Fragen der Jungschuttmassen als Geschiebeherde eingehend beleuchtet und Richtlinien für die Verbauung gegeben. Der Wert der Abhandlung besteht einmal in der wissenschaftlichen Gründlichkeit und klaren Übersicht, und dann den praktischen, dem Wasserbauer willkommenen Winken für sinn-gemäße Anwendung. Die Ausstattung des Buches entspricht dem vorzüglichen Inhalt.

Dipl.-Ing. Th. Busch.

Mehrstielige Rahmen, Gebrauchsfertige Formeln zur Berechnung mehrfach statisch unbestimmter rahmenartiger Stabsysteme als Hilfsmittel für den entwerfenden Ingenieur und für den Konstruktionstisch. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinogel, Privatdozent an der Technischen Hochschule Darmstadt.

Dritte vollständig neubearbeitete und bedeutend erweiterte Auflage in 2 Bänden. Erster Band: Rahmen mit waagrechttem Riegel, 15 Haupt-Rahmenformen mit 17 Sonderfällen, 650 Abbildungen, sowie 2 ausführliche Zahlenbeispiele. In 3 Lieferungen; bis jetzt erschienen: Lief. 1 u. 2. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1931. Preis für Lieferung 1 u. 2 geheftet je RM 7,20.

Die dritte Auflage erscheint in vollständig neu bearbeiteter Form. Die größere Zahl von Rahmenformen hat zu einer Zweiteilung geführt. Der systematische Aufbau der Formeln wurde gegenüber der zweiten Auflage vereinfacht und übersichtlicher gestaltet.

Die Fachleute, die das in der Praxis wohlbekannte Buch nutzbringend angewendet haben, werden die neue verbesserte Form sicherlich als einen Fortschritt begrüßen.

E. P.

Neuerscheinungen.

Neue Methoden der Träger- und Rahmenberechnung. Von Dipl.-Ing. W. Baschinskij. Staatlich Technisch-Wissenschaftlicher Verlag „Gosnaoutschtechisdat“, Moskau. Preis 2 Rub. 50 Kop. (etwa RM 5,—).

Durch den Kaukasus zur Wolga. Von Fridtjof Nansen. Mit 42 Abbildungen und 4 Karten. Verlag F. A. Brockhaus, Leipzig C 1. Preis geh. RM 8,50, in Ganzlwd. geb. RM 10,—.

Eismeerflug. Von George H. Wilkins. Mit 24 Abbildungen und 1 Karte. Verlag F. A. Brockhaus, Leipzig C 1, Preis Halblwd. gebunden RM 2,80, Ganzleinen RM 3,50.

Ur und die Sintflut. Sieben Jahre Ausgrabungen in Chaldäa, der Heimat Abrahams. Von Dr. C. Leonard Wooley. Verlag F. A. Brockhaus, Leipzig C 1. Preis geheftet RM 6,50, in Leinen gebunden RM 8,—.