

ZUSAMMENBAU VON KLEINBRÜCKEN AM MAIN.

Von Ing. Ackermann, Mainz-Gustavsburg.

Beim Ausbau des Mains zur Großschiffahrtstraße wurde an den Staustufen eine Anzahl kleinerer Brücken, Bedienungsstege über Wehre und Schleusenanlagen, Förderbrücken u. dgl. errichtet, deren Zusammenbau zum Teil aus dem Rahmen des allgemein Üblichen fällt und daher Beachtung verdient.

Bei den in 3 Öffnungen unterteilten Wehren wird allgemein zuerst jede Außenöffnung nacheinander und zuletzt die Mittelöffnung eingebaut, so daß jeweils 2 Öffnungen für den Wasser-

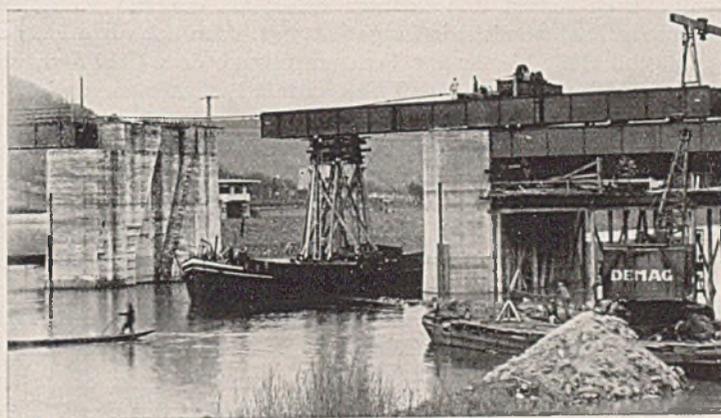
Jeder der 3 Wehrstege besteht aus Vollwandträgern mit parallelen Gurten und oberliegender Gehbahn. Ihre Stützweite beträgt 32 m, die Stegblechhöhe 1,8 m, das Gewicht 27 t. Die Hauptträger wurden in 3 Teile zerlegt, mit Schiff an die Baustelle angeliefert, wobei das schwerste Stück bei 11,8 m Länge etwa 3,5 t wog. Der Wehrsteg der Mittelöffnung wurde nun auf der Rüstung der rechten Öffnung zusammengebaut und dann über die Mittelöffnung eingeschoben. Der vorläufig um seine eigene Höhe tiefer gelegte Steg der rechten Öffnung diente dabei als Arbeitsbühne und Verschubbahn (Abb. 1). Nachdem der Steg auf 5 Holzwalzen fertig zusammengebaut war, wurde er durch eine Bauwinde, die auf dem Trennungspfeiler zwischen Mittel- und linker Öffnung aufgestellt war, freitragend 12 m in die Mittelöffnung hineingezogen. Inzwischen war in einem normalen Rhein—Main—Kahn von 42 m Ladelänge 6,5 m Breite und für 290 t Belastung ein 9 m hoher hölzerner Rüstbock für 20 t Tragkraft aufgebaut worden. Dann wurde das Schiff unter den frei vorkragenden Steg gebracht, der Zwischenraum mit Vierkanthölzern ausgefüllt, der Steg mit Hebschrauben etwas angehoben und durch Drahtseile in der Stegachse mit dem Schiff verankert. Gleichzeitig wurde auch der Rüstbock in der Schiffsachse verankert (Abb. 2). Nun konnte das eigentliche Einschwimmen des Steges beginnen. Dazu diente die oben erwähnte, am Steg angreifende Winde und 2 weitere, am linken Mainufer aufgestellte Bauwinden, deren Zugseile zu den beiden Schiffsenden geführt waren. Außerdem waren Schiff und Steg durch Rückhaltseile zum rechten Mainufer gesichert und das Schiff mit einem etwa 100 m oberhalb liegenden Anker in der Stromrichtung gehalten. Das Einschwimmen nahm kaum eine Stunde in Anspruch. Die Stellung des Rüstbockes wurde mit Loten beobachtet und keinerlei Abweichung festgestellt (Abb. 3). Nach Beendigung der Arbeit wurde der Steg auf seine Auflager abgesetzt und der Steg der rechten Wehröffnung mit dem Walzenmontagekran in seine endgültige Lage gehoben. Die Wehrstege waren durch die Süddeutsche Eisenbau G. m. b. H., vormals Forster, Nürnberg, geliefert und wurden von der M.A.N. Werk Gustavsburg, das auch die Walzenwehre lieferte, eingebaut.



Werkphoto M.A.N.

Abb. 1. Einbau des mittleren Bedienungssteiges an der Walzenwehranlage Eichel oberhalb Wertheim. Einschieben des Steges.

durchfluß frei sind. An der Staustufe Eichel oberhalb Wertheim waren die Tiefbauarbeiten in der zweiten Außenöffnung im Spätherbst 1935 beendet worden. Der Einbau der Mittelöffnung mußte wegen Treibeisgefahr auf das folgende Frühjahr verschoben werden. Um auch während des Winters die Schifffahrt aufrechterhalten zu können, war in dem gegenüber dem natürlichen stark verbreiterten Flußquerschnitt ein geringer Aufstau des Oberwasserspiegels notwendig. Hierzu wurden die bereits fertiggestellten Walzen der



Werkphoto M.A.N.

Abb. 2. Der Steg ist auf dem Rüstbock des Mainkahns aufgebaut.

beiden Außenöffnungen in Betrieb genommen. Zur leichteren Bedienung der Windwerke entschloß man sich, den Bedienungssteg der Mittelöffnung schon jetzt einzubauen. Dies konnte nun nicht wie üblich auf einer Hochrüstung geschehen, es mußte vielmehr das nachstehend beschriebene Verfahren angewandt werden.



Werkphoto M.A.N.

Abb. 3. Der Steg ist am linken Trennungspfeiler angelangt.

Eine weitere bemerkenswerte Brückenaufstellung ergab sich bei Eltmann, 20 km unterhalb Bamberg. Zur Verbesserung des Flußlaufes für die Mainschiffahrt werden verschiedene kleinere Krümmungen durch Verlegen des Flußbettes beseitigt. Das neue Flußbett wird im Trocken ausgehoben, mit den freiwerdenden

Erdmassen wird zum größten Teil tief liegendes Uferland ausgefüllt und dadurch kostbares Ackerneuland gewonnen. Zur Beförderung des Erdaushubes vom rechten zum linken Mainufer mußte eine behelfsmäßige Brücke errichtet werden. Man wählte eine Transportbrücke, die 1926 für ähnliche Zwecke der Rhein—Main—Donau A. G. geliefert und zum ersten Male bei den Bauarbeiten am Kachletwerk bei Passau verwendet worden war. Es handelt sich um eine Fachwerkbrücke von 51 m Stützweite, die vollständig zerlegbar und auch für 2 Öffnungen von je 25,5 m und mit oben oder unten liegender Fahrbahn verwendbar ist. Bei Eltmann wurde die Brücke mit unten liegender Fahrbahn und 51 m Stützweite auf gestellt. Der Zusammenbau war dadurch bestimmt, daß eine Schiffsöffnungsöffnung von 20 m Lichtweite an bestimmter Stelle vorgeschrieben war. Die aus Holzpfählen bestehenden



Werkphoto M.A.N.
Abb. 4. Zusammenbau einer behelfsmäßigen Transportbrücke bei Eltmann unterhalb Bamberg. Freivorbau über der Schiffsöffnungsöffnung.

Widerlager der Brücke wurden auf beiden Seiten gleich weit von der Uferlinie entfernt, angeordnet. Die verlangte Schiffsöffnungsöffnung lag entsprechend der Fahrinne etwas nach rechts verschoben. Auf beiden Seiten wurden die Brückenteile auf hölzernen Pfahlgerüsten zusammengesetzt, über der Schiffsöffnungsöffnung ohne Rüstung freivorgebaut. Die Zusammenbauarbeiten wurden auf der linken Seite

begonnen, da hier das Gerüst 21 m lang war, auf der anderen Seite dagegen nur 9,5 m. Die Gerüstpfosten waren so angeordnet, daß sie jeweils mit einem Brückenknotenpunkt zusammenfielen. Die Brückenteile belasteten also nur die Pfosten selbst, nicht aber die Arbeitsbühne. Als Hebezeug diente ein leichter, hölzerner Schwenkmast, der auf der Rüstung aufgebaut war. Nach Fertigstellung des Brückenteiles auf der Rüstung wurde der Freivorbau in Angriff genommen (Abb. 4). Um ein genügendes Gegengewicht für den



Werkphoto M.A.N.
Abb. 5. Ansicht der fertiggestellten 51 m langen Transportbrücke.

Freivorbau zu erhalten, wurde das fertige Brückenstück über dem linken Widerlager mit 3 t zusätzlich belastet. Das Gruppenjoch nach dem Main hin mußte also für 48 t Belastung ausgebildet werden. Der frei vorgebaute Brückenteil hatte bei seiner Ankunft auf dem rechten festen Gerüst eine Durchbiegung von 22 mm, die mit der errechneten genau übereinstimmte. Die Brücke wurde schließlich mit 2 Hebeschrauben für 16 t Tragkraft in die gewünschte Lage gehoben und dann fertig zusammengesetzt (Abb. 5).

DER FEHLENDE ÜBERGANG ZWISCHEN BRÜCKE UND BODEN ALS URSACHE DER PFLASTERVERSACKUNGEN HINTER BRÜCKEN.

Von Obering. Alfons Schroeter, Berlin.

Übersicht: Pflasterversackungen hinter Autobahnbrücken. — Mängel der bisherigen Vorschläge für Schutzmaßnahmen. — Die Lösung des Problems durch besondere Übergangsplatten. — Beweisführung und Ausführungsbeispiele.

Es wird berichtet, daß schon vor Inangriffnahme des Baues der deutschen Reichsautobahnen bei den Studienfahrten über die italienischen Autobahnen die Beobachtung gemacht wurde, daß die Wagen beim Überfahren der Brücken heftige Sprünge machten. Als Ursache wurden die Pflasterbrüche und Pflasterversackungen hinter den Brückenwiderlagern erkannt, die bei größeren Geschwindigkeiten wie kleine Sprungschancen wirken. Die gleichen Erscheinungen machen sich bereits bei einigen Brücken der neuen deutschen Reichsautobahnstrecken bemerkbar. Hier liegt also ein grundsätzlicher baulicher Mangel vor.

Das Übel ist so alt wie der Brückenbau selbst. Es erfordert alljährlich erhebliche Unterhaltungskosten, bei vielen Brücken schon über mehrere Jahrzehnte. Bei Eisenbahnbrücken sind unmittelbar hinter Brückenwiderlagern Gleisunterstopfungen notwendig geworden, die bereits über einen Meter hoch sind, obwohl hier eine elastische Überbrückung wenigstens des Widerlagermauerwerks durch die Schienen schon seit langer Zeit Vorschrift ist und ausgeführt wird.

Bei Straßenüberführungen fehlt bisher jeder Übergang von den beiderseitigen Widerlagern zum anschließenden Boden. Man überläßt es den Straßenunterhaltungspflichtigen, immer wieder den Pflasterschaden zu beheben und den Besitzern schnellfahrender Lastfahrzeuge die Mehrabnutzung ihrer Fahrzeuge infolge Stoßbeanspruchungen in Kauf zu nehmen. Dieser Zustand ist für erstklassige Fahrstraßen unhaltbar. Es haben sich daher viele zuständige Stellen eingehend mit diesem Problem beschäftigt, ohne

daß bisher jedoch eine befriedigende Lösung gefunden wurde. Die meisten Vorschläge sehen die Verlängerung der Brückenfahrbahndecke über das Widerlager hinaus vor. Solche und ähnliche Maßnahmen innerhalb oder dicht unter der Pflasterdecke der anschließenden Fahrstraße verlegen lediglich die Pflasterversackungsstelle nach hinten und konnten daher als dauernd wirksame Schutzmaßnahme nicht in Frage kommen. Man hat versucht, wo genügend Höhe hierfür zur Verfügung stand, dem Übel dadurch aus dem Wege zu gehen, daß man anstatt Balkenbrücken wie ursprünglich vorgesehen Wölbbrücken ausgeführt hat nur, um die dauernden Pflasterversackungen hinter den Widerlagern zu vermeiden. Man vermutete, daß die hier schneller abfallende Brückenoberfläche den plötzlichen Übergang mildern würde. Wie ältere Fälle zeigen, treten aber auch bei Wölbbrücken, wo der Untergrund langandauernde Setzungen begünstigt, die Pflasterversackungen jahrzehntelang auf. Der plötzliche Übergang vom Füllbeton über dem Gewölberücken zum anschließenden Hinterfüllungsboden ist eben auch hier noch nicht überbrückt.

Als schadenverstärkende Maßnahme sind die Hinterpackungen erkannt worden. Sie sollen das Sickerwasser hinter den Widerlagern schneller abführen. Es zeigte sich aber, daß in das geschaffene große Porenvolumen, also in die Hohlräume der Hinterpackung der Hinterfüllungsboden dringt und so die Setzungen und Versackungen begünstigt. Die Hinterpackung wird daher vielfach wieder weggelassen und der Hinterfüllungsboden gut verstampft, was früher schon üblich war, ohne daß die Versackungen ausblieben. Als wesentliche schadenverstärkende Ursache sind die häufig bei älteren Brücken festgestellten Verkippungen der Widerlager nach innen anzusehen, die eine Folge der zu nahen Lage der Resultieren-

den an der vorderen Sohlenkante des Widerlagers, der sogenannten Kippkante, sind.

Nach diesen mannigfachen Erwägungen und Erfahrungen wird eine bauliche Neuerscheinung als geeignete Lösung für den fehlenden Übergang von der Brücke zum Boden angesehen, die bereits bei zahlreichen Bauwerken in verschiedenen Ausführungsarten eingebaut ist. Ihre Eigenschaften sollen nachstehend behandelt werden.

Abb. 1 zeigt die neue Schutzmaßnahme in der schematischen Darstellung eines Brückenlängsschnittes. Mit den eingetragenen Abmessungen am rechten Widerlager läßt sich sowohl die Ursache

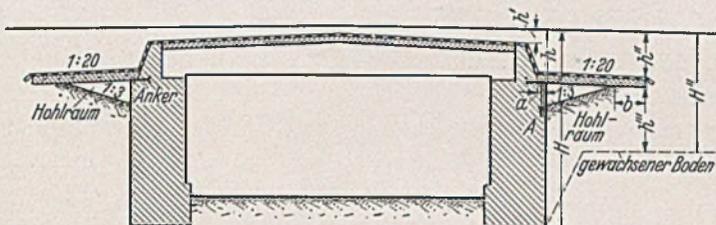


Abb. 1. Gitterwand-Übergangsplatten DRP. zum Schutze gegen Pflasterversackungen hinter Brücken.

der Pflasterversackungen als auch die schützende Wirkung der dargestellten Übergangsplatten¹ gut veranschaulichen. Als Ursache des Pflasterbruchs gilt der plötzliche Wechsel der Überschüttungshöhe von h' auf H . Nach Einbau der Platte ist dieses Verhältnis nur noch h' auf h . Das ideale Verhältnis der Setzungsmaße wäre $1:1$. Es wäre falsch, das Maß h zu klein zu wählen, weil dadurch die sehr wichtige stoßdämpfende und lastverteilende Wirkung der Plattenüberschüttung (Erdpolster) verloren ginge. Zweckmäßig



Abb. 2. Gitterwandplatten aus fertigen Eisenbetondielen. Ausführung 1935.

wird dieses Maß h nicht kleiner als etwa $0,80$ m sein. Das Verhältnis der Setzungsmaße ist bekanntlich nicht dasselbe wie das der geometrischen Höhen. Rechnet man für das Setzungsmaß der gesamten Hinterfüllung z. B. 10% , also $0,1 H$, so ist für h ein erheblich kleinerer Prozentsatz maßgebend, weil hier die technische Möglichkeit gegeben ist, die Verdichtung des Bodens nahezu vollkommen auszuführen. Es kann damit gerechnet werden, daß sich bei h nur noch ein Setzungsmaß von $0,5$ bis 1% einstellt. Praktisch ist damit das erwünschte Ziel erreicht. Das Setzungsmaß unmittelbar hinter den Widerlagern ist von $0,1 H$ auf $0,01 h$ vermindert, d. h. der plötzliche Sprung von h auf H ist praktisch ausgeschaltet.

Die große Verdichtungsmöglichkeit des Überschüttungsbodens besteht auf der ganzen Plattenlänge. Nahe dem Plattenende nimmt die Verdichtung bei aufgeschütteten Dämmen infolge Angleichung an die Dichte des anschließenden Dammbodens allmählich ab. Auch bei dem erdseitigen Plattenaufleger b tritt solcher natürliche Ausgleich mit dem Dammboden ein und die Setzungsmaße aus h'' und h''' zusammen sind gleich dem Setzungsmaß aus H'' . Der besondere Vorzug der Platte ist, daß das Platten-

ende infolge der frei drehbaren Auflagerung auf dem Rückenabsatz des Widerlagers mit den Bodensetzungen mitgeht. Im ganzen sind also alle notwendigen Voraussetzungen für den sanften und allmählichen Übergang von der Brücke zum Boden erfüllt.

Die Platten können aus einzelnen Eisenbetondielen an Ort und

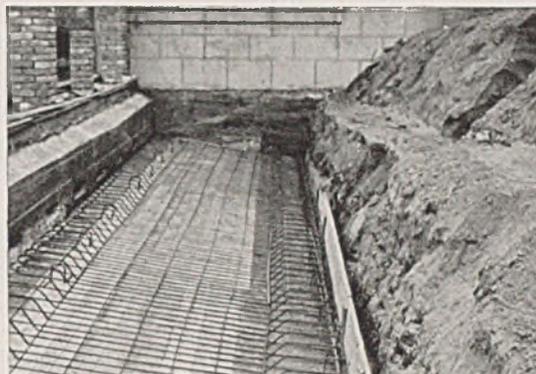


Abb. 3. Gitterwandplatte auf verlorener Schalung. Ausführung 1935/36.

Stelle fertig verlegt werden wie das Ausführungsbeispiel Abb. 2 zeigt. Größere Platten werden zweckmäßig auf verlorener Schalung hergestellt (Abb. 3), wobei etwa alle $3-5$ m Plattenfugen mittels Pappzwischenlage angeordnet werden, um Scheerspannungen infolge verschiedener Bodensetzungen in Richtung der Dammbreite auszuschalten. Die Platten können auch aus Walzträgern in Beton bestehen. Bei Holzbrücken wird man für die Platten Holz wählen. Die Ausführung der Gitterwand-Übergangsplatten an einer Eisenbetonrahmenbrücke zeigt Abb. 5. Die Platten liegen hier auf einer besonderen Auskragung. Die Überschüttungshöhe über der Platte konnte gering sein, weil nur Menschennutzlast auftritt. Die Gehbahn ist mit Mosaikpflaster befestigt.

Die Schutzabdeckung der Brücke (Dichtungsbahnen und

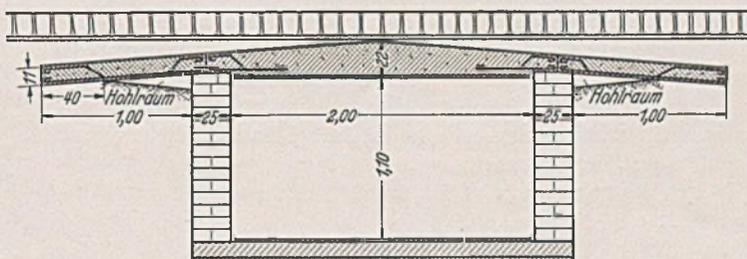


Abb. 4. Gitterwand-Übergangsplatten DRP. an Heizkanälen bei Kreuzungen mit Verkehrsstraßen. Ausführung 1935.

Schutzbeton) wird wie aus Abb. 1, 4 u. 5 ersichtlich ist, bis zu den beiderseitigen Plattenenden verlängert. Die für die gefährliche Setzung bei H nachteilige Hinterpackung ist nun auch entbehrlich, denn der Zutritt des von der Brücke absickernden Wassers zur Mauerrückenfläche ist nicht mehr möglich; es versickert hinter der Platte im Boden.

Statisch ergibt sich für das Widerlager der günstige Einfluß

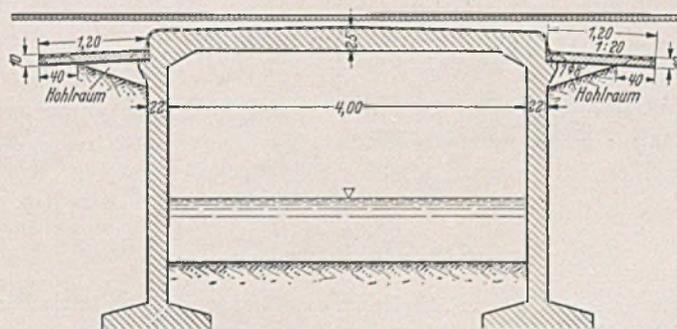


Abb. 5. Gitterwand-Übergangsplatten DRP. an der Eisenbetonrahmenbrücke am Reichsbahnhof Finkenkrug bei Berlin. Ausführung 1936.

¹ Vgl. Bauing. 1933 S. 134, Beton u. Eisen 1933 S. 388 u. 1935 S. 222, Zbl. Bauverw. 1934 S. 411 u. 1936 S. 664.

der Auflagerkraft A gegen die obengenannten Widerlagerverkip-
pungen, weiter der verminderte Erddruck und das erheblich
kleinere Erddruckkippmoment. Diese statisch sehr wichtigen
Eigenschaften der Platte können durch Tieferlegung und Ver-
längerung erheblich gesteigert werden. Die Resultierende geht
durch die Wirkung der Platte weiter zurück, wird steiler und der
Reibungswert an der Sohlenfuge klein. Die Erfahrungen mit Gitter-
wandplatten sind durchweg günstig, ihre Herstellung erwies sich

als sehr einfach. Die durch die statischen Auswirkungen erzielten
Ersparnisse sind erheblich größer als die Kosten der Platte, natur-
gemäß am größten bei Widerlagern mit Wasserhaltung oder Pfahl-
rost, Senkkästen usw.

Gegen die lästigen Pflasterversackungen hinter Brücken ist
der Einbau der Gitterwandübergangsplatte die bisher fehlende ge-
eignete Maßnahme, ein zur vollkommenen Brücke gehörender Bau-
teil.

DIE FESTIGKEIT AUSSERMITTIG GEDRÜCKTER STAHLSTÄBE BELIEBIGER QUERSCHNITTSFORM.

Von Privatdozent Ing. Dr. Karl Ježek, Wien.

(Fortsetzung von Seite 371.)

II. Der Streifenquerschnitt.

In diesem Abschnitt soll auf Grund der allgemeinen Unter-
suchung die vollständige Lösung für einen aus zwei Lamellen
(Streifen) von der Breite b und der Stärke t gebildeten sym-
metrischen Querschnitt (vgl. Abb. 8) entwickelt werden. Dieser
sog. Streifenquerschnitt kann als einheitlicher Querschnitt be-
handelt werden wenn man sich die beiden Lamellen durch einen
schubsicheren Steg mit verschwindend kleiner Stärke ($\delta = 0$) mit-
einander verbunden denkt, und führt für $t = h/2$ zum Rechteck-
querschnitt (b. h.). Man kann demnach an diesem Streifenquer-
schnitt die beiden Grenzfälle der Querschnittsform — Materialan-
häufung in den Randfasern bzw. unmittelbar um die Schwerachse
— rechnerisch verfolgen. Bei der Ermittlung der kritischen Be-
lastung sind nach Abschnitt I Spannungszustände in Betracht zu
ziehen, welchen eine v ö l l i g e Plastizierung des am Biegedruck-
rand gelegenen (oberen) Streifens entspricht; dann stellt aber —
und auf diesen Umstand sei ausdrücklich hingewiesen — die nach
dem geschilderten Verfahren berechnete kritische Spannung jeden-
falls einen oberen Grenzwert für die Tragfähigkeit des Stabes dar,
da hierbei sekundäre Instabilitätserscheinungen (Auskippen, Aus-
beulen usw.) nicht berücksichtigt werden.

Da der vorliegende Querschnitt symmetrisch ist ($W_1 = W_2 = W$),
kommen für die Untersuchung nur die Verzerrungszustände A und C
in Betracht, wobei allerdings mit Rücksicht auf die Breite der
Fließgebiete und die unstetige Querschnittsbegrenzung ins-
gesamt fünf Spannungszustände zu unterscheiden sind, die getrennt
behandelt werden müssen.

Verzerrungszustand A, Spannungszu-
stand I: $0 \leq \xi \leq t$ (Abb. 8).

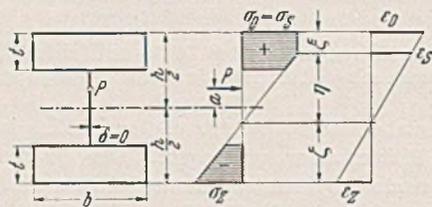


Abb. 8.

Mit $F = 2 b t$ erhält man aus Gl. (7)

$$(41) \quad \left\{ \begin{aligned} \eta &= \frac{(\xi^2 - 4 t \xi + 2 h t)}{4 t (\sigma_S - \sigma_a)} \sigma_S \\ y_m &= \frac{(2 b \xi^3 - 3 b h \xi^2 + 12 J)}{6 b (\xi^2 - 4 t \xi + 2 h t)} \cdot \left(\frac{\sigma_S}{\sigma_a} - 1 \right). \end{aligned} \right.$$

Im vorliegenden Falle führt Gl. (11) zu einer Gleichung 2. Grades
für ξ_{Kr} . Mit den Abkürzungen

$$(42) \quad \left\{ \begin{aligned} p &= \frac{h}{2} + \frac{m W \sigma_{Kr}}{F (\sigma_S - \sigma_{Kr})} \\ q &= \frac{4 t W m \sigma_{Kr}}{F (\sigma_S - \sigma_{Kr})} \end{aligned} \right.$$

erhält man nach Gl. (11) die Breite des Fließgebietes im kritischen
Gleichgewichtszustand zu

$$(43) \quad \xi_{Kr} = p - (p^2 - q)^{\frac{1}{2}}.$$

Die kritische Schlankheit ist dann aus Gl. (14) zu berechnen und
ergibt sich aus

$$(44) \quad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Kr}} \left\{ 1 - \frac{b}{3 J} \left[p^3 - \frac{3 q^2}{8 t} - \sqrt{(p^2 - q)^3} \right] \right\}.$$

Diese Gleichung gestattet die unmittelbare Berechnung des einem
bestimmten Exzentrizitätsmaß m und einer bestimmten kritischen
Axialspannung zugeordneten Schlankheitsverhältnisses. Der Gültig-
keitsbereich der Gl. (44) ergibt sich einerseits aus der Bedingung,
daß der obere Streifen völlig plastiziert ist ($\xi = t$), und andererseits
aus der Bedingung, daß am Biegezugrand die Fließgrenze erreicht
wird ($\sigma_z = -\sigma_S$). Mit $\xi = t$ erhält man zunächst aus Gl. (43)

$$(45) \quad m = \frac{F}{2W} (h - t) \left(\frac{\sigma_S}{\sigma_{Kr}} - 1 \right)$$

und aus Gl. (44) die zugehörige Grenzschlankheit in der Form

$$(46) \quad \lambda_g^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Kr}} \cdot \frac{b t^3}{12 J}.$$

Aus der zweiten Forderung $\sigma_z = -\sigma_S$ folgt $\zeta = \eta$, $2 \eta = (h - \xi)$
und man erhält nach Gl. (18) die Breite des Fließgebietes zu

$$(47) \quad \xi = t \left(1 + \frac{\sigma_{Kr}}{\sigma_S} \right) - \left[t^2 \left(1 + \frac{\sigma_{Kr}}{\sigma_S} \right)^2 - 2 h t \frac{\sigma_{Kr}}{\sigma_S} \right]^{\frac{1}{2}}.$$

Das zugeordnete Schlankheitsverhältnis ist nach Gl. (19) zu er-
mitteln und ergibt sich aus

$$(48) \quad \lambda_g^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Kr}} \left\{ 1 - \frac{b \xi}{12 J} \left[\frac{6 t (h - \xi)^2}{(2 t - \xi)} + \xi^2 \right] \right\}.$$

Die beiden vorstehenden Bedingungen sind gleichzeitig erfüllt für

$$(49) \quad \sigma_{Kr} = \frac{t \sigma_S}{2 (h - t)}.$$

Verzerrungszustand A, Spannungszu-
stand II: $(h - t) \leq \xi \leq h$ (Abb. 9).

Erstreckt sich das Fließgebiet über den oberen Streifen hinaus
($\xi > t$), so läßt sich zeigen, daß sich nur dann ein kritischer Gleich-
gewichtszustand ausbilden kann, wenn das Fließgebiet bereits in
den unteren Streifen vorgedrungen ist ($\xi > h - t$) oder wenn am
Biegezugrand bereits die Streckgrenze erreicht wird ($\sigma_z = -\sigma_S$).
Für $t \leq \xi \leq (h - t)$ erhält man dann das einer bestimmten Axial-
spannung zugeordnete Exzentrizitätsmaß aus Gl. (45) und das zu-

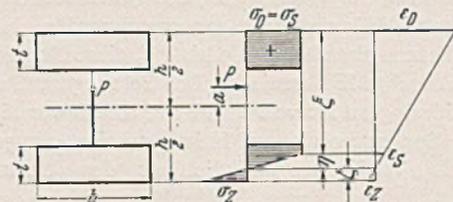


Abb. 9.

geordnete Schlankheitsverhältnis aus Gl. (46). Nachfolgend wird
der erste der oben angeführten Fälle behandelt.

Man erhält aus den Gl. (7)

$$(50) \quad \left\{ \begin{aligned} \eta &= \frac{(h - \xi)^2 \sigma_S}{4 t (\sigma_S - \sigma_a)} \\ y_m &= \frac{1}{6} (h + 2 \xi) \left(\frac{\sigma_S}{\sigma_a} - 1 \right). \end{aligned} \right.$$

Aus Gl. (11) ergibt sich die Breite des Fließgebietes im kritischen Gleichgewichtszustand zu

$$(51) \quad \xi_{Kr} = \frac{2 W m \sigma_{Kr}}{F (\sigma_S - \sigma_{Kr})}$$

Die kritische Schlankheit erhält man aus Gl. (14) in der Form

$$(52) \quad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E b h^3}{12 \sigma_{Kr} J} \left[1 - \frac{2 W m \sigma_{Kr}}{F h (\sigma_S - \sigma_{Kr})} \right]^3$$

Der Gültigkeitsbereich der Gl. (52) ergibt sich einerseits aus der Bedingung, daß das Fließgebiet bis zum oberen Rand des unteren Streifens ($\xi = h - t$) vorgedrungen ist, und andererseits aus der Bedingung, daß am Biegezugrand gerade die Streckgrenze erreicht wird. Die erste Bedingung führt zu den Gl. (45) und (46). Aus der zweiten Forderung ($\sigma_z = -\sigma_S$) folgt zunächst $\zeta = \eta$, $2\eta = (h - \xi)$ und man erhält nach Elimination von m das entsprechende Schlankheitsverhältnis in der Form

$$(53) \quad \lambda_g^2 = \frac{2 \pi^2 E b t^3}{3 \sigma_{Kr} J} \left(1 - \frac{\sigma_K}{\sigma_S} \right)^3$$

Beide Grenzbedingungen ($\xi = h - t$, $\sigma_z = -\sigma_S$) sind gleichzeitig erfüllt für die Axialspannung

$$(54) \quad \sigma_{Kr} = \frac{\sigma_S}{2}$$

Verzerrungszustand C, Spannungszustand III: $(h - t) \leq \xi \leq h$ (Abb. 10).

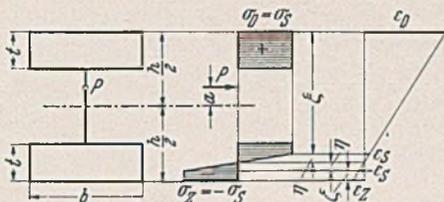


Abb. 10.

Man erhält zunächst aus Gl. (35) eine Beziehung zwischen den Breiten der beiden Fließgebiete

$$(55) \quad \zeta = 2t \left(1 - \frac{\sigma_a}{\sigma_S} \right) - (h - \xi)$$

Für η und ξ stehen zur Verfügung

$$(56) \quad \begin{cases} \eta = (h - \xi) - t \left(1 - \frac{\sigma_a}{\sigma_S} \right) \\ \eta = \left[\frac{6 t \sigma_a}{\sigma_S} \left[\frac{h}{2} \left(\frac{\sigma_S}{\sigma_a} - 1 \right) - \frac{t \sigma_a}{2 \sigma_S} \left(\frac{\sigma_S}{\sigma_a} - 1 \right)^2 - y_m \right] \right]^{\frac{1}{2}} \end{cases}$$

Aus den Gl. (36) und (37) ist das kritische Schlankheitsverhältnis zu ermitteln und man erhält

$$(57) \quad \lambda^2 = \frac{4 \pi^2 E}{3 h \sigma_S} \sqrt{\frac{W \sigma_{Kr}}{b \sigma_S} \frac{F h}{2 W} \left(\frac{\sigma_S}{\sigma_{Kr}} - 1 \right) \left[1 - \frac{t}{h} \left(1 - \frac{\sigma_{Kr}}{\sigma_S} \right) \right] - m^3}$$

Der Anwendungsbereich der Gl. (57) ist an die Grenzbedingungen $\xi = (h - t)$ und $\zeta = 0$ gebunden (s. Abb. 10). Im ersteren Falle wird $2\eta = (t - \zeta)$ und man erhält das zugeordnete Schlankheitsverhältnis zu

$$(58) \quad \lambda_g = \sigma_{Kr} \sqrt{\frac{2 \pi^2 E b t^3}{3 J \sigma_S^3}}$$

Aus der Forderung $\zeta = 0$ ergibt sich das entsprechende Schlankheitsverhältnis λ_g aus Gl. (53). Die zwei vorstehenden Grenzbedingungen sind gleichzeitig für die durch Gl. (54) gegebene Axialspannung erfüllt. Für $\lambda = 0$ ist der Querschnitt völlig plastiziert (vgl. Abb. 6) und man erhält die Axialspannung σ_0 aus den Gl. (39) und (40) bzw. auch aus Gl. (57) zu

$$(59) \quad \begin{cases} \sigma_0 = \frac{2 W b}{F^2} \left[\sqrt{m \left[m + \frac{F (b h - F)}{W b} \right] + \left(\frac{F h}{2 W} \right)^2} \right. \\ \left. - \left[m + \frac{F (b h - F)}{2 W b} \right] \right] \sigma_S \end{cases}$$

Verzerrungszustand C, Spannungszustand IV: $t \leq \xi \leq (h - t)$ (Abb. 11).

Aus Gl. (35) erhält man eine Beziehung zwischen ξ und ζ

$$(60) \quad (t - \zeta)^2 = 2 t (h - \xi - \zeta) \frac{\sigma_a}{\sigma_S}$$

Zur Berechnung von ζ und η dienen

$$(61) \quad \begin{cases} 4 t \eta \sigma_a = \sigma_S (t - \zeta)^2 \\ \eta = \frac{9 \sigma_S}{16 t \sigma_a} \left[(h - t) \left(\frac{\sigma_S}{\sigma_a} - 1 \right) + t - 2 y_m \right] \end{cases}$$

Die mittlere Durchbiegung y_m ist nach Gl. (9) zu bestimmen. Die weitere Rechnung sei hier nicht angeführt; man erhält schließlich

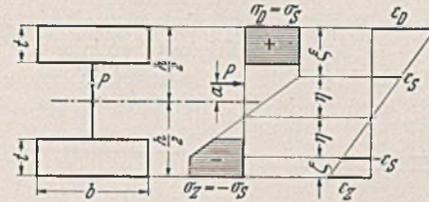


Abb. 11.

mit Hilfe der Gl. (36) und (37) für das kritische Schlankheitsverhältnis

$$(62) \quad \lambda^2 = \frac{2 \pi^2 E W^2}{3 \sigma_{Kr} h t F^2} \left[\frac{F}{2 W} \left[(h - t) \left(\frac{\sigma_S}{\sigma_{Kr}} - 1 \right) + t \right] - m \right]^3$$

Der Anwendungsbereich der vorstehenden Gleichung ist an die Grenzbedingungen $\zeta = 0$, $\xi = (h - t)$ und $\xi = t$ gebunden. Man erhält aus der ersten Forderung das zugeordnete Schlankheitsverhältnis aus Gl. (46). Die zweite Bedingung führt zur Grenzschlankheit nach Gl. (58). Aus der dritten Grenzbedingung $\xi = t$ folgt $2\eta + \zeta = (h - t)$ und die Grenzschlankheit aus

$$(63) \quad \lambda_g^2 = \frac{\pi^2 E F t^2}{24 \sigma_{Kr} J} \left[\frac{\sigma_K}{\sigma_S} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2 (h - 2 t) \sigma_S}{t \sigma_{Kr}}} \right] \right]^3$$

Verzerrungszustand C, Spannungszustand V: $0 \leq \xi \leq t$ (Abb. 12).

Aus der Gl. (35) ergibt sich wieder ζ als Funktion von ξ zu

$$(64) \quad \zeta = t \left(1 - \frac{\sigma_a}{\sigma_S} \right) - \sqrt{\left[\xi - t \left(1 + \frac{\sigma_a}{\sigma_S} \right) \right]^2 + 2 t (h - 2 t) \frac{\sigma_a}{\sigma_S}}$$

Die zur Berechnung von η und ξ erforderlichen Gl. (34) nehmen die Form an

$$(65) \quad \begin{cases} \eta = \frac{\xi^2 - \zeta^2 + 2 t (h - 2 \xi)}{4 t (\sigma_S - \sigma_a)} \sigma_S \\ y_m = \frac{[12 J - b \xi^2 (3 h - 2 \xi) - b \zeta^2 (3 h - 2 \zeta)] (\sigma_S - 1)}{6 b [\xi^2 - \zeta^2 + 2 t (h - 2 \xi)]} \end{cases}$$

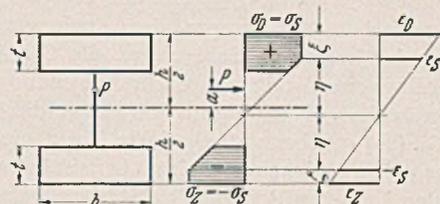


Abb. 12.

Zur Bestimmung der Breite des Fließgebietes ξ_{Kr} ist Gl. (36) heranzuziehen. Man erhält

$$(66) \quad \begin{cases} 2 t a (\xi + \zeta - 2 t) \frac{\sigma_{Kr}}{\sigma_S} = \xi (h - \xi) \left[\zeta - t \left(1 - \frac{\sigma_{Kr}}{\sigma_S} \right) \right] + \\ + \zeta (h - \zeta) \left[\xi - t \left(1 + \frac{\sigma_{Kr}}{\sigma_S} \right) \right] \end{cases}$$

Hierbei ist ζ aus Gl. (64) in die obige Gleichung einzuführen (Gleichung 6. Grades für ξ_{Kr}). Schließlich erhält man aus Gl. (37) die nachfolgende Bestimmungsgleichung für das der kritischen Axialspannung zugeordnete Schlankheitsverhältnis:

$$(67) \quad \begin{cases} \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Kr}} \left[1 - \frac{b}{12 J} \left[\xi_{Kr}^2 (3 h - 2 \xi_{Kr}) + \zeta_{Kr}^2 (3 h - 2 \zeta_{Kr}) \right] \right. \\ \left. + 6 a t (h - \xi_{Kr} - \zeta_{Kr}) \frac{\sigma_{Kr}}{\sigma_S} \right] \end{cases}$$

Eine einfachere Darstellungsweise ist in diesem Falle nicht möglich.

Die Rechnung ist so vorzunehmen, daß zu einem vorgegebenen Exzentrizitätsmaß m und einer angenommenen Axialspannung σ_{Kr} aus der Gl. (66) in Verbindung mit Gl. (65) die Breite des Fließgebietes ξ_{Kr} und schließlich aus Gl. (67) die Schlankheit λ bestimmt wird. Der Gültigkeitsbereich der Gl. (67) ist durch die Grenzbedingungen $\xi = t$ und $\zeta = 0$ gegeben. Diese beiden Forderungen führen zu den bereits bekannten Gl. (62) und (48).

Zur Veranschaulichung der Ergebnisse diene Abb. 13; dieses Schaubild zeigt zunächst die Knickspannungslinie für den Ideal-Stahl St_i 37 ($\sigma_s = 2,4 \text{ t/cm}^2$, $E = 2100 \text{ t/cm}^2$), welche aus der Eulerhyperbel und der Geraden $\sigma_K = \sigma_s$ gebildet wird. In Abb. 13 sind ferner für den Fall $t = h/8$ (vergleichsweise ist bei I-Normalprofilen $h = 13 \rightarrow 18 t$) die Gültigkeitsbereiche der untersuchten Spannungszustände I bis V durch die eingezeichneten Grenzkurven dargestellt und durch römische Ziffern bezeichnet. Die Form der

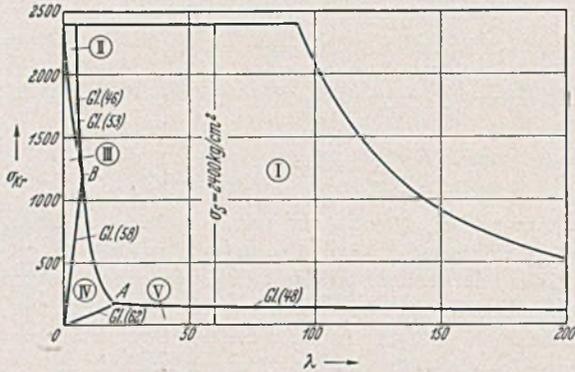


Abb. 13.

einzelnen Grenzkurven ist aus den beigefügten Gleichungsnummern ersichtlich, die Ordinaten der Punkte A und B entsprechen den durch die Gl. (49) und (54) gegebenen Spannungswerten. Man erkennt die Bedeutung der einzelnen Spannungszustände bei der vorliegenden Aufgabe: Der durch die Grenzkurven (46) und (48) und die Knickspannungslinie abgegrenzte, weitaus größte und wichtigste Bereich entspricht dem Gültigkeitsbereich des Spannungszustandes I; die Spannungszustände II, III und IV können im kritischen Gleichgewichtszustande nur bei extrem gedrunghenen Stäben ($\lambda < 20$) zur Ausbildung gelangen, der Spannungszustand V kommt nur für sehr kleine Axialspannungen, denen eine sehr große Außermittigkeit des Kraftangriffes entspricht (nahezu reine Biegung) in Betracht. Man findet demnach für alle praktisch in Frage kommenden Fälle ($\lambda > 30$, $m < 5$) mit den für den Spannungszustand I abgeleiteten Beziehungen das Auslangen. Dann ist zur Berechnung der kritischen Schlankheit die Gl. (44) heranzuziehen, die allerdings eine für die praktische Anwendung nicht recht geeignete Form besitzt. Nachfolgend soll daher diese Gleichung in die durch Gl. (16) gegebene allgemeinste Form, welche für die Auswertung besonders geeignet erscheint, übergeführt werden. Für den aus schmalen Lamellen bestehenden Streifenquerschnitt kann das Trägheitsmoment genau genug gleich

$$(68) \quad J \doteq \frac{1}{2} b h^2 t \left(1 - \frac{t}{h} \right)^2$$

gesetzt werden. Führt man zur Abkürzung

$$(69) \quad w = \frac{2 W m \sigma_{Kr}'}{F h (\sigma_s - \sigma_{Kr})} \doteq \left(1 - \frac{t}{h} \right)^2 \frac{m \sigma_{Kr}}{(\sigma_s - \sigma_{Kr})}$$

ein, so kann Gl. (44) nach Entwicklung der darin befindlichen Wurzel wie folgt angeschrieben werden:

$$(70) \quad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Kr}} \left\{ 1 - \frac{m \sigma_{Kr}}{(\sigma_s - \sigma_{Kr})} \left[1 - \frac{2 t w}{h (1 + w)} - \frac{8 t^2 w^2}{3 h^2 (1 + w)^3} - \dots \right] \right\}$$

Die in Gl. (70) enthaltene Reihe konvergiert sehr rasch, da $\frac{t}{h} < \frac{1}{2}$ und

$$(71) \quad w \leq w_{max} = \left(1 - \frac{t}{h} \right) < 1$$

ist; w_{max} ergibt sich aus Gl. (43) für $\xi_{Kr} = t$ (Grenze des An-

wendungsbereiches der Gl. 44 bzw. 70). Zu einer der praktisch begründeten Forderung nach einer möglichst einfachen aber doch verlässlichen Formel genügenden Annäherung gelangt man, wenn die kritische Schlankheit aus der nachstehenden Gleichung ermittelt wird.

(72)

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Kr}} \left\{ 1 - \frac{m \sigma_{Kr}}{(\sigma_s - \sigma_{Kr})} \left[1 - \frac{2 t w}{h (1 + w_{max})} \left(1 + \frac{4 t w_{max}}{3 h (1 + w_{max})^2} \right) \right] \right\}$$

Mit dieser vereinfachten Gleichung erhält man etwas zu kleine Werte für die kritische Schlankheit und daher auch für die kritische Spannung, d. h. man rechnet etwas zu ungünstig. Nach Einführung von w_{max} aus Gl. (71) ergibt sich schließlich:

$$(73) \quad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Kr}} \left\{ 1 - \frac{m \sigma_{Kr}}{(\sigma_s - \sigma_{Kr})} + \frac{t}{h} \left(1 - \frac{t}{h} \right) \left(\frac{m \sigma_{Kr}}{\sigma_s - \sigma_{Kr}} \right)^2 \right\}$$

Gl. (73) kann übrigens auch in der nachfolgenden bequemer Form angeschrieben werden:

$$(74) \quad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Kr}} \left\{ 1 - \frac{t m \sigma_{Kr}}{h (\sigma_s - \sigma_{Kr})} \right\} \left\{ 1 - \left(1 - \frac{t}{h} \right) \frac{m \sigma_{Kr}}{(\sigma_s - \sigma_{Kr})} \right\}$$

Aus der Grenzbedingung $\xi_{Kr} = t$ ergibt sich das Exzentrizitätsmaß aus Gl. (45) und das zugeordnete Schlankheitsverhältnis aus der Gl. (74) zu $\lambda_g = 0$ [dieser Wert tritt an Stelle der Gl. (46), so daß die Gl. (74) innerhalb $0 \leq \lambda \leq \infty$ Gültigkeit besitzt]. Die $\lambda = 0$ zugeordnete Axialspannung erhält man unmittelbar aus Gl. (74) zu

$$(75) \quad \sigma_0 = \frac{\sigma_s}{1 + \left(1 - \frac{t}{h} \right) m}$$

Die aus Gl. (75) berechnete Axialspannung σ_0 ist kleiner als der strenge Wert nach Gl. (59), doch ist der Unterschied besonders im Falle eines aus schmalen Lamellen zusammengesetzten Querschnittes praktisch unerheblich. Der Einfluß der Streifenbreite t ist in Abb. 14 veranschaulicht. Bei unveränderlichem Exzentrizitätsmaß $m = \text{konst.}$ erhält man aus Gl. (44) eine Beziehung zwischen λ und σ_{Kr} , die als sogenannte „m-Linie“ zeichnerisch dargestellt werden kann. Für $t = 0$ ergibt sich demnach aus Gl. (44) bzw. auch aus Gl. (74) die Linie der unteren Grenzspannungen σ_n (s. auch Gl. (17)), für $t = h/2$ folgen aus den Gl. (44) und (57) die für Stäbe mit Rechteckquerschnitt geltenden Zusammenhänge zwischen Schlankheit, Exzentrizitätsmaß und kritischer Axialspannung, die bereits in einem früheren Aufsätze abgeleitet wurden¹³, und man erhält dann die Spannungslinie $\sigma_{Kr}^{(R)}$. Für zwischen diesen Grenzen liegende Lamellenbreiten $0 \leq t \leq h/2$ verläuft demnach die Linie der kritischen Spannungen σ_{Kr} innerhalb des durch die vorgenannten m-Linien (Grenzlinien) abgegrenzten Bereiches. Die in Abb. 14 dargestellte Linie der kritischen Spannungen σ_{Kr} entspricht dem Verhältniswert $t/h = 1/8$ und $m = 1$; man erkennt aus ihrem Verlauf, daß die Spannungswerte σ_{Kr} insbesondere bei schlanken Stäben nicht wesentlich größer sind als die entsprechenden unteren Grenzwerte σ_n (bei dieser Axialspannung wird im meistbeanspruchten Mittelquerschnitt gerade die Stauchgrenze erreicht).

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die Gl. (74) eine für praktische Rechnungen geeignete Formel zur Bestimmung des einem vorgegebenen Exzentrizitätsmaß und einer bestimmten Axialspannung zugeordneten kritischen Schlankheitsverhältnisses darstellt. Hierbei sei ausdrücklich bemerkt, daß diese Gleichung etwas zu kleine Schlankheiten ergibt und für alle praktisch vorkommenden Fälle ($\lambda > 30$, $m < 5$) sogar auch für Stäbe mit Rechteckquerschnitt (obere Grenze $t = h/2$ brauchbare Werte ergibt;

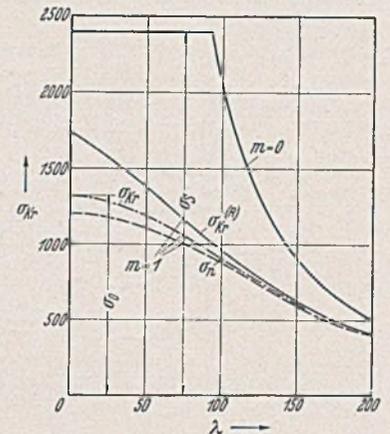


Abb. 14.

man erhält dann aus Gl. (74)

$$(76) \quad \lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{Kr}}} \left[1 - \frac{m \sigma_{Kr}}{2(\sigma_S - \sigma_{Kr})} \right].$$

Die aus der vorstehenden Gleichung ermittelten kritischen Spannungen bleiben innerhalb des angegebenen Bereiches um höchstens 5% unter den wahren Werten, so daß Gl. (76) unbedenklich für Stäbe mit Rechteckquerschnitt an Stelle der früher angegebenen zwei Formeln¹³ benützt werden darf.

III. Näherungsformeln für die technisch wichtigsten Querschnitte.

Die für den geometrisch verhältnismäßig einfachen Streifenquerschnitt durchgeführte Untersuchung erfordert einen durch die Mannigfaltigkeit der möglichen Spannungszustände bedingten, nicht unerheblichen Aufwand an Rechenarbeit (vergleichsweise sei angeführt, daß für den Rechteckquerschnitt nur zwei Spannungszustände in Betracht kommen). Die in Abschnitt II angegebene vollständige Lösung ist aber zur Beurteilung der Zusammenhänge notwendig, denn erst deren Kenntnis vermittelt die Möglichkeit einer weitgehenden Vereinfachung, welche zu der verlässlichen und leicht auswertbaren Gl. (74) führt. Für die im Stahlbau üblichen dünnwandigen Querschnittsformen ist jeweils eine gesonderte Untersuchung erforderlich, die sich ebenso umfangreich gestaltet wie beim Streifenquerschnitt, so daß von der Angabe der vollständigen Lösungen hier Abstand genommen werden muß. Nun kann aber andererseits aus dem vorangehenden Abschnitt ganz allgemein der Schluß gezogen werden (vgl. die Erläuterungen zu Abb. 14), daß der für $\lambda = 0$ leicht angebbare Spannungswert σ_0 ein geeignetes Maß zur Beurteilung des Einflusses der Querschnittsform bei der vorliegenden Aufgabe darstellt. Ist nämlich σ_0 bekannt, so können über den Verlauf der zugehörigen m -Linie $\sigma_{Kr} = f(\lambda)$ qualitativ bereits folgende Aussagen gemacht werden: 1. Die m -Linie schneidet die Ordinatenachse ($\lambda = 0$) im Abstände σ_0 vom Ursprung. — 2. Die Ordinaten σ_{Kr} der m -Linie sind immer größer als die zugehörigen Grenzspannungen σ_n [Gl. (17) bzw. (28)]. — 3. Mit zunehmender Schlankheit λ nähert sich die m -Linie immer mehr der Linie der unteren Grenzspannungen σ_n , d. h. der Einfluß der Querschnittsform klingt verhältnismäßig rasch ab und die Festigkeit außermittig gedrückter, sehr schlanker Stahlstäbe ($\lambda > 100$) ist beim Eintritt bleibender Formänderungen nahezu erschöpft ($\sigma_{Kr} \doteq \sigma_n$). — 4. Der Einfluß der Querschnittsform verringert sich mit abnehmendem Exzentrizitätsmaß $m \rightarrow 0$, da die Knickspannungslinie ($m = 0$) selbst von der Querschnittsform unabhängig ist. — Diese Eigenschaften vermitteln bereits wertvolle Erkenntnisse hinsichtlich des Einflusses der Querschnittsform auf die Festigkeit außermittig gedrückter Stahlstäbe¹⁷ und ihre Bedeutung wird vielleicht dadurch am besten gekennzeichnet, daß man mit ihrer Hilfe z. B. für I-Querschnitte die m -Linie sogar ohne weitere Rechnung (erforderlich ist nur die Kenntnis von σ_0) verhältnismäßig genau in das $\sigma_{Kr} - \lambda$ -Diagramm eintragen könnte, da diese Linie immer innerhalb des durch die Linien σ_n und $\sigma_{Kr}^{(R)}$ (Rechteckquerschnitt) abgegrenzten Bereiches verlaufen muß (s. Abb. 14)¹⁸.

¹⁷ Als besonders nutzbringend erweist sich hierbei die Bezugnahme auf die Grenzspannung σ_n , welche nur vom Exzentrizitätsmaß m abhängig, dagegen von der Querschnittsform selbst unabhängig ist. Bezieht man hingegen die Außermittigkeit des Kraftangriffes a z. B. auf den Trägheitshalbmesser, führt man also den Verhältniswert a/i als Maß für die Außermittigkeit des Kraftangriffes in die Rechnung ein, so ist die für das Erreichen der Fließgrenze maßgebende Axialspannung sowohl von a/i als auch von der Querschnittsform abhängig; die einem bestimmten Verhältniswert a/i zugeordneten kritischen Spannungen zeigen dann keine leicht erkennbare Gesetzmäßigkeit hinsichtlich des Einflusses der Querschnittsform. (Vgl. die Zusammenstellung der Ergebnisse des zeichnerischen Näherungsverfahrens von A. Eggen-schwyler, Die Knickfestigkeit von Stäben aus Baustahl. Schaffhausen: Selbstverlag 1935. II. Teil, Abb. 70.)

¹⁸ Mit dieser Schlußfolgerung befindet sich der von E. Chwalla (Stahlbau 8 (1935) S. 193) allerdings auf Grund einer unvollständigen Lösung (die Untersuchung wurde nur für die Laststufen $\sigma_{Kr} = 1,0$ und $1,9 \text{ t/cm}^2$ durchgeführt) gemachte Vorschlag, die Tragfähigkeit des Streifenquerschnittes bzw. des I-Querschnittes so zu bestimmen, daß an Stelle des vorhandenen Exzentrizitätsmaßes ein ideeller Wert $m_i =$

Der Spannungswert σ_0 spielt also bei der vorliegenden Aufgabe eine ganz bedeutende Rolle und soll daher nachfolgend für die im Stahlbau verwendeten „Grund-Querschnittsformen“ bestimmt werden.

Der I-Querschnitt.

Die Abmessungen sind aus Abb. 15 zu entnehmen. Die im Abstände a vom Schwerpunkt wirkende Axialkraft $P = F \sigma_0$ hat eine völlige Plastizierung des Querschnittes zur Folge; hierbei sind zwei Fälle zu unterscheiden: Die Nulllinie befindet sich im Flansch ($\xi \geq h - t$, Fall I) oder im Steg ($\xi \leq h - t$, Fall II). Es liegt demnach die obere Grenze des Verzerrungszustandes C (s. Abschn. I)

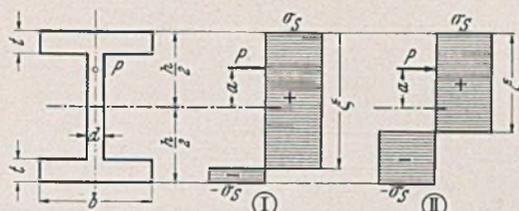


Abb. 15.

vor und man erhält zunächst aus Gl. (39) die Breite des Fließgebietes ξ am Biegedruckrand. Die Axialspannung σ_0 ist aus Gl. (40) zu bestimmen. Nachfolgend werden nur die Ergebnisse dieser Rechnungen angegeben.

Fall I: Bezeichnet man mit $F_S = d(h - 2t)$ die Stegfläche des Querschnitts, so erhält man innerhalb der Grenzen

$$(77) \quad \frac{F_S}{F} \leq \frac{\sigma_0}{\sigma_S} \leq 1$$

die Axialspannung in der Form

$$(78) \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_0 = \frac{2bW}{F^2} \left[\sqrt{m \left[m + \frac{F(bh - F)}{bW} \right] + \left(\frac{Fh}{2W} \right)^2} \right. \\ \left. - \left[m + \frac{F(bh - F)}{2bW} \right] \right] \sigma_S \end{array} \right.$$

Fall II: Innerhalb der Grenzen

$$(79) \quad 0 \leq \frac{\sigma_0}{\sigma_S} \leq \frac{F_S}{F}$$

ergibt sich die Axialspannung zu

$$(80) \quad \sigma_0 = \frac{2dW}{F^2} \left[\sqrt{m^2 + \frac{2SF^2}{dW^2} - m} \right] \sigma_S.$$

Darin bedeutet S das statische Moment der halben Querschnittsfläche bezüglich der Schwerachse.

Der T-Querschnitt.

Beim unsymmetrischen T-Querschnitt sind hinsichtlich der Lage des Angriffspunktes der Axialkraft $P = F \sigma_0$ zwei Fälle zu unterscheiden. Hier soll zunächst der Fall behandelt werden, daß

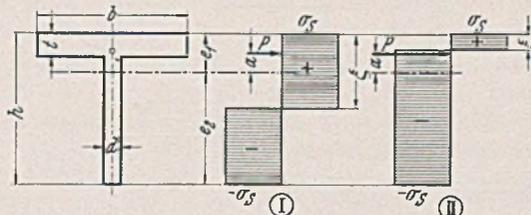


Abb. 16.

die Ausbiegung nach der Stegseite erfolgt. Bei völliger Plastizierung des Querschnittes sind dann die aus Abb. 16 ersichtlichen Spannungszustände I ($t \leq \xi \leq h$) und II ($0 \leq \xi \leq t$) möglich. Die Berechnung der Axialspannung σ_0 erfolgt wieder aus den Gl. (39) und (40).

Fall I: Bezeichnet man mit $F_S = d(h - t)$ die Stegfläche,

1,67 m bzw. $m_i = 1,43$ m in Rechnung gestellt und die Funktion $\sigma_{Kr} = f(\lambda)$ durch die entsprechende m_i -Linie des Rechteckquerschnittes ersetzt wird, im Widerspruch; diese m_i -Linie schneidet dann nämlich die dem wirklichen Exzentrizitätsmaß m entsprechende σ_0 -Linie, was nach den obigen Ausführungen nicht möglich ist.

mit $F_f = b t$ die Flanschfläche des Querschnittes und mit W_1 bzw. W_2 die Widerstandsmomente des Biegedruckrandes bzw. des Biegezugrandes ($W_1 > W_2$), so erhält man innerhalb der Grenzen

$$(81) \quad \frac{(F_f - F_s)}{F} \leq \frac{\sigma_0}{\sigma_s} \leq 1$$

die Axialspannung zu

$$(82) \quad \sigma_0 = \frac{2 d W_1}{F^2} \left\{ \sqrt{m \left[m + \frac{F(2 d e_2 - F)}{d W_1} \right] + \left(\frac{F e_2}{W_1} \right)^2} - \left[m + \frac{F(2 d e_2 - F)}{2 d W_1} \right] \right\} \sigma_s.$$

F a l l II: In diesem Falle liegt die Nulllinie im Flansch und innerhalb der Grenzen

$$(83) \quad 0 \leq \frac{\sigma_0}{\sigma_s} \leq \frac{(F_f - F_s)}{F}$$

ergibt sich die Axialspannung zu

$$(84) \quad \sigma_0 = \frac{2 b W_1}{F^2} \left\{ \sqrt{m \left[m - \frac{F(2 b e_1 - F)}{b W_1} \right] + \left(\frac{F e_1}{W_1} \right)^2} - \left[m - \frac{F(2 b e_1 - F)}{2 b W_1} \right] \right\} \sigma_s.$$

Hierbei bedeutet m das durch Gl. (12) definierte Exzentrizitätsmaß.

Der \perp -Querschnitt.

Hier wird der Fall behandelt, daß die Ausbiegung des Stabes nach der Flanschseite erfolgt. Da mit W_1 das Widerstandsmoment des Biegedruckrandes bezeichnet wurde, sei bemerkt, daß jetzt $W_1 < W_2$ ist. Das Exzentrizitätsmaß ist durch den in Gl. (12) angegebenen

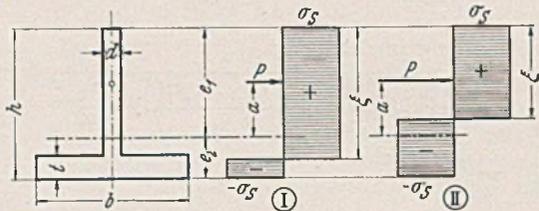


Abb. 17.

Wert bestimmt. Abb. 17 zeigt die bei völliger Plastizierung des Querschnittes möglichen Spannungszustände I [$(h - t) \leq \xi \leq h$] und II [$0 \leq \xi \leq (h - t)$], deren Untersuchung an Hand der Gl. (39) und (40) erfolgt.

F a l l I: Bedeutet F_s die Stegfläche und F_f die Flanschfläche des Querschnittes, so erhält man innerhalb des Gültigkeitsbereiches

$$(85) \quad \frac{(F_s - F_f)}{F} \leq \frac{\sigma_0}{\sigma_s} \leq 1$$

die Axialspannung aus der nachstehenden Gleichung

$$(86) \quad \left\{ \begin{aligned} \sigma_0 &= \frac{2 b W_1}{F^2} \left\{ \sqrt{m \left[m + \frac{F(2 b e_2 - F)}{b W_1} \right] + \left(\frac{F e_2}{W_1} \right)^2} \right. \\ &\quad \left. - \left[m + \frac{F(2 b e_2 - F)}{2 b W_1} \right] \right\} \sigma_s. \end{aligned} \right.$$

F a l l II: Liegt die Nulllinie im Steg, so ergibt sich innerhalb der Grenzen

$$(87) \quad 0 \leq \frac{\sigma_0}{\sigma_s} \leq \frac{(F_s - F_f)}{F}$$

die Axialspannung in der Form

$$(88) \quad \left\{ \begin{aligned} \sigma_0 &= \frac{2 d W_1}{F^2} \left\{ \sqrt{m \left[m - \frac{F(2 d e_1 - F)}{d W_1} \right] + \left(\frac{F e_1}{W_1} \right)^2} \right. \\ &\quad \left. - \left[m - \frac{F(2 d e_1 - F)}{2 d W_1} \right] \right\} \sigma_s. \end{aligned} \right.$$

Der $+$ -Querschnitt.

Abschließend sei hier noch der symmetrische Kreuzquerschnitt untersucht, bei dessen völliger Plastizierung die in Abb. 18 dargestellten Spannungszustände I [$\frac{1}{2}(h + t) \leq \xi \leq h$] und II

$\left[\frac{1}{2}(h - t) \leq \xi \leq \frac{1}{2}(h + t) \right]$ auftreten können. Die Rechnung nach Gl. (39) und (40) führt zu den nachfolgenden Ergebnissen.

F a l l I: Man erhält innerhalb der Grenzen

$$(89) \quad \frac{b t}{F} \leq \frac{\sigma_0}{\sigma_s} \leq 1$$

die Axialspannung zu

$$(90) \quad \left\{ \begin{aligned} \sigma_0 &= \frac{2 d W}{F^2} \left\{ \sqrt{m \left[m + \frac{F(dh - F)}{d W} \right] + \left(\frac{F h}{2 W} \right)^2} \right. \\ &\quad \left. - \left[m + \frac{F(dh - F)}{2 d W} \right] \right\} \sigma_s. \end{aligned} \right.$$

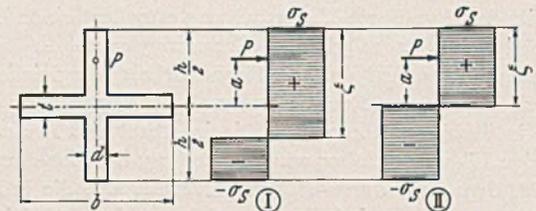


Abb. 18.

F a l l II: Innerhalb des Gültigkeitsbereiches

$$(91) \quad 0 \leq \frac{\sigma_0}{\sigma_s} \leq \frac{b t}{F}$$

errechnet sich die Axialspannung zu

$$(92) \quad \sigma_0 = \frac{2 b W}{F^2} \left\{ \sqrt{m^2 + \frac{2 S F^2}{b W^2}} - m \right\} \sigma_s.$$

Hierin bedeutet S das statische Moment der halben Querschnittsfläche bezüglich der Schwerachse.

Zu einer übersichtlichen Darstellung der vorstehend für $\lambda = 0$ entwickelten Zusammenhänge gelangt man, wenn der Verhältniswert $\frac{\sigma_0}{\sigma_{n,0}}$, der von der Stahlorte (σ_s) unabhängig ist, berechnet wird. Hierbei ist zunächst $\sigma_{n,0}$ aus Gl. (17) für $\lambda = 0$ zu bestimmen und man erhält

$$(93) \quad \sigma_{n,0} = \frac{\sigma_s}{(1 + m)}.$$

Dieser Spannungswert gilt unbeschränkt ($0 \leq m \leq \infty$) für Querschnitte mit $W_1 \geq W_2$, also für den Rechteck-, I-, \perp - und $+$ -Querschnitt, jedoch beschränkt, nämlich innerhalb des Bereiches

$$(94) \quad 0 \leq m \leq \frac{2 W_2}{(W_1 - W_2)},$$

auch für Querschnitte mit $W_1 > W_2$ (z. B. für den T-Querschnitt). Ist das Exzentrizitätsmaß größer als der durch Gl. (94) gegebene obere Wert, dann ist die Grenzspannung $\sigma_{n,0}$ aus Gl. (28) für $\lambda = 0$ zu bestimmen. Sie ergibt sich zu

$$(95) \quad \sigma_{n,0} = \frac{W_2 \sigma_s}{(m W_1 - W_2)}.$$

Abb. 19 zeigt die graphische Darstellung der Funktion $\frac{\sigma_0}{\sigma_{n,0}} = f(m)$ für verschiedene Querschnittsformen; hierbei gilt für den Rechteckquerschnitt nach der strengen Lösung

$$(96) \quad \sigma_{R,0} = \frac{\sigma_s}{3} \left(\sqrt{m^2 + 9} - m \right).$$

Aus Abb. 19 ist der Einfluß der Querschnittsform deutlich zu erkennen. Die kleinste Tragfähigkeit besitzen Stäbe mit I-Querschnitt — beim I P-Profil ist die kritische Spannung nur um höchstens 24% größer als die Grenzspannung $\sigma_{n,0}$ des elastischen Bereiches —, am günstigsten verhalten sich Stäbe mit $+$ -Querschnitt, deren Festigkeit bei $m = 3,5$ um rund 100% höher liegt als die Grenzlast des elastischen Bereiches. Die für T-Querschnitte (hochstegige Profile) gültige Linie setzt sich aus zwei Ästen zusammen und weist an deren Übergangsstelle gemäß Gl. (93) und (95) einen Knickpunkt auf.

Die abgeleiteten Spannungswerte σ_0 sind selbstverständlich mit den aus der strengen Lösung erhaltenen Werten identisch, da für $\lambda = 0$ die Form der Biegelinie keine Rolle spielt. Die strenge

analytische Lösung ($\lambda \neq 0$) für die hier angeführten Querschnittsformen gestaltet sich sehr schwierig. Die Untersuchung unter Zugrundelegung der Sinushalbwellen als Biegelinie ergibt aber, wie schon der Vergleich im Falle des Rechteckquerschnittes zeigt¹³, derart kleine und praktisch unbedeutende Abweichungen gegenüber den Ergebnissen der strengen Rechnung¹⁰, daß sich deren Durchführung erübrigt. Aber auch dieses vereinfachte Berechnungsverfahren erfordert infolge der Mannigfaltigkeit der möglichen Spannungszustände umfangreiche Rechnungen und man erhält dann für jede Querschnittsform als Endergebnis ein Schaubild der kritischen Spannungen $\sigma_{Kr} = f(m, \lambda)$. Bei der Bemessung außermittig gedrückter Stahlstäbe nach ihrer statischen Tragfähigkeit müßte demnach für jede Querschnittsform ein besonderes Diagramm bzw. eine besondere Zahlentafel verwendet werden.

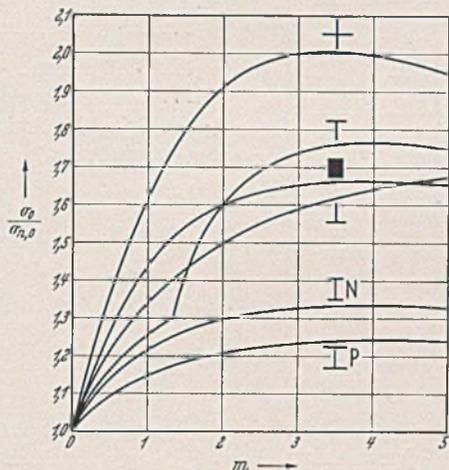


Abb. 19.

Eine weitere Vereinfachung der Ergebnisse im Sinne einer einheitlichen analytischen Darstellung erscheint daher wünschenswert; eine derartige Näherungsrechnung besitzt um so mehr Berechtigung, als die im Stahlbau verwendeten Querschnittsformen keineswegs immer von der einfachen Art der hier besprochenen sind und die berechneten Spannungen Höchstwerte darstellen, welche nur dann erreicht werden können, wenn kein seitliches Ausweichen eintritt.

In diesem Sinne versucht E. Chwalla (Stahlbau 8 (1935) S. 193) die für die einzelnen Querschnittsformen verschiedenen Lösungen durch Einführung eines „ideellen“ Exzentrizitätsmaßes¹⁹ $m_1 \geq m$ auf eine gemeinsame Lösung zurückzuführen und wählt die Rechteckform als Bezugsquerschnitt; hiermit bliebe die Bemessung für sämtliche Querschnittsformen auf die Benutzung des für Stäbe mit Rechteckquerschnitt geltenden Diagrammes der kritischen Spannungen beschränkt²⁰. Dieses Näherungsverfahren liefert zwar für Stäbe mit I- und +-Querschnitt brauchbare Ergebnisse, jedoch für Stäbe mit I-Querschnitt (insbesondere bei schlanken Stäben, vgl. die Ausführungen in¹⁸) grundsätzlich zu kleine, für Stäbe mit T-Querschnitt aber grundsätzlich zu große Werte für die kritische Spannung, und erfüllt demnach keineswegs die an eine allgemein brauchbare Näherungslösung gestellten Anforderungen.

Im Gegensatz dazu soll nun gezeigt werden, daß man zu einer befriedigenden für sämtliche Querschnittsformen einheitlichen Näherungsformel gelangen kann. Die allgemeinste Form der Näherungslösung ist nämlich durch die Gl. (16) bzw. (27) bereits festge-

¹⁹ Der Begriff des „ideellen“ Exzentrizitätsmaßes wurde übrigens erstmalig in einer Arbeit des Verfassers¹³ bei der Anwendung der für den Rechteckquerschnitt entwickelten Formeln auf Stäbe aus Baustahl verwendet.

²⁰ Es sei festgestellt, daß die kritische Spannung bzw. auch deren Verhältnis zur Knickspannung von der Stahlsorte in nicht unerheblichem Maße abhängig ist, so daß die für ein bestimmtes Formänderungsgesetz gefundenen Ergebnisse keineswegs auf andere Stahlsorten übertragen werden dürfen; die Abweichungen im Quotienten $\frac{\sigma_K}{\sigma_{Kr}}$ können dann, wie vom Verfasser gezeigt wurde¹³, bis zu 25% des wahren Wertes betragen (Vergleich zwischen St 37 und St 52).

legt; im besonderen Falle handelt es sich daher nur mehr um die Größe der Festwerte $c_1, c_2 \dots$ und um die Frage, wieviele Glieder der Reihe zu einer verlässlichen Angabe des kritischen Schlankheitsverhältnisses ausreichen. Da die angestrebte Näherungsformel möglichst einfach und dabei doch für alle Querschnittsformen anwendbar sein soll, eignet sich hierfür in ganz besonderem Maße die für den Streifenquerschnitt entwickelte Gl. (74). Man kann diese Gleichung in der Form

$$\text{Formel (I)} \quad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Kr}} \left[1 - \mu_1 \frac{m \sigma_{Kr}}{(\sigma_S - \sigma_{Kr})} \right] \left[1 - \mu_2 \frac{m \sigma_{Kr}}{(\sigma_S - \sigma_{Kr})} \right]$$

darstellen. Nimmt man $\mu_1 > \mu_2$ an, dann erhält man aus Formel (I) für $\lambda = 0$ die „Nullspannung“ zu

$$(97) \quad \sigma_0 = \frac{\sigma_S}{(1 + \mu_1 m)}$$

Liegt die Linie der kritischen Spannungen immer innerhalb des durch die Linie der Grenzspannungen σ_n und der zugehörigen m-Linie des Rechteckquerschnittes abgegrenzten Bereiches (dies ist z. B. für den I-Querschnitt der Fall), dann gilt $\mu_1 + \mu_2 = 1$. Mit $\mu_1 = 1, \mu_2 = 0$ erhält man aus Formel (I) die für die Grenzspannung σ_n geltende Gl. (17), für $\mu_1 = \mu_2 = \frac{1}{2}$ ergibt sich die für Stäbe mit Rechteckquerschnitt anzuwendende Gl. (76). Die Formel (I) kann aber näherungsweise auch dann verwendet werden, wenn die Linie der kritischen Spannungen stets oberhalb der zugehörigen m-Linie des Rechteckquerschnittes verläuft (dies trifft z. B. für den +-Querschnitt zu), also für den Fall $\mu_1 + \mu_2 > 1$. Bei geeigneter Wahl der Beiwerte μ_1 und μ_2 kann (I) allgemein verwendet werden, und zwar unbeschränkt für alle Querschnittsformen, bei welchen $W_1 \leq W_2$ ist, d. h. für den I-, I-, +- und Rechteckquerschnitt, ferner beschränkt, innerhalb des Gültigkeitsbereiches

$$(98) \quad \frac{(W_1 - W_2)}{(W_1 + W_2)} \leq \frac{\sigma_{Kr}}{\sigma_S} \leq 1$$

auch für Querschnittsformen, bei welchen $W_1 > W_2$ ist, also z. B. für den T-Querschnitt. Mit zunehmender Belastung wird nämlich in letzterem Falle innerhalb des Spannungsbereiches

$$(99) \quad 0 \leq \frac{\sigma_{Kr}}{\sigma_S} \leq \frac{(W_1 - W_2)}{(W_1 + W_2)}$$

zunächst am Biegezugrand die Streckgrenze erreicht und die zugehörige Axialspannung σ_n ist dann aus Gl. (28) zu berechnen. Dann ist die Lösung durch Gl. (27) gegeben, deren Vereinfachung jedoch nicht mehr willkürlich erfolgen darf, sondern zwangsläufig aus der Bedingung folgt, daß die zu entwickelnde Formel (II) an der oberen Grenze [Gl. (99)] dieselbe Schlankheit ergibt wie die Formel (I) (Übergangsbedingung); man erhält

$$\text{Formel (II)} \quad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Kr}} \left[1 - \mu_1 \frac{W_1 m \sigma_{Kr}}{W_2 (\sigma_S + \sigma_{Kr})} \right] \left[1 - \mu_2 \frac{W_1 m \sigma_{Kr}}{W (\sigma_S + \sigma_{Kr})} \right]$$

Mit $\mu_1 = 1, \mu_2 = 0$ erhält man aus (II) die für die „Grenzspannung“ σ_n geltende Gl. (28). Für $\lambda = 0$ folgt aus Formel (II) die „Nullspannung“

$$(100) \quad \sigma_0 = \frac{W_2 \sigma_S}{(\mu_1 m W_1 - W_2)}$$

Die Formeln (I) und (II) stellen die vom praktischen Standpunkt aus wünschenswerte einheitliche Lösung des Festigkeitsproblems außermittig gedrückter Stahlstäbe dar, wobei der Einfluß der Querschnittsform durch die Beiwerte μ_1 und μ_2 zur Geltung kommt. Bei der Wahl dieser Beiwerte ist anzustreben, daß (I) und (II) eher zu kleine als zu große Werte für die kritische Spannung ergeben. Die zur Berechnung erforderlichen Unterlagen sind in Zahlentafel I zusammengestellt. Bei der Anwendung der Formel (I) bzw. (II) innerhalb des praktisch in Frage kommenden Bereiches $\lambda > 30, m < 5$ bleiben die Abweichungen auch im ungünstigsten Falle (+-Querschnitt) unter 8% des wahren Wertes und sind demnach im Hinblick auf die von allen Rechnungen der technischen Festigkeitslehre zu erwartende Übereinstimmung mit der Wirklichkeit bedeutungslos. Die beste Annäherung ergibt sich bei Stäben mit I- und T-Querschnitt, die größten Abweichungen erhält man für

Zahlentafel I.

Querschnittsform	Formel für die kritische Schlankheit	Gültigkeitsbereich	Beiwerte		Anmerkung
			μ_1	μ_2	
	$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Kr}} \left[1 - \mu_1 \frac{m \sigma_{Kr}}{(\sigma_S - \sigma_{Kr})} \right] \left[1 - \mu_2 \frac{m \sigma_{Kr}}{(\sigma_S - \sigma_{Kr})} \right]$	unbeschränkt $0 \leq \sigma_{Kr} \leq \sigma_S$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$	Es bedeutet: L... Stablänge F... Querschnittsfläche $W_{1,2}$... Widerstandsmoment des Biegedruck- bzw. des Biegezugrandes i... Trägheitshalbmesser $\lambda = \frac{L}{i}$... Schlankheit a... Exzentrizität $m = \frac{aF}{W_1}$... Exzentrizitätsmaß σ_S ... Fließgrenze E... Elastizitätsmodul σ_{Kr} ... Kritische Axialspannung $P_{Kr} = F \sigma_{Kr}$... Tragkraft
			$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$	
			$\frac{2}{5}$	$\frac{2}{5}$	
			$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{3}$	
			$\frac{3}{3}$	$\frac{1}{3}$	
			$\frac{3}{4}$	$\frac{1}{4}$	
$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Kr}} \left[1 - \mu_1 \frac{W_1 m \sigma_{Kr}}{W_2 (\sigma_S + \sigma_{Kr})} \right] \left[1 - \mu_2 \frac{W_1 m \sigma_{Kr}}{W_2 (\sigma_S + \sigma_{Kr})} \right]$	$\frac{\sigma_{Kr}}{\sigma_S} \geq \frac{(W_1 - W_2)}{(W_1 + W_2)}$ $\frac{\sigma_{Kr}}{\sigma_S} \leq \frac{(W_1 - W_2)}{(W_1 + W_2)}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{3}$		

gedrungene Stäbe mit +-Querschnitt, doch bleiben auch in diesem Falle die Spannungen unter den wahren Werten, d. h. man rechnet zu ungünstig.

Um der mancherorts verbreiteten aber irrümlichen Meinung, die statische Festigkeit außermittig gedrückter Stahlstäbe sei ganz allgemein von der Querschnittsform nahezu un-

steigt. Für $m = \infty$ (Fall der reinen Biegung) erhält man $\Psi_\infty \doteq 2,0$ (hochstegige T-Querschnitte) bzw. $\Psi_\infty = 3,3$ (breitfüßige T-Querschnitte). Würde man demnach den T-Querschnitt durch den Rechteckquerschnitt ersetzen (Vorschlag Chwa11a), so erhielte man innerhalb des betrachteten Bereiches $m \leq 5$ Spannungen, welche im ungünstigsten Falle um 80% bzw. um 190% größer sind als die wahren Werte.

Zur ziffernmäßigen Beurteilung der hier entwickelten Näherungsrechnung dienen die Zahlentafeln II und III. Zahlentafel II enthält die kritische Spannung in Abhängigkeit von m und λ nach Formel (I) mit $\mu_1 = \frac{2}{3}$, $\mu_2 = \frac{1}{3}$ und unter der Annahme eines Idealstahles St_i 37 ($\sigma_S = 2,4 \text{ t/cm}^2$ und $E = 2100 \text{ t/cm}^2$). Die Tafelwerte sind unbeschränkt gültig für Stäbe mit I-Querschnitt, können aber auch innerhalb des Bereiches $\sigma_{Kr} \geq \frac{(W_1 - W_2)}{(W_1 + W_2)} \sigma_S$ für Stäbe mit T-Querschnitt verwendet werden.

Zahlentafel III zeigt eine Darstellung der kritischen Spannung nach Formel (I) mit $\mu_1 = \mu_2 = \frac{1}{2}$ und für St_i 37. Diese Zahlentafel dient zur Berechnung der statischen Festigkeit außermittig gedrückter Stäbe mit L-Querschnitt, kann aber auch für Stäbe mit +-Querschnitt verwendet werden, wenn man gemäß Zahlentafel I statt des vorhandenen Exzentrizitätsmaßes den ideellen Wert 0,8m (man erhält dann nämlich $\mu_1 = \mu_2 = \frac{2}{3}$, s. Zahlentafel I) in Rechnung stellt. Schließlich können die Spannungswerte der Zahlentafel III mit guter Näherung auch für Stäbe mit Rechteckquerschnitt verwendet werden, wie ein Vergleich mit den in einem früheren Aufsatz des Verfassers angegebenen genaueren Zahlenwerten zeigt¹³. Die kritische Spannung ist in den Zahlentafeln II und III bis auf 10 kg/cm² genau angegeben, was für praktische Zwecke genügt. Der Vergleich zwischen den Spannungswerten der Zahlentafeln II und III bestätigt die Schlussfolgerungen bezüglich des Einflusses der Querschnittsform: Stäbe mit geringer Außermittigkeit ($m < 0,25$) und sehr schlanke Stäbe ($\lambda > 100$) besitzen bei verschiedener Querschnittsform aber gleichem Exzentrizitätsmaß m nahezu die gleiche kritische Axialspannung, die in den angeführten Fällen außerdem nur wenig größer ist als die Grenzspannung σ_n des elastischen Bereiches.

Mit abnehmender Exzentrizität des Kraftangriffes ($m \rightarrow 0$) geht die Linie der kritischen Spannungen $\sigma_{Kr} = f(\lambda, m)$ schließlich in die aus der Eulerhyperbel und der Geraden $\sigma_{Kr} = \sigma_S$ gebildeten Knickspannungslinie über (Abb. 7). Nun ist aber zu bedenken,

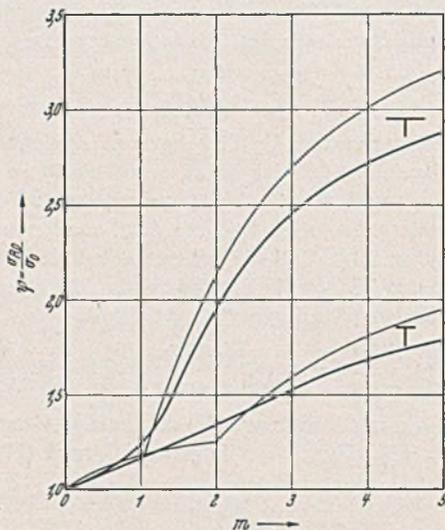


Abb. 20.

abhängig, zu begegnen, sei in Abb. 20 für $\lambda = 0$ die Festigkeit von Stäben mit T-Querschnitt der entsprechenden (gleiches Exzentrizitätsmaß m) Tragfähigkeit von Stäben mit Rechteckquerschnitt gegenübergestellt. Abb. 20 zeigt $\Psi = \frac{\sigma_{R,0}}{\sigma_0}$ in Abhängigkeit vom Exzentrizitätsmaß für die beiden Fälle des hochstegigen ($b = h$) und des breitfüßigen ($b = 2h$) T-Querschnittes (Flansch- und Stegstärke = 0,1h). Die stark gezeichneten Linien entsprechen der strengen Lösung (σ_0 aus Gl. (82) und (84), $\sigma_{R,0}$ aus Gl. (96)), die dünn gezeichneten Linien stellen das Ergebnis der Näherungsrechnung (σ_0 aus Gl. (97) und (100) mit $\mu_1 = \frac{2}{3}$, $\mu_2 = \frac{1}{3}$) dar; der Vergleich ergibt eine befriedigende Übereinstimmung. Man erkennt, daß die Spannungswerte σ_0 stets kleiner sind als die für den Rechteckquerschnitt geltenden Werte $\sigma_{R,0}$ und der Verhältniswert Ψ mit zunehmendem Exzentrizitätsmaß sehr rasch an-

daß die verlässliche Feststellung sehr kleiner Exzentrizitäten und Stabkrümmungen schwer durchführbar ist und daher der Idealfall des mittig gedrückten, geraden Stabes praktisch kaum zu verwirklichen ist. Da nun aber eine sehr kleine, kaum meßbare Außermittigkeit des Kraftangriffes oder Stabkrümmung bei mittel-schlanken Stäben ($80 < \lambda < 110$) eine nicht unerhebliche Herab-

setzung der Festigkeit bewirkt, erscheint es gerechtfertigt bei jedem „theoretisch“ auf mittigen Druck beanspruchten Stab eine sogenannte „unvermeidliche“ Exzentrizität des Kraftangriffes in Rechnung zu stellen²¹. Nimmt man hierfür den gewiß nicht hoch eingeschätzten Wert von 1/100 der Kernweite an, so kann zur weiteren Rechnung, da bei dem kleinen Exzentrizitätsmaß $m_0 = 0,01$ die Querschnittsform praktisch keine Rolle spielt, Gl. (17) herangezogen werden. Die diesem „unvermeidlichen“ Exzentrizitätsmaß entsprechende kritische Spannung wäre dann als die praktisch erreichbare Knickspannung zu bezeichnen. Die zugehörige Knick-schlankheit ergibt sich aus

Zahlentafel II. Kritische Axialspannung σ_{Kr} (t/cm²) außermittig gedrückter Stäbe mit I-Querschnitt aus St₁37

(nach Formel I mit $\mu_1 = \frac{2}{3}$, $\mu_2 = \frac{1}{3}$, $\sigma_S = 2,4$ t/cm², $E = 2100$ t/cm²).

$\lambda \setminus m$	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	2,25	2,06	1,80	1,60	1,44	1,31	1,20	1,11	1,03	0,90	0,80	0,72	0,65	0,55
20	2,24	2,03	1,77	1,57	1,40	1,28	1,17	1,08	1,00	0,88	0,78	0,70	0,64	0,54
30	2,22	2,00	1,73	1,53	1,37	1,25	1,14	1,05	0,98	0,86	0,76	0,69	0,63	0,53
40	2,20	1,96	1,68	1,48	1,33	1,20	1,10	1,02	0,95	0,83	0,74	0,68	0,61	0,52
50	2,16	1,91	1,62	1,42	1,27	1,15	1,06	0,98	0,91	0,80	0,71	0,65	0,59	0,51
60	2,12	1,84	1,55	1,36	1,21	1,10	1,01	0,93	0,87	0,77	0,68	0,63	0,57	0,49
70	2,05	1,76	1,47	1,28	1,15	1,04	0,96	0,89	0,83	0,73	0,65	0,60	0,55	0,47
80	1,96	1,66	1,38	1,20	1,08	0,98	0,90	0,84	0,78	0,69	0,62	0,57	0,52	0,45
90	1,82	1,54	1,28	1,12	1,01	0,92	0,85	0,79	0,73	0,65	0,59	0,54	0,50	0,43
100	1,65	1,40	1,18	1,04	0,94	0,86	0,79	0,74	0,69	0,62	0,56	0,51	0,47	0,41
110	1,46	1,27	1,08	0,95	0,87	0,80	0,73	0,69	0,65	0,58	0,53	0,49	0,45	0,39
120	1,28	1,13	0,98	0,88	0,80	0,74	0,69	0,64	0,61	0,55	0,50	0,46	0,43	0,37
130	1,13	1,02	0,89	0,80	0,74	0,69	0,64	0,60	0,57	0,51	0,47	0,43	0,41	0,36
140	0,99	0,91	0,80	0,74	0,68	0,64	0,59	0,56	0,53	0,48	0,44	0,41	0,39	0,34
150	0,87	0,81	0,73	0,68	0,63	0,59	0,55	0,52	0,50	0,45	0,42	0,39	0,37	0,32
160	0,78	0,73	0,66	0,62	0,58	0,54	0,51	0,49	0,47	0,43	0,40	0,37	0,35	0,31
170	0,69	0,65	0,60	0,57	0,53	0,50	0,47	0,45	0,44	0,40	0,38	0,35	0,33	0,29
180	0,62	0,59	0,55	0,52	0,49	0,47	0,44	0,42	0,41	0,38	0,36	0,33	0,31	0,28
190	0,56	0,53	0,50	0,48	0,45	0,43	0,41	0,39	0,38	0,36	0,34	0,32	0,30	0,27
200	0,51	0,48	0,46	0,44	0,42	0,40	0,38	0,37	0,36	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26

Zahlentafel III. Kritische Axialspannung σ_{Kr} (t/cm²) außermittig gedrückter Stäbe mit Rechteck- und L-Querschnitt aus St₁37

(nach Formel I mit $\mu_1 = \mu_2 = \frac{1}{2}$, $\sigma_S = 2,4$ t/cm², $E = 2100$ t/cm²).

$\lambda \setminus m$	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	2,28	2,13	1,92	1,75	1,60	1,48	1,37	1,28	1,20	1,07	0,96	0,87	0,80	0,69
20	2,26	2,07	1,83	1,65	1,50	1,38	1,27	1,18	1,11	0,98	0,88	0,80	0,73	0,63
30	2,24	2,04	1,78	1,59	1,44	1,32	1,22	1,13	1,06	0,94	0,84	0,76	0,70	0,60
40	2,21	1,99	1,72	1,53	1,38	1,26	1,16	1,08	1,01	0,89	0,80	0,73	0,67	0,58
50	2,18	1,93	1,65	1,46	1,31	1,20	1,10	1,02	0,96	0,85	0,76	0,69	0,64	0,55
60	2,13	1,85	1,57	1,38	1,24	1,13	1,04	0,97	0,90	0,80	0,72	0,66	0,61	0,52
70	2,06	1,77	1,49	1,31	1,17	1,07	0,98	0,91	0,85	0,76	0,68	0,62	0,58	0,50
80	1,96	1,66	1,39	1,22	1,10	1,00	0,92	0,86	0,80	0,71	0,65	0,59	0,55	0,47
90	1,82	1,54	1,30	1,14	1,02	0,93	0,86	0,80	0,75	0,67	0,61	0,56	0,52	0,45
100	1,65	1,40	1,20	1,05	0,95	0,87	0,80	0,75	0,70	0,63	0,58	0,53	0,49	0,43
110	1,46	1,27	1,10	0,96	0,87	0,80	0,75	0,70	0,66	0,59	0,54	0,50	0,46	0,41
120	1,28	1,13	0,99	0,88	0,80	0,74	0,70	0,65	0,61	0,56	0,51	0,47	0,44	0,39
130	1,13	1,02	0,90	0,81	0,74	0,69	0,65	0,60	0,57	0,52	0,48	0,44	0,41	0,37
140	0,99	0,91	0,81	0,74	0,68	0,64	0,60	0,56	0,53	0,49	0,45	0,41	0,39	0,35
150	0,87	0,81	0,73	0,68	0,63	0,59	0,55	0,52	0,50	0,46	0,42	0,39	0,37	0,33
160	0,78	0,73	0,66	0,62	0,58	0,55	0,51	0,49	0,47	0,43	0,40	0,37	0,35	0,31
170	0,69	0,65	0,60	0,57	0,53	0,51	0,47	0,45	0,44	0,40	0,38	0,35	0,33	0,29
180	0,62	0,59	0,55	0,52	0,49	0,47	0,44	0,42	0,41	0,38	0,36	0,33	0,31	0,28
190	0,56	0,53	0,50	0,48	0,45	0,43	0,41	0,39	0,38	0,36	0,34	0,32	0,30	0,27
200	0,51	0,48	0,46	0,44	0,42	0,40	0,38	0,37	0,36	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26

$$(101) \lambda_K^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_K} \left[1 - \frac{0,01 \sigma_K}{(\sigma_S - \sigma_K)} \right]$$

Diese Beziehung ergibt eine Gleichung 2. Grades für σ_K , so daß auch die Knickspannung explizit angegeben werden kann, doch ist die explizite Darstellung der Schlankheit für Zwecke der Querschnittsbemessung vorzuziehen. $\sigma_K = f(\lambda)$ nach Gl. (101) entspricht grundsätzlich der für die derzeit gebräuchlichen Stahlsorten verwendeten Knickspannungslinie: Für gedrungene Stäbe ($\lambda < 50$) ist die Knickspannung nur unwesentlich kleiner als die Fließgrenze, für sehr schlanke Stäbe ($\lambda > 120$) ist der Klammerausdruck in Gl. (101) nahezu Eins und die Knickspannung daher nahezu gleich der Euler-Spannung. Als besonderer Vorteil wäre anzuführen, daß Gl. (101) unbeschränkt gilt, daß also die übliche Unterteilung in „Knickung im elastischen Bereich und unelastischen Bereich“ wegfällt.

Den vorstehenden Gedankengängen folgend ist dann bei endlicher Außermittigkeit des Kraftangriffes an Stelle des wirklichen Exzentrizitätsmaßes ein „ideeller“ Wert

$$(102) m_i = m + m_0 = m + 0,01$$

in den Formeln (I) und (II) in Rechnung zu stellen; es entspricht dann m_0 einem bei der Einschätzung von m begangenen Fehler, dessen Einfluß auf die Größe der kritischen Spannung sinngemäß mit zunehmendem m rasch abnimmt (schon bei $m = 1$ beträgt der relative Fehler nur mehr 1%) und daher für größere Exzentrizitäten

²¹ Daß eine kleine Außermittigkeit auch bei peinlichst genauer Versuchsanordnung kaum zu vermeiden ist, zeigen die Knickversuche des Deutschen Stahlbauverbandes¹².

zitätsmaße unberücksichtigt bleiben kann. Man kann übrigens m_0 auch aus der für eine bestimmte Stahlsorte experimentell gefundenen oder auch vorgeschriebenen Knickspannungslinie berechnen¹⁴. Nach dieser Ergänzung können die abgeleiteten Formeln auch zur Berechnung der Festigkeit außermittig gedrückter Stäbe aus Bau-stahl verwendet werden, da der Verfestigungsbereich in allen prak-tisch vorkommenden Fällen ($\lambda > 30$) gar nicht zur Auswirkung ge-langt¹³. Eine praktische Überprüfung der Formeln (I) und (II) kann an Hand der kürzlich bekannt gewordenen Versuchsergeb-nisse von Grüning (Stahlbau 9, 1936, S. 17) erfolgen und ergibt eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Rechnung und Ver-such. Die Anwendung des Verfahrens soll nachfolgend gezeigt werden.

Zahlenbeispiel: Es ist die statische Festigkeit eines außermittig gedrückten Stabes aus Flußstahl St 37 zu berechnen, wenn gegeben ist: $L = 2l = 5 \text{ m}$, $a = 2 \text{ cm}$, Querschnitt I-P-Stahl Nr. 30.

Es liegt der Belastungsfall nach Zahlentafel I, Spalte 5 vor. Zur Berechnung ist also Formel (I) zu verwenden, wobei m durch m_1 nach Gl. (102) zu ersetzen und $\mu_1 = \frac{3}{4}$, $\mu_2 = \frac{1}{4}$ zu wählen ist. Man berechnet zuerst $m = \frac{aF}{W_x} = 0,18$, daher gilt $m_1 = 0,19$ und $\lambda = \frac{l}{i_x} = 38,8$. Da λ und m_1 bekannt sind, kann aus Formel (I) σ_{Kr} ermittelt werden; diese Gleichung 3. Grades wird probeweise auf-gelöst. Die größtmögliche Axialspannung ergibt sich für $\lambda = 0$ und daher aus Gl. (97) zu

$$\max \sigma_{Kr} = \sigma_0 = \frac{2,40}{1 + 0,75 \cdot 0,19} = 2,10 \text{ t/cm}^2.$$

Die gesuchte kritische Spannung ist sicher kleiner, jedoch nicht wesentlich kleiner als dieser Wert.

1. **Annahme:** $\sigma'_{Kr} = 2,0 \text{ t/cm}^2$. Man erhält aus Formel (I) $\lambda' = 47,7 > \lambda$, also einen zu großen Wert. Die gesuchte kritische Spannung liegt also zwischen $2,0$ und $2,1 \text{ t/cm}^2$; es empfiehlt sich als nächste Annahme der Mittelwert.

2. **Annahme:** $\sigma''_{Kr} = 2,05 \text{ t/cm}^2$. Man erhält dann $\lambda'' = 34,9 < \lambda$, also einen zu kleinen Wert. Wird zwischen den berech-neten Schlankheiten geradlinig eingeschaltet, dann ergibt sich für die gegebene Schlankheit die Axialspannung $\sigma_{Kr} = 2,035 \text{ t/cm}^2$. Diesem Spannungswert entspricht nach Formel (I) $\lambda = 39,2$, was mit dem vorgegebenen Wert (38,8) genügend genau übereinstimmt.

Die **Tragkraft** des Stabes beträgt somit $P_{kr} = F \sigma_{Kr} = 314 \text{ t}$. Die **Knickfestigkeit** desselben Stabes berechnet sich nach Gl. (101) zu $P_k = 381 \text{ t}$; zufolge der außermittig wirken-den Axialkraft ergibt sich eine 14 proz. Abminderung in der Festig-keit (für Knickung quer zum Steg beträgt die Tragfähigkeit nach Gl. (101) $P'_k = 362 \text{ t}$).

IV. Bemessungsverfahren für Stäbe beliebiger Querschnittsform.

Bei der Festlegung von Richtlinien für die Quer-schnittsbemessung außermittig gedrückter Stahlstäbe wären die nachfolgenden Grundsätze zu beachten:

1. Für den Grenzfall des mittig gedrückten Stabes muß der in üblicher Weise geforderte Nachweis einer bestimmten Knick-sicherheit ν_K erbracht werden.

2. Die Nutzlast eines außermittig gedrückten Stabes ist daher sinngemäß so zu wählen, daß gegen Erreichen des kritischen Gleich-gewichtszustandes eine bestimmte Sicherheit ν , die nach 1. minde-stens gleich der Knicksicherheitszahl gesetzt werden muß ($\nu \geq \nu_K$), vorhanden ist.

3. Die derzeit bei auf Biegung beanspruchten, statisch be-stimmt gelagerten Stäben übliche Bemessungsregel ist schon mit Rücksicht auf unzulässig große Formänderungen einzuhalten, d. h. die unter der Nutzlast auftretende größte Randspannung darf die zulässige Inanspruchnahme nicht überschreiten.

4. Im Hinblick auf wiederholte Belastung und Entlastung ist der Nachweis einer bestimmten Sicherheit gegen den Eintritt bleibender Formänderungen anzustreben.

Bezeichnet man die unter der Nutzlast N auftretende Span-nung mit σ_m , so gilt nach 2

$$(103) \quad \sigma_m = \frac{N}{F} = \frac{\sigma_{Kr}}{\nu}.$$

Die größte Beanspruchung des außermittig gedrückten Stabes tritt im Mittelquerschnitt ($x = l$, Abb. 2) auf. Setzt man der Be-dingung 3 gemäß die dort vorhandene größte Randspannung gleich der zulässigen Inanspruchnahme, so erhält man

$$(104) \quad \pm \sigma_{zul} = \frac{N}{F} \pm \frac{N y_m}{W_{1,2}} = \sigma_m \left(1 \pm \frac{F y_m}{W_{1,2}} \right).$$

Die größte Randspannung kann entweder am Biegedruckrand (Querschnitte mit $W_1 < W_2$) oder am Biegezugrand (dieser Fall ist nur bei Querschnitten mit $W_1 > W_2$ möglich) auftreten. Die größte Durchbiegung kann wieder näherungsweise unter der Annahme einer Sinushalbwellen als Biegelinie berechnet werden. Man erhält dann, je nachdem

$$(105) \quad \sigma_m \geq \frac{(W_1 - W_2)}{(W_1 + W_2)} \sigma_{zul}$$

die **Nutzspannung** aus

$$(106) \quad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_m} \left[1 - \frac{m \sigma_m}{(\sigma_{zul} - \sigma_m)} \right]$$

oder aus

$$(107) \quad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_m} \left[1 - \frac{m W_1 \sigma_m}{W_2 (\sigma_{zul} + \sigma_m)} \right]$$

Die Gl. (103) und (106) bzw. (107) entsprechen den unter Pkt. 2 und 3 festgelegten Bedingungen und ergeben im besonderen Falle zwei voneinander verschiedene Werte für die Nutzspannung; der kleinere der beiden Werte ist dann als maßgebend anzusehen.

Vergleichsweise seien schließlich noch die derzeit bestehenden deutschen Vorschriften angeführt, welche in Ermangelung einer theoretisch begründeten, einfachen Formel bei außermittig ge-drückten Stäben den Nachweis einer nach der folgenden Regel berechneten, gedachten Randspannung, welche gleich der zulässigen Inanspruchnahme zu setzen ist, verlangen.

$$(108) \quad \sigma_\omega = \omega \frac{N}{F} \pm \frac{N a}{W_{1,2}} = \pm \sigma_{zul} = \sigma_m \left(\omega \pm \frac{F a}{W_{1,2}} \right)$$

Das obere bzw. untere Vorzeichen gilt, je nachdem

$$(109) \quad \sigma_m \geq \frac{(W_1 - W_2) \sigma_{zul}}{(W_1 + W_2) \omega}$$

ist. Hierbei bedeutet $\omega = \frac{\nu \sigma_{zul}}{\sigma_K}$ die „Knickzahl“. Man erhält die

der kritischen Axialspannung σ_{Kr} entsprechende Vergleichsspan-nung σ_ν zu

$$(110) \quad \sigma_\nu = \nu \sigma_m = \frac{\omega \sigma_K}{(\omega + m)}$$

oder zu

$$(111) \quad \sigma_\nu = \frac{\omega W_2 \sigma_K}{(m W_1 - \omega W_2)},$$

je nachdem

$$(112) \quad \sigma_\nu \geq \frac{(W_1 - W_2)}{(W_1 + W_2)} \sigma_K.$$

Gl. (110) gilt unbeschränkt für Querschnitte mit $W_1 < W_2$ und beschränkt [obere Grenze für σ_ν nach Gl. (112)] auch für Quer-schnitte mit $W_1 > W_2$, die Gl. (111) gilt nur für Querschnitte mit $W_1 > W_2$.

Zur Erläuterung der in diesem Abschnitt abgeleiteten Zu-sammenhänge diene Abb. 21. Für $m = 1$ sind hier zeichnerisch dar-gestellt: Die Linie der kritischen Spannungen für einen I-P-Quer-schnitt (nach Formel I), die Linie der Spannungen $\nu \sigma_m$ nach Gl. (106) und die Linie der Vergleichsspannungen σ_ν (deutsche Vor-schrift) nach Gl. (110). Als Sicherheitszahl ν wurde gemäß der Be-dingung Pkt. 1 die von den deutschen Vorschriften verlangte Knick-sicherheitszahl ($\nu = \nu_K$) verwendet. Wie zu erwarten war, ist für gedrungene Stäbe die Bedingung 3 (Linie $\nu \sigma_m$ zwischen A und B)

und für schlanke Stäbe die Bedingung 2 (Linie σ_{Kr}) maßgebend; beide Bedingungen sind gleichzeitig erfüllt für einen Stab mit dem Schlankheitsverhältnis λ_B (dieser Werte ist allerdings abhängig vom Exzentrizitätsmaß m). Der Verlauf der σ_v -Linie zeigt, daß die deutschen Vorschriften für schlanke Stäbe durchwegs zu große Werte für die Tragfähigkeit ergeben; die größte Abweichung (bei $\lambda = 100$) beträgt für $m = 1$ rd. 59% des wahren Wertes σ_{Kr} und bewirkt eine recht erhebliche Herabsetzung der Sicherheit (statt der geforderten 3,5-fachen Sicherheit ist nur mehr eine 2,2-fache Sicherheit vorhanden!).

Zur Berechnung der Nutzspannung σ_m wäre gemäß Abb. 21 für gedrungene Stäbe die Gl. (106) bzw. (107) und für schlanke Stäbe die Formel (I) bzw. (II) heranzuziehen; dies erscheint aber

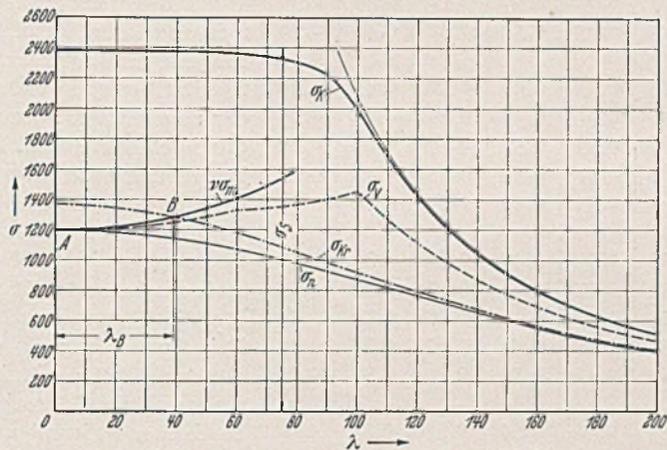


Abb. 21.

für die praktische Anwendung zu umständlich, und ich schlage daher vor, die Linie der Axialspannungen σ_n (untere Grenze für σ_{Kr}), welche — wie Abb. 21 zeigt — für $\lambda = 0$ genau der Bedingung Pkt. 3 genügt und mit zunehmender Schlankheit sich immer mehr der Linie der kritischen Spannungen (Bedingung 2) nähert, als Bemessungsgrundlage für außermittig gedrückte Stäbe zu wählen. Zur Berechnung der Spannung σ_n dient dann die Gl. (17) oder (28) für Stäbe beliebiger Querschnittsform, wobei für praktische Zwecke nach den Ausführungen des Abschn. III die Einführung eines „ideellen“ Exzentrizitätsmaßes nach Gl. (102) zu empfehlen ist. Man erhält dann die zugeordnete Schlankheit, je nachdem

$$(113) \quad \frac{\sigma_n > (W_1 - W_2)}{\sigma_s < (W_1 + W_2)}$$

aus

$$\text{Formel (I a)} \quad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_n} \left[I - \frac{(m + m_0) \sigma_n}{(\sigma_s - \sigma_n)} \right]$$

oder aus

$$\text{Formel (II a)} \quad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_n} \left[I - \frac{W_1 (m + m_0) \sigma_n}{W_2 (\sigma_s + \sigma_n)} \right].$$

Diese beiden Gleichungen, welche für jede Stahlart anwendbar sind, erhält man übrigens auch aus den Formeln (I) und (II), wenn dort $\mu_1 = 1$, $\mu_2 = 0$ gesetzt und an Stelle von $m = \frac{aF}{W_1}$ das ideale Maß $m_i = m + m_0$ eingeführt wird; es sei noch bemerkt, daß die obige explizite Darstellung von λ aus praktischen Gründen der expliziten Angabe von σ_n vorzuziehen ist. Nach Zahlentafel I gilt daher die Formel (I) unbeschränkt für alle Querschnittsformen mit $W_1 \geq W_2$, also für den Rechteck-, +-I- und L-Querschnitt und beschränkt auch für alle Querschnitte mit $W_1 > W_2$ (T-Querschnitt); im letzteren Falle ist unter Umständen [obere Grenze für die Axialspannung nach Gl. (113)] nur die Formel (II a) anzuwenden. Die Nutzspannung ist dann aus der Bedingung

$$(114) \quad \sigma_m = \frac{N}{F} = \frac{\sigma_n}{\nu}$$

zu berechnen und genügt allen gestellten Anforderungen. Insbesondere bietet das Bemessungsverfahren die Gewähr einer ν -fachen

Sicherheit gegen den Eintritt bleibender Formänderungen, da unter der Axialspannung σ_n der Stab gerade noch elastisch ist.

Das Verhalten außermittig gedrückter Stahlstäbe bei wiederholter Belastung und Entlastung bedarf noch einer Klärung durch Versuche; es kann jedoch schon mit Rücksicht auf die bei einer stärkeren Plastizierung dünnwandiger Querschnittsteile bestehende Ausweichgefahr vermutet werden, daß die wiederholt tragbare Höchstlast jedenfalls kleiner als die kritische Last $P_{Kr} = F \sigma_{Kr}$ und kaum wesentlich größer als die Grenzlast des elastischen Bereiches $P_n = F \sigma_n$ ist. Auch aus diesem Grunde ist es daher ratsam bei der Bemessung von der Spannung σ_n , die dann als „nutzbare Axialspannung“ bezeichnet werden könnte, auszugehen. Die größten Abweichungen zwischen den Spannungswerten σ_{Kr} und σ_n ergeben sich bei $\lambda = 0$ (die beiden Spannungen wurden in diesem Falle mit σ_0 und $\sigma_{n,0}$ bezeichnet) für Stäbe mit +-Querschnitt, die kleinsten Abweichungen für Stäbe mit I-Querschnitt (s. Abb. 19), dagegen ist die kritische Spannung σ_{Kr} schlanker Stäbe nur unwesentlich größer als die „nutzbare“ Spannung σ_n (s. Abb. 21).

In Abb. 22 ist die „nutzbare Axialspannung“ σ_n außermittig gedrückter Stäbe aus St 37 nach Formel (I a) mit $m_0 = 0,01$ in Abhängigkeit vom Exzentrizitätsmaß m und Schlankheitsverhältnis λ dargestellt. Die „Knickspannungslinie“ wurde nach Gl. (101) ermittelt.

Mit Benutzung des Verhältniswertes

$$(115) \quad \kappa = \frac{\sigma_{Kr}}{\sigma_n} = f(\lambda, m) > 1$$

und der „Knickzahl“ ω erhält man aus Gl. (114) die nachfolgende den deutschen Berechnungsvorschriften für mittig gedrückte Stäbe angepaßte Bemessungsformel

$$(116) \quad \kappa \omega \frac{N}{F} \leq \sigma_{zul.}$$

Die Zahlentafeln IV und V enthalten die zahlenmäßige Darstellung der „nutzbaren Axialspannung“ σ_n und des Quotienten κ

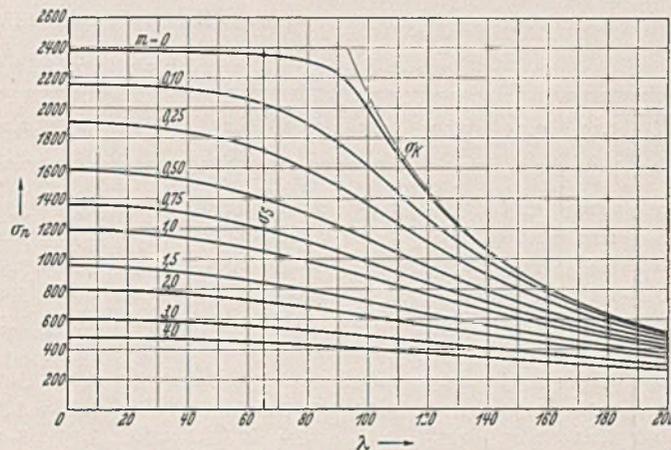


Abb. 22.

für außermittig gedrückte Stäbe aus St. 37 nach Formel (I a) mit $m_0 = 0,01$. Die Tafelwerte können zur Bemessung von Stäben mit Rechteck-, +-I- und L-Querschnitt unbeschränkt verwendet werden; für T-Querschnitte gelten die Tafelwerte nur innerhalb des durch Gl. (113) angegebenen Bereiches.

Bei der Querschnittsbemessung ist dann zweckmäßig folgender Weg einzuschlagen: Gegeben ist die Stablänge L , die Nutzlast N , die Exzentrizität a und die Stahlart (E , σ_s), gesucht wird der nach Gl. (114) oder (116) erforderliche Querschnitt von vorgeschriebener oder angenommener Form. Die Lösung kann nur schrittweise erfolgen, da weder das Schlankheitsverhältnis λ , noch das Exzentrizitätsmaß m oder die nutzbare Axialspannung σ_n und nach den deutschen Vorschriften auch die Sicherheitszahl ν bekannt sind. Einem angenommenen Querschnitt entsprechen dann bestimmte Werte λ' , m' , $P'_n = \nu N$ und $\sigma'_n = P'_n/F$; je nach der Querschnittsform ist dann entweder aus Formel (I a) oder aus

Formel (II a) eine Schlankheit λ zu berechnen und mit λ' zu vergleichen. Ist nun $\lambda \geq \lambda'$, dann war der angenommene Querschnitt

zu groß bzw. zu klein und die gesuchte Schlankheit (bzw. der gesuchte Querschnitt) liegt zwischen diesen Werten; unter Beachtung

Zahlentafel IV. Nutzbare Axialspannung σ_n (t/cm²) außermittig gedrückter Stäbe aus St 37 (nach Formel Ia mit $\sigma_s = 2,4$ t/cm², $E = 2100$ t/cm²).

$\lambda \setminus m$	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	2,38	2,16	1,91	1,59	1,36	1,19	1,06	0,96	0,87	0,80	0,69	0,60	0,53	0,48	0,40
20	2,38	2,15	1,89	1,57	1,35	1,18	1,05	0,95	0,86	0,79	0,68	0,59	0,53	0,48	0,40
30	2,38	2,14	1,87	1,55	1,33	1,16	1,03	0,93	0,85	0,78	0,67	0,59	0,52	0,47	0,39
40	2,37	2,13	1,84	1,52	1,31	1,14	1,01	0,91	0,83	0,77	0,66	0,58	0,52	0,47	0,39
50	2,37	2,10	1,80	1,48	1,27	1,11	0,99	0,89	0,81	0,75	0,65	0,57	0,51	0,46	0,38
60	2,36	2,05	1,75	1,43	1,22	1,07	0,96	0,86	0,79	0,73	0,63	0,56	0,50	0,45	0,38
70	2,34	1,99	1,68	1,37	1,17	1,03	0,92	0,83	0,76	0,71	0,61	0,54	0,49	0,44	0,37
80	2,31	1,90	1,59	1,30	1,11	0,98	0,88	0,80	0,73	0,68	0,59	0,52	0,47	0,43	0,36
90	2,23	1,77	1,48	1,22	1,05	0,93	0,84	0,76	0,70	0,65	0,57	0,51	0,45	0,41	0,35
100	1,99	1,61	1,36	1,13	0,98	0,88	0,79	0,72	0,67	0,62	0,55	0,49	0,44	0,40	0,34
110	1,68	1,43	1,24	1,04	0,91	0,82	0,74	0,68	0,63	0,59	0,52	0,47	0,42	0,39	0,33
120	1,42	1,26	1,11	0,95	0,84	0,76	0,70	0,64	0,60	0,56	0,50	0,45	0,41	0,37	0,32
130	1,21	1,11	1,00	0,87	0,78	0,71	0,65	0,60	0,56	0,53	0,47	0,43	0,39	0,36	0,31
140	1,05	0,98	0,89	0,79	0,72	0,66	0,61	0,56	0,53	0,50	0,45	0,41	0,37	0,34	0,30
150	0,91	0,87	0,80	0,72	0,66	0,61	0,57	0,53	0,50	0,47	0,42	0,39	0,36	0,33	0,29
160	0,81	0,78	0,72	0,65	0,60	0,56	0,53	0,49	0,47	0,44	0,40	0,37	0,34	0,31	0,28
170	0,72	0,69	0,65	0,59	0,55	0,52	0,49	0,46	0,44	0,41	0,38	0,35	0,32	0,30	0,27
180	0,64	0,62	0,59	0,54	0,51	0,48	0,45	0,43	0,41	0,39	0,36	0,33	0,31	0,29	0,26
190	0,57	0,56	0,53	0,50	0,47	0,44	0,42	0,40	0,38	0,37	0,34	0,31	0,29	0,27	0,25
200	0,52	0,50	0,48	0,46	0,44	0,41	0,39	0,37	0,36	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26	0,24

letzteren Umstandes findet man sehr rasch den gesuchten Querschnitt ($\lambda = \lambda'$). Das Lösungsverfahren ist auch dann mit Vorteil zu verwenden, wenn die Querschnittsbemessung auf Grund der statischen Festigkeit nach Formel (I) oder (II) vorzunehmen ist.

Die Querschnittsbemessung kann demnach für jede Stahlart unter unmittelbarer Anwendung der abgeleiteten Formeln durchgeführt werden. Die Bemessung nach Gl. (116) dagegen erfordert die Verwendung von Zahlentafeln (für jede Stahlart eine besondere Tafel) für die Werte κ und ω . Bei der Berechnung der κ -Werte wäre die Knickspannung aus Gl. (101) zu bestimmen; hierbei wird der aus den Eigenschaften der derzeit gebräuchlichen Stähle (ausgeprägter Fließbereich) gewonnenen, in den deutschen Vor-

Zahlentafel V. $\kappa = \frac{\sigma_K}{\sigma_n}$ für St 37 nach Zahlentafel IV. — σ_K = Knickspannung (m = 0), σ_n = Nutzbare Axialspannung.

$\lambda \setminus m$	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	1,10	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	6,00
20	1,10	1,26	1,51	1,76	2,02	2,26	2,52	2,77	3,02	3,52	4,02	4,52	5,02	6,02
30	1,11	1,27	1,53	1,78	2,04	2,30	2,55	2,79	3,04	3,54	4,05	4,54	5,04	6,05
40	1,12	1,29	1,56	1,81	2,08	2,34	2,60	2,85	3,08	3,58	4,09	4,58	5,08	6,09
50	1,13	1,32	1,60	1,86	2,13	2,40	2,66	2,92	3,16	3,65	4,15	4,65	5,15	6,17
60	1,15	1,35	1,65	1,93	2,20	2,47	2,74	2,99	3,23	3,74	4,24	4,73	5,24	6,27
70	1,18	1,39	1,71	2,00	2,27	2,54	2,82	3,08	3,32	3,84	4,33	4,83	5,32	6,35
80	1,22	1,45	1,78	2,08	2,36	2,63	2,90	3,17	3,40	3,92	4,42	4,92	5,40	6,40
90	1,26	1,50	1,83	2,13	2,40	2,67	2,93	3,20	3,43	3,93	4,40	4,90	5,38	6,36
100	1,24	1,46	1,76	2,03	2,27	2,52	2,76	2,98	3,21	3,63	4,10	4,52	4,97	5,85
110	1,18	1,36	1,61	1,84	2,05	2,27	2,47	2,67	2,85	3,23	3,65	4,02	4,37	5,09
120	1,13	1,27	1,49	1,68	1,86	2,04	2,22	2,38	2,54	2,84	3,19	3,54	3,81	4,46
130	1,09	1,21	1,39	1,55	1,70	1,86	2,01	2,15	2,29	2,55	2,83	3,10	3,36	3,92
140	1,07	1,17	1,32	1,45	1,59	1,71	1,86	1,98	2,10	2,33	2,57	2,80	3,02	3,47
150	1,05	1,14	1,27	1,38	1,49	1,60	1,72	1,83	1,95	2,15	2,36	2,55	2,76	3,14
160	1,04	1,12	1,24	1,34	1,43	1,53	1,63	1,73	1,83	2,02	2,20	2,37	2,55	2,89
170	1,04	1,10	1,21	1,30	1,38	1,47	1,56	1,63	1,73	1,90	2,05	2,21	2,38	2,67
180	1,03	1,08	1,18	1,26	1,34	1,42	1,50	1,56	1,64	1,80	1,94	2,07	2,22	2,48
190	1,03	1,07	1,15	1,22	1,30	1,37	1,44	1,50	1,57	1,71	1,83	1,95	2,07	2,29
200	1,02	1,06	1,12	1,19	1,26	1,33	1,40	1,45	1,50	1,62	1,73	1,83	1,94	2,14

schriften bereits verankerten Erkenntnis, daß die Stauchgrenze σ_s praktisch die obere Grenze für die Knickspannung darstellt, grundsätzlich entsprochen. Für die Berechnung der Knickzahl ω ist außer der Knickspannung σ_K und der zulässigen Inanspruchnahme σ_{zul} noch die Sicherheitszahl ν maßgebend, zu deren Wahl folgendes bemerkt sei. Die deutschen Vorschriften schreiben einen mit zunehmender Schlankheit ansteigenden Sicherheitsgrad $\nu = 1,71$ bis 3,5 vor; man müßte aber ganz im Gegenteil auf Grund der Erkenntnis, daß besonders gedrungene Stäbe einer Exzentrizität des Kraftangriffes gegenüber weitaus empfindlicher sind als schlanke Stäbe (vgl. Abb. 22 oder auch Zahlentafel V), für gedrungene Stäbe eher eine größere, mindestens aber die gleiche Sicherheit fordern als für schlanke Stäbe. Die Annahme einer unveränderlichen Sicherheitszahl $\nu = 2,0$ kann als ausreichend erachtet werden.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Amerikanische Erfahrungen über Uferschutzbauten.

An der Ostküste Floridas werden von Miami Beach bis Palm Beach auf etwa 103 km Länge Uferschutzbauten einer dauernden Beobachtung unterworfen mit dem Ziel, für die Zukunft die am besten wirkenden und in Bauweise und Unterhaltung wirtschaftlichsten Anlagen zu bestimmen. Die Beobachtungen beziehen sich auf Bühnen und Bollwerke aus Holz, Beton und Stahl und werden seit 1925 vorgenommen. Das Ergebnis dieser Beobachtungen sei nach einem vorläufigen Bericht auszugsweise mitgeteilt.

Holzbühnen wurden von Bohrtieren in kürzester Zeit zerstört, auch die Tränkung mit Creosot konnte den Befall nicht verhindern, der durch Bohrlöcher und an den am Bau bearbeiteten Stellen beginnt. Auch wird die Tränkung vom Seewasser ausgelaugt.

Bollwerke aus Beton haben außer durch Sandschliff keinen Schaden erlitten, während anscheinend Eisenbetonbauten durch porösen Beton und durch das Rosten der Eiseneinlagen erheblich gelitten haben, so daß man Eisenbeton für diese Bauten für die Zukunft nicht mehr anwenden



Abb. 1. Bühne aus Eisenbeton an der Küste von Florida.

wird. Eine Sonderkonstruktion, die Abb. 1 zeigt und die den Zweck haben sollte, einen besonders gleichmäßigen Strand zu schaffen, ist wieder aufgegeben, weil sie unelastisch ist und, wie die Abbildung zeigt, von geringem Widerstand.

Die Bauweise, mit der man die besten Erfahrungen gemacht hat, ist die durch Abb. 2 dargestellte Stahlpundwandbühne. Neben anderen Profilen haben auch Larssenbohlen in größerem Umfang Verwendung gefunden.

Ursprünglich hat man die Bohlen nur in den Sand getrieben, später ramnte man sie seewärts bis in den Korallenfels, der den Untergrund für die Sande bildet, die zur Hälfte aus Calcium Carbonat und zur Hälfte aus Quarzkörnern bestehen. Da auch diese Rammung noch nicht aus-

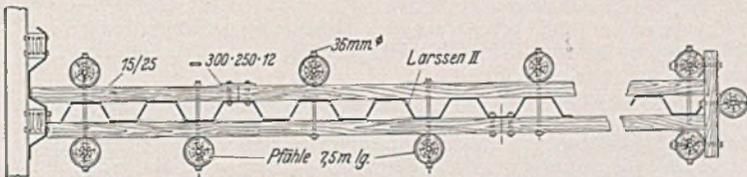


Abb. 2. Stahlpundwandbühne an der Küste von Florida.

reichte, um bei schweren Stürmen Bewegungen der Bühnenköpfe zu verhindern, will man in Zukunft einen Graben in den Korallenfels bohren, um die Spundwände fest einzuspannen.

Die Spundwände der Bollwerke sind teils verankert, teils freistehend verwendet. Man ist der Ansicht, daß man sie immer verankern sollte, und rechnet zu ihrer Bemessung mit einem größten Druck von 5000 kg/m² oben, der bis zum Mittelwasser auf Null abfällt, ganz gleich, ob die Strandlinie im M. W. liegt oder höher.

Die Bühnen sind durch creosotgetränkte Gurthölzer und vorgeammte Holzpfähle, die ebenfalls behandelt wurden, versteift. Den Verfall dieser Hölzer durch Bohrwurmbefall und Sandschliff nimmt man als notwendige Unterhaltungskosten in Kauf. Dort, wo keine Gurthölzer verwendet wurden, sind die Bühnen teilweise abgeschliffen oder doch schon messerdünn.

Anstriche mit Bitumen und Steinkohlenteer zeigten eine deutliche Überlegenheit des Bitumenanstrichs. Die Korrosion des Stahles wurde festgestellt mit 5% nach etwa 5 Jahren, an anderer Stelle mit 14% nach 8 Jahren. Leider fehlen hier Angaben über die Stahlsorten. Die Korrosion ist verhindert im Sand unterhalb des Strandes, so daß man hofft,

später durch Abschneiden unterhalb der Strandlinie und Aufsetzen eines Betonholmes auf die Spundwand einen völligen Ersatz der Bühnen vermeiden zu können.

Eine Strecke ist durch Betonverblendung geschützt, die mittels Stahlflechtes (wahrscheinlich nach Art des Baustahlgefüges), das an die Wellen der Spundwand punktgeschweißt wurde, bewehrt ist. Infolge guter Betonbereitung hat sich diese Ausführung gut gehalten, dürfte aber als grundsätzliche Normalausführung wohl zu teuer sein.

Die Anordnung der Bühnen hat überall da, wo die Länge der Bühnen gleich zwei Drittel des Bühnenabstandes war, ihren Zweck, einen flachen, gleichmäßigen und dauernden Strand zu schaffen, erfüllt. Bei kürzeren Bühnen ist das Ergebnis weniger befriedigend, teilweise schlecht. Insbesondere leiden die kürzeren Bühnen selbst wesentlich stärker unter Sandschliff und Korrosion, als die ihren Zweck erfüllenden längeren Bühnen.

Die Kolke um die Bühnenköpfe haben durchschnittlich einen Durchmesser von 15 m, ihre Tiefe ist leider nicht angegeben. Die Ausführungen bestätigen die an deutschen Küsten gemachten Erfahrungen, an denen die Stahlpundwände weiteste Anwendung bei größten Abmessungen gefunden haben. (Nach Civil-Engineering 6 [1936] S. 291.)

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

Straßenunterführungen in Paris.

Der ständig wachsende Verkehr hat die Stadt Paris veranlaßt, großzügige und auf weite Sicht berechnete Pläne für Umgestaltungen und Verbesserungen städtebaulicher, verkehrstechnischer und hafentechnischer Art auszuarbeiten, um sie im Laufe der Jahre zu verwirklichen. Durch verschiedene Gesetze und Verordnungen waren die Mittel dazu, rd. 10 Millionen Frs. bewilligt worden, um damit auch die Arbeitslosigkeit zu vermindern. Programm und Ausführung beschränkt sich vorläufig auf den alten Stadtkern, der durch die Boulevards Militaires (den alten Stadtbefestigungen folgend) gekennzeichnet ist. Später soll jedoch auch die sog. „région parisienne“, ein Gebiet, das sich in einem Umkreis von 35 km Radius (Mittelpunkt ist die Kirche Notre Dame) an die eigentliche Stadt anschließt, einbezogen werden. Die ersten in Angriff genommenen Arbeiten waren die Verbesserungen und Umgestaltungen des Straßennetzes im Stadtzentrum, der Kreuzungen der Ausfallstraßen mit der Ringstraße und des Anschlusses an die großen Überlandstraßen.

1922—1928 wurden die alten Befestigungsanlagen abgebrochen;



Abb. 1. Übersichtsplan des Stadtkernes von Paris.

94 Bastionen mußten zerstört werden. Die Kosten dieser Abbrucharbeiten — 14 Millionen m³ Erde wurden bewegt — beliefen sich auf 55 Millionen Frs. Schon 1912 war ein Streifen von 250 m rund um den Stadtkern zu dem Stadtgebiet hinzugekommen, der nicht bebaut werden durfte. Nachdem die Befestigungen geschleift waren, wurde hier eine neue Ringstraße angelegt, die ungefähr den alten Boulevards Militaires folgte. Das neu hinzugekommene Gebiet von 250 m wurde für Grünanlagen, Plätze, Sportanlagen usw., aufgeteilt. Die neue Ringstraße hat bei einer Gesamtbreite von 40 m sechs Fahrbahnen (6 × 2,75 m), die auf acht erweitert werden können. Die Kreuzungen der Ringstraße mit den Hauptverkehrsstraßen zwischen Stadtzentrum und den Vororten von Paris wurden ständig unübersichtlicher und gefährlicher, so daß an diesen Punkten, die zum Teil mit den alten Stadttoren zusammenfallen, Straßenunter- und -überführungen vorgesehen wurden (Abb. 1). Man legte allgemeine, einheitliche Grundsätze für diese Straßentunnels über Breite der Fahrbahnen und Gehwege, Neigung der Rampen, Konstruktion und inneren Ausbau fest. Fußgänger haben keinen Zutritt.

Eine Reihe dieser geplanten Unterführungen sind bereits ausgeführt und dem Verkehr übergeben worden (Abb. 1). Nach den bisherigen

Erfahrungen konnte man feststellen, daß sie eine große Zeit- und Geldersparnis bedeuten.

Eine der größten und schwierigsten ist die bei der Porte Champerret, die jetzt fertig gestellt wurde. Durch diesen Straßentunnel war es möglich (Abb. 3) den Verkehr der Avenue de Villiers und der Rue de Courcelles freizuhalten von dem Verkehr des Boulevard Gouvion St. Cyre — Boulevard de Reims und dem Boulevard Gouvion St. Cyre — Boulevard Berthier (Abb. 2). Es sind drei Zufahrts- und drei Ausfahrtsrampen angeordnet. Die Unterführung ist überdeckt durch

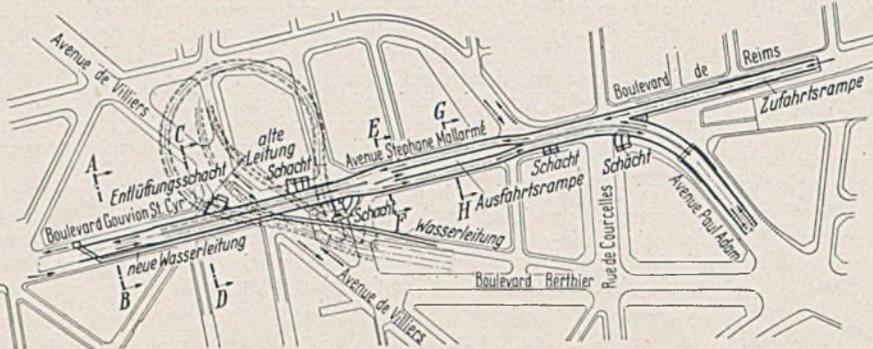


Abb. 2. Gesamtplan der Unterführung bei der Porte Champerret.

eine Eisenbetonplatte mit einer mittleren Stützenreihe auf durchgehender Sohle in der Längsrichtung. Die Platte selbst ist in der Mitte 70 cm und an den seitlichen Auflagern 40 cm stark. Die verschiedenen Gesamt- und Fahrbahnbreiten sind aus den Querschnitten ersichtlich (Abb. 3). Auf die Eisenbetonplatte wurde eine 2 cm starke Zementschicht, Bitumen zur Isolierung, ein Schutzbeton und dann erst die Straßendecke

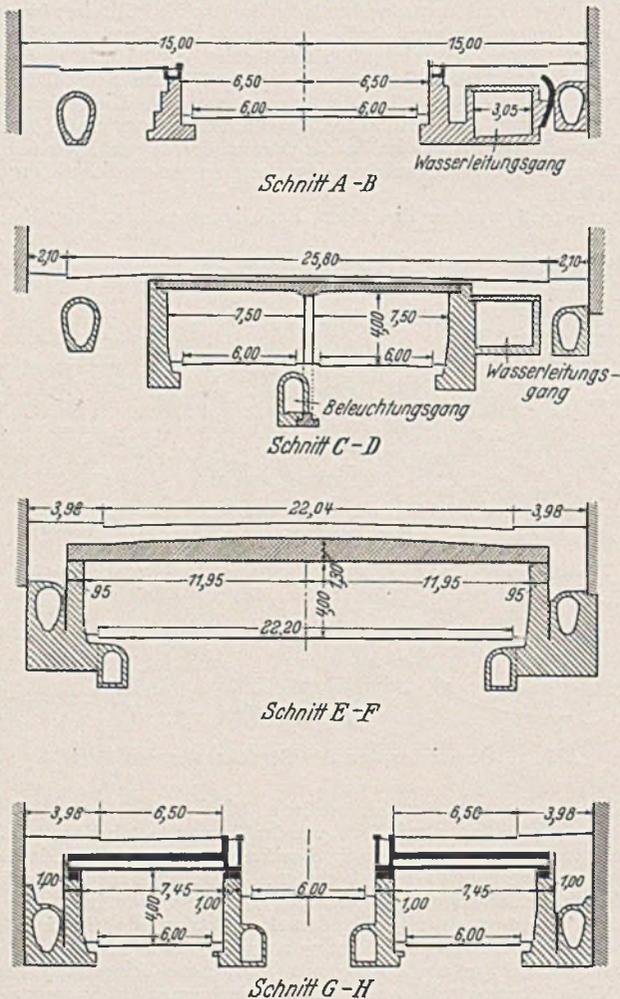


Abb. 3. Querschnitte durch die Unterführung.

aufgebracht. Um das Eindringen von Wasser besonders an den Fugen zwischen Stützen und Platten zu verhindern, sind die Seitenwände ebenfalls mit einer Bitumenisolierschicht versehen. Trennungsfugen wurden ungefähr alle 20 m angeordnet, und zwar mit Hilfe eines einbetonierten Kupferbleches in V-Form. Um Sicht und Verkehr in keiner Weise zu beeinträchtigen, wurde an der Ausfahrtsrampe bei der Avenue Mallarmé (Abb. 3) die Stützenreihe unterbrochen und die Unterführung durch eine

freitragende, nur seitlich aufgelagerte Eisenbetonplatte auf eine Spannweite von 26,00 m überdeckt (Abb. 3, Schnitt E—F). Um der Wölbung der Straßendecke Rechnung zu tragen, war die Dicke der Platte in der Mitte 1,30 m und an den Auflagern 90 cm.

Zuerst wurden die Stützen ausgeführt und dann mit dem Erdaushub für die Unterführung begonnen, jedoch vorerst nur auf etwa 2 m Tiefe. Jetzt wurde die Schalung aufgestellt, der Beton eingebracht und dann erst das darunter befindliche Erdreich auf die vorgesehene Tiefe ausgehoben. Diese Eisenbetonplatte betonierte man in Streifen von 3,70 m

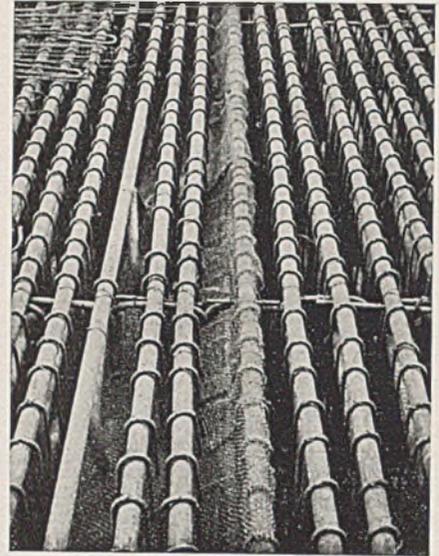


Abb. 4. Bewehrung der 26 m breiten durchgehenden Eisenbetonplatte.

Breite, ein Maß, das an einem Tag bewältigt werden konnte. Bei der Größe der zu betonierenden Fläche mußte vermieden werden, daß der Beton sich infolge der Vibration über die vorgesehene Grenze hinaus ausbreitete. Um dies sicher zu verhindern, wurde, nach Verlegung der Eisen und bevor die Verteilungsbewehrung eingelegt war, ein Drahtgewebe in Form eines liegenden V angebracht (Abb. 4). Rechts und links der Ausfahrtsrampe an der Avenue Mallarmé (Abb. 3) wurde die Decke durch zwei durch eine Luftschicht getrennte Eisenbetonplatten ausgeführt. Die untere mit Eiseneinlagen aus Streckmetall, für die obere dienten als Schalung Zementkästen (Abb. 3, Schnitt G—H). Bei Decken und Stützen wurden Eisenschalungen verwendet, die auf Wagen gebracht eine rasche Verwendungsmöglichkeit ergaben. Eine Nachbehandlung des Betons war nicht notwendig. Der Anstrich konnte unmittelbar aufgebracht werden.

Die Bewehrung besteht aus Rundstählen von 45 mm Durchmesser und zwar aus Flußeisen mit einer Bruchfestigkeit von 42 kg/cm². Die 25 m langen Eisen waren in einem Stück hergestellt. Die querverlaufenden Eisen bestanden aus zwei Teilen, um die Arbeiten nicht durch die Herstellung der Bewehrung aufzuhalten. Für 720 m³ Beton wurden 440 t Stahl verwendet. Bei der freitragenden Eisenbetonplatte kamen auf 1 m³ Beton 400 kg Zement, bei den übrigen Teilen 350 kg. Die zulässige Beanspruchung war 90 kg/cm².

Bei der Herstellung des Betons wurden acht Schalungs- und 16 Oberflächenrüttler verwendet. Die innere Betonrüttlung erfolgte durch mit der Hand gehaltene Apparate mit einem Durchmesser von 45 mm, die in den Beton eingetaucht wurden. Elektrische oder pneumatische Rüttler

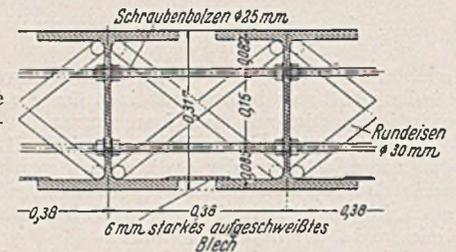


Abb. 5. Schnitt durch die Decke des Untergrundtunnels beim Überschneiden mit der Straßunterführung.

konnten der Dichtigkeit der Bewehrung wegen nicht gebraucht werden. Die Druckfestigkeit des gerüttelten Betons betrug nach 90 Tagen 370 kg/cm², des nicht gerüttelten, mit Wagen beförderten Betons 320 kg/cm², die Druckfestigkeit des durch Pumpe eingebrachten Betons 328 kg/cm². Mit Stampf- und Rüttelbeton waren vorher Versuche angestellt worden: Zwölf Probekörper 21/21/25 cm mit einer Eiseneinlage und zwölf mit zwei Eiseneinlagen teils mit 500 und teils mit 350 kg Zement auf 1 m³ Beton wurden untersucht und ergaben um 100% größere Dichtigkeit und festeres Umschließen der Eiseneinlagen durch Rüttelbeton als durch Stampfbeton.

Eine der Hauptschwierigkeiten beim Bau der Unterführung war die Überschneidung mit der Untergrundbahn und Verlegung einer Wasserleitung. Die Wölbung des in die Unterführung hineinragenden Untergrundtunnels wurde abgebrochen. Darnach blieb für die Überdeckung des Tunnels eine Konstruktionshöhe von 25 cm für eine Spannweite von 7,50 m. Zwischen Breitflanschträgern aus Chromkupferstahl wurde der Beton eingebracht, die Lücken zwischen den unteren Flanschanten durch ein 6 mm starkes angeschweißtes Blech geschlossen (Abb. 5). Die einzelnen Träger sind durch Schraubenbolzen miteinander verbunden und durch Rundseile versteift. Über dem Untergrundtunnel wurde die Stützenreihe und die seitlichen Abschlußwände der Straßenunterführung

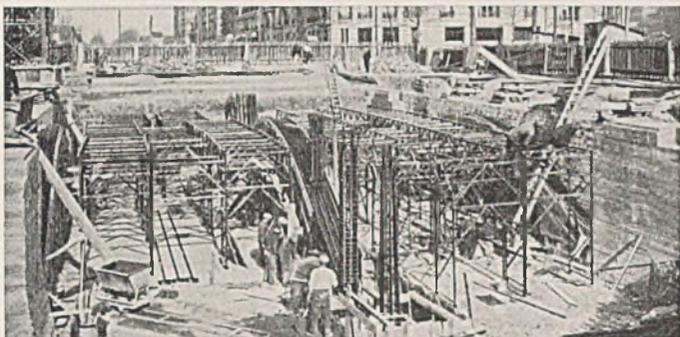


Abb. 6. Bewehrung der Entlastungsbogen über dem Untergrundtunnel.

durch einen Bogen ersetzt, und dessen Widerlager durch einen Zuganker verbunden (Abb. 6).

Wie schon erwähnt, mußte an dieser Stelle auch eine Wasserleitung verlegt werden, die die Straßenunterführung und den Untergrundtunnel kreuzte. Die Schwierigkeit bestand darin, daß die neue Leitung gelegt sein mußte, bevor die alte abgebrochen werden konnte. Es war unmöglich die Wasserzufuhr zu unterbrechen, da die Entleerung der Rohre mehrere Tage in Anspruch genommen hätte. Der Arbeitsvorgang war folgender (Abb. 2): 1. Die alte Wasserleitung wurde über der Wölbung des Untergrundbahntunnels abgestützt. 2. Der alte Leitungsgang bis zu dem Punkt (A) zerstört, an dem die alte und neue Leitung zusammenstoßen. 3. Die Zerstörung der Tunnelwölbung und Einziehen der neuen Decke. 4. Der Bau der neuen Leitung bis zu dem Punkt (A) und Abbruch der alten Rohrleitung. Beim Anschluß der neuen Leitung an die alte mußte größte Vorsicht und äußerste Schnelligkeit angewandt werden, da sonst eine Überschwemmung der Untergrundbahn die Folge gewesen wäre. Neue Schwierigkeiten mußten noch überwunden werden beim Verlegen einer Abwasserleitung.

Außer diesen Hauptarbeiten waren noch eine ganze Reihe von Ergänzungsarbeiten durchzuführen. Vor allem mußte auch Rücksicht auf eine Erweiterung der Untergrundbahnlinien genommen werden. Ein Netz von unterirdischen Gängen für Beleuchtungs- und Signalanlagen wurde angelegt mit Abstell-, Maschinen- und Entlüftungsräumen, letztere für den Fall, daß die natürliche Entlüftung nicht ausreichen sollte. Eine ausgedehnte Signalanlage sorgt für einen reibungslosen Verkehr in der Unterführung. Zugelassen sind Wagen bis zu 4 m Höhe. Wird diese zulässige Höhe überschritten, dann flammen Lichtsignale an der Einfahrtsrampe auf, die den Fahrer darauf aufmerksam machen und es ermöglichen,

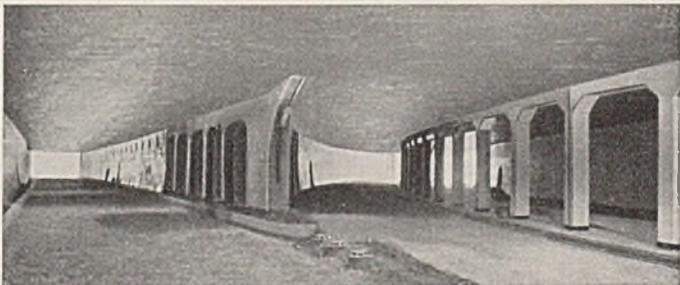


Abb. 7. Die Straßenunterführung an der Einmündung der Avenue Paul Adam. Im Vordergrund Lichtenanlagen.

noch rechtzeitig umzukehren. An der Einmündung der Avenue Paul Adam in die Unterführung (Abb. 2) wurde die Trennungswand der besseren Übersicht wegen durchbrochen (Abb. 7). Ferner findet dauernd eine Kontrolle des CO-Gehaltes in der Luft statt. Im Falle der Gefahr wird eine Alarmglocke der Feuerwehr und Polizei in Tätigkeit gesetzt. Die Beleuchtung ist durch vier voneinander unabhängige Stromkreise gesichert. Die Beleuchtungsstärke in der Unterführung wird durch eine photoelektrische Selenzelle, die auf der darüberliegenden Straße an einem Mast angebracht ist, so reguliert, daß der Übergang von Tageslicht zur künstlichen Beleuchtung dem Fahrer keine Schwierigkeiten bereitet. Die Be-

leuchtungskörper selbst sind in die Wände und Stützen eingelassen. Wände und Decken sind ganz in weiß gehalten, die Pflasterung in der Unterführung in einem hellen Ton, die An- und Ausfahrtsrampen dagegen dunkler.

Schon einige Zeit in Betrieb sind die Straßenunterführungen der Porte Dauphine und Porte de la Vilette (Abb. 1). Der Tunnel der Porte Dauphine, hat ohne die Zufahrtsrampen eine Länge von 250 m, eine Breite von 13,50 m mit vier Fahrbahnen und zwei Gehwegen, überdeckt von einem elliptischen Gewölbe in Eisenbeton. Die Wände sind mit weißen keramischen Platten verkleidet. Das interessanteste bei diesem im Vergleich mit den übrigen Unterführungen einfacheren Bauwerk sind

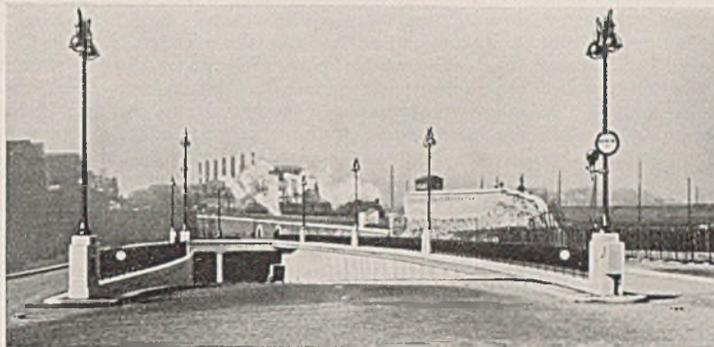


Abb. 8. Einfahrt der Straßenunterführung bei der Porte de la Vilette.

die Beleuchtungsanlagen. 242 Beleuchtungskörper mit einer Lichtstärke von je 500 W wurden in 2 m Entfernung in der Unterführung verteilt. Wie bei der Porte Champerret ist auch eine photoelektrische Zelle vorhanden. Die Beleuchtung in der Unterführung braucht bei vollem Sonnenlicht 120 kW, 20 mal mehr wie bei Nacht benötigt wird.

Außenbeleuchtung	Innenbeleuchtung	Lux
Volles Sonnenlicht	242 Lampen	135
Bedeckt	122 „	60
Trüb	62 „	32
Nacht	32 „	15

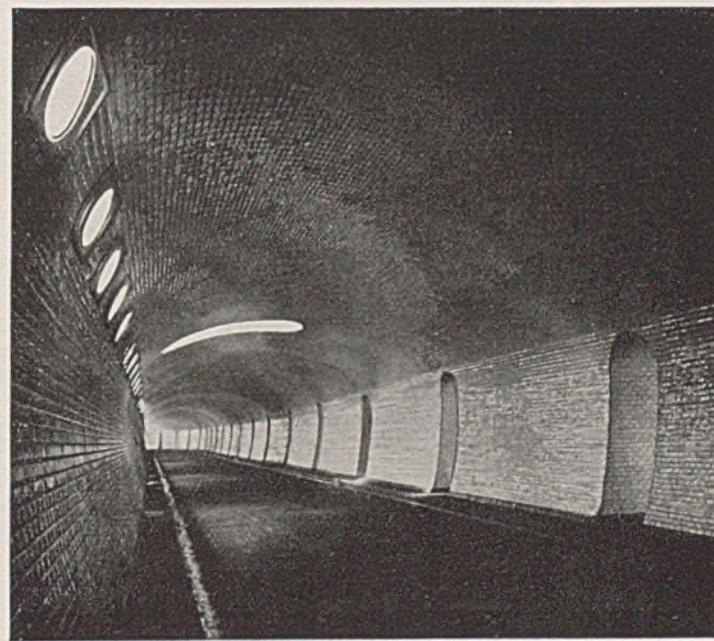


Abb. 9. Straßenunterführung der Porte de la Vilette.

Für den Fall einer Stromstörung ist eine automatische Signalanlage eingebaut, die den Verkehr in dem Tunnel selbsttätig unterbricht.

Die zweite Unterführung die ausgeführt wurde, ist die bei der Porte de la Vilette, an einer der belebtesten Wegkreuzungen. Schwierigkeiten bestanden bei dieser Unterführung insofern, als die Fahrbahn unterhalb der Eisenbahn und oberhalb der Untergrundbahn liegen mußte (Abb. 8). Ebenso waren Verlegungen von Wasserzu- und -ableitungen notwendig. Die Unterführung selbst besteht aus zwei nebeneinander parallel laufenden Tunneln mit elliptischen Gewölben von je 7,75 m Breite mit einer Fahrbahn von 6 m und zwei Gehwegen. Das Gewölbe ist in Bruchstein gemauert mit einer Scheitelhöhe von 4,60 m. Die mittlere Tren-

nungswand ist alle 8 m durch einen Verbindungsgang zwischen den beiden Tunneln durchbrochen (Abb. 9). Wegen der darüberliegenden Straße und der Bahnanlagen konnte die Wölbung der Unterführung nicht bis zu den Rampen durchgeführt werden. Deshalb ist ein Teil der Unterführung mit einer Eisenbetonplattenbalkendecke mit Stützen zwischen Fahrbahn und Gehweg überdeckt. Die gesamte Länge der Tunnel beträgt 497 m und die mit der Eisenbetonplatte überdeckten Teile 19,25 bzw. 76,05 m. Die beiden Tunnel wurden nacheinander ausgeführt. Wegen der darüber liegenden Eisenbahngleise, deren Betrieb nicht still gelegt werden konnte, ja nicht einmal die Fahrgeschwindigkeit wurde verringert, waren außerordentliche Vorsichtsmaßnahmen notwendig. Der Erdaushub geschah in Abschnitten von 1,60 m Länge. Die freigelegte Fläche wurde sofort abgestützt und das Gewölbe in Bruchstein gemauert. Die seitlichen Wände führte man in Abständen von 12 bis 15 m auf 3 m Breite aus und entfernte das dazwischen liegende Erdreich erst nach und nach. So wurden keinerlei Senkungen hervorgerufen. Die sonstigen Nebenarbeiten sind denen der Unterführung der Porte Champerret ähnlich, sowohl was die Überschneidung mit der Untergrundbahn wie Beleuchtung und Signalanlagen angeht.

Im Anfang dieses Jahres wurde die Unterführung bei der Porte Neuilly fertiggestellt (Abb. 1), ein abgeflachtes Gewölbe mit einer Höhe von 5,58 m und einer Breite von 13,50 mit zwei Fahrbahnen von zusammen 11,70 m. Die Länge beträgt mit den Einfahrten 580 m, die Neigung der Rampen wie bei allen übrigen Tunnels 6%. Die Beleuchtungskörper sind in seitlichen Nischen, 2,75 m über den Fußboden, angebracht. Die Hauptschwierigkeit war, wie bei den schon genannten Unterführungen die Überschneidung der Untergrundbahn. In diesem Fall ruhen die seitlichen Stützmauern der Unterführung auf Entlastungsbogen, deren Last bis auf die Grundung des Untergrundbahntunnels übertragen wird.

Die hier aufgezählten Bauwerke sind nur ein Teil des riesigen Programmes, das zum Teil schon ausgeführt und zum Teil erst noch verwirklicht werden muß. Im übrigen haben sich bis jetzt alle Einrichtungen aufs beste bewährt. (Nach La Techn. d. Trav. 11 (1935) S. 189; 12 (1936) S. 263; Le Génie Civil 102 (1933) S. 156; 106 (1935) S. 173; 108 (1936) S. 482.)
Dipl.-Ing. F ö h r i n g e r, Hannover.

Stählerne Schalungsrüstungen beim Bau eines Doppeltunnels in der Nähe von Brüssel.

Für Großbauten aus Eisenbeton wie Schleusen, Kaimauern, Tunneln o. ä., bei denen große Massen eingebracht werden müssen, sind hölzerne Schalungsrüstungen in mancherlei Hinsicht unvorteilhaft. Die Gerüste werden schwer, platzraubend und nur mit ziemlichem Kostenaufwand wieder verwendbar, was um so mehr ins Gewicht fällt, wenn bei längeren Bauwerken die Rüstungen abschnittsweise hergestellt und durch Verzetzen mehrfach ausgenutzt werden sollen.

Stählerne Rüstkonstruktionen werden ihren Vorteil bei solchen Bauvorhaben besonders wirksam werden lassen, wenn sie zur Weiterverwendung in einem zweiten Abschnitt nicht erst demontiert werden müssen, sondern verschiebbar ausgebildet sind. Bei entsprechender Mehrfachverwendung werden sich die zunächst höheren Herstellungskosten schnell bezahlt machen, um so besser, je geschickter der Stahlkonstrukteur die Vorteile und neuesten Fortschritte der Stahlbauweise, z. B. das Schweißen der Verbindungen usw. auszunutzen versteht und die Konstruktion so gestaltet, daß sie den veränderlichen Erfordernissen leicht angepaßt und mit größter Beschleunigung in der Werkstatt hergestellt werden kann. Statisch unbestimmte Systeme werden wegen ihrer Steifigkeit, die im Hinblick auf die Vorgänge beim Erhärten des Betons besonders wichtig ist, bevorzugt werden.

Für die Anwendung dieser grundsätzlichen Richtlinien liefert die Konstruktion der stählernen Schalungsrüstungen beim Bau eines 1710 m langen Doppeltunnels, der bei einem Brüsseler Vorhafen die Senne aufnimmt, einen treffenden Beweis. Abb. 1 gibt einen Querschnitt durch den Doppeltunnel und zeigt die wichtigsten Abmessungen. Der Baustoff ist größtenteils unbewehrter Beton; gewisse Abschnitte sind allerdings aus Eisenbeton gebildet. Jede der beiden Öffnungen hat 7,5 m lichte

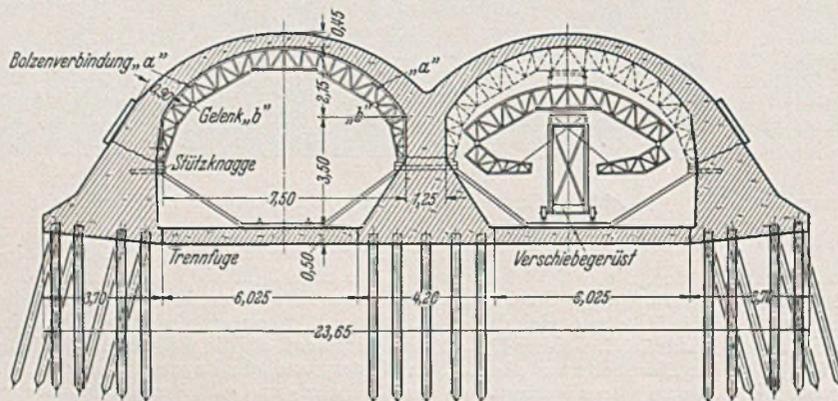


Abb. 1. Querschnitt durch den Doppeltunnel mit eingesetzter (links) und abgesenkter (rechts) Schalungsrüstung.

Weite. Holzpfähle tragen die Widerlager und den Mittelpfeiler, von denen die Tunnelsohlen, die das Flußbett bilden, durch Fugen getrennt sind. Widerlager und Pfeiler wurden für sich eingeschalt und betoniert, sodann die Tunnelwölbungen mit Hilfe eines leicht verschiebbaren stählerne Schalungsrüstes hergestellt.

Abb. 2 zeigt Einzelheiten der Schalungskonstruktion für die Widerlager und den Mittelpfeiler. Die Schalungsflächen waren aus Stahlblechen mit längs- und querverlaufenden Aussteifungen gebildet. Die Fachwerkquersteifen wurden durch obere Riegel zu Steifrahmen zusammengefaßt und unten auf Rollwagen abgesetzt. Die Riegel bestanden aus zwei miteinander verbolzten Hälften; dadurch ließen sich die Ab-



Abb. 2. Schalungskonstruktion für Widerlager und Mittelpfeiler.

stände der Schalungsflächen ändern und verschiedene Querschnittsstärken erreichen. Die so gebildeten Schalungskästen waren 18 m lang, ein Maß, das durch die Bedingung eines fortlaufenden Arbeitsfortschrittes gegeben war.

Zunächst wurde der untere Teil des Betons der Pfeiler und Widerlager zwischen hölzernen Schalungen bis zur Höhe a—b (vgl. Abb. 2) eingebracht. Dann wurden die Laufschieben für die vorher beschriebenen beweglichen Schalungskästen montiert und diese selbst eingefahren; sodann wurde bis zur Höhe c—d in einem Zuge betoniert. Zum Ausschalen nach 24 Stunden wurden die Spindeln über den Rollwagen betätigt. Die vorgesehene Hubhöhe von 120 mm genügte, die Schalungskonstruktion abzuheben, da alle Flächen gegen die Lotrechte leicht geneigt waren. Die Schalungskästen konnten nun auf der Laufbahn um ihre eigene Länge, also um 18 m verschoben und durch Nachlassen der beim Abheben benutzten Spindeln abgesetzt werden. Ausschalen, Verschieben und Absetzen erforderte kaum eine Stunde Zeit.

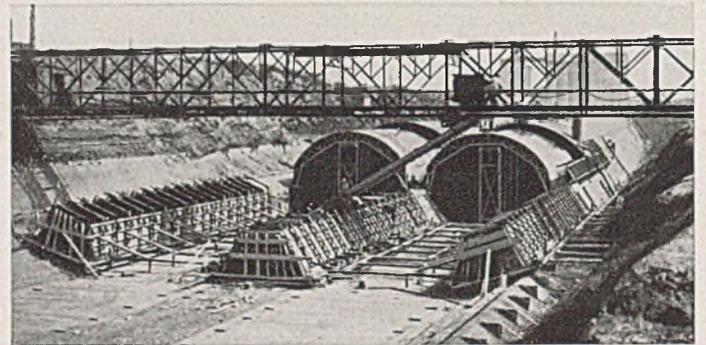


Abb. 3. Gesamtansicht der Baustelle mit den Rüstungen der Widerlager und Pfeiler sowie den (im Dunkeln der Wölbungen kaum sichtbaren) Gewölberüstungen.

Als Schalungsrüstungen für die Gewölbe wurden bogenförmige Binder mit 1 m Abstand, die die eigentlichen Schalungsbleche auf Längspfetten trugen, verwendet; sie ruhten mit Holzkeilen auf Stützknaggen, die beim Herstellen der Pfeiler und Widerlager in diesen gleich eingelassen und zur Sicherung noch gegen die Schwellen der Hauptlaufbahn abgestrebt waren. Die Binder bildeten, statisch betrachtet, Zweigelenkbogen und waren als solche unter Berücksichtigung der wechselnden Belastung während des Betonierens der Gewölbe mit Hilfe von Einflußlinien berechnet. Für jedes Gewölbe wurde eine Rüstkonstruktion aus zwölf Einheiten zu je 3 m Länge, also jeweils 36 m Gesamtlänge gebildet.

Der Beton wurde unmittelbar auf die Schalungsbleche aufgebracht und nur an den Seiten mit ihrer stärkeren Neigung durch hölzerne Außenschalungen, die sich leicht versetzen ließen, eingeschlossen. Fünf Tage nach dem Einbringen des Betons konnte ausgeschalt werden, da der Bogen ja zunächst nur das Eigengewicht zu tragen hatte. Dies Ausschalen ging abschnittsweise entsprechend den 3 m langen Schalungsrüstungseinheiten vor sich, indem jeweils die letzte Einheit vom fertigen Ende unter den anderen elf Einheiten hindurch, die den im Abbinden befindlichen weiteren Gewölbebeton trugen, an die Bauspitze vorgebracht wurde.

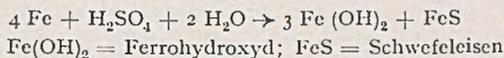
Für dies Versetzen der Rüstungseinheiten wurde eine Vorrichtung verwendet, die aus einem in lotrechtem Sinne verstellbaren 3 m langen und auf Schienen laufenden Verschieberüst bestand. Die verstellbaren Pfosten dieses

Verschiebegerüstes faßten unter die mittleren Knotenpunkte der vier Binder einer Rüstungs-Einheit; dann wurden die Holzkeile an den Kämpferstützpunkten gelöst, so daß der Bogen nur noch auf dem Wagen ruhte. Nach Lösen von Bolzenverbindungen bei „a“ (Abb. 1) wurden die um Gelenke „b“ drehbaren unteren Seitenteile eingeklappelt und mit stählernen Haltestangen am Verschiebegerüst eingehängt. Nach dem dann folgenden Absetzen konnte die 3 m lange Rüstungs-Einheit unter den anderen, stehenbleibenden Einheiten durchgeföhren werden. Absetzen, Verschieben und Einbringen an der neuen Stelle erforderte meist weniger als eine Stunde Zeit. Auf diese Weise konnten täglich bis zu 9 m Gewölbe fertiggestellt werden.

Die vorbeschriebenen Arbeiten haben sich reibungslos durchführen lassen und die Zweckmäßigkeit dieser Methode erwiesen. Sorgfältige Prüfungen haben beste Übereinstimmung zwischen den vorausgerechneten sowie den tatsächlich auftretenden Kräften und Formänderungen dargetan. Da das Umsetzen für die Pfeiler und Widerlager fast 100mal und für die Gewölbe fast 50mal erfolgte, wurde größte Schnelligkeit und Genauigkeit erzielt, so daß auch das Aussehen des Betons erheblich glatter und sauberer war, als sich bei hölzernen Schalungen und Rüstungen hätte erreichen lassen. (Nach „L'Ossature Metallique“ 5 (1936), S. 223.)
Dr.-Ing. C. J. H o p p e, Dessau.

Über die Korrosion und den Korrosionsschutz von Gußeisen- und Stahlrohren.

Die sogenannte aerobe Korrosion ist nur bei Zutritt von Luftsauerstoff möglich. Als Korrosionsprodukt entsteht eine gelblichbraune Eisenverbindung, der sog. Eisenrost, der Eisen in Form von Ferrisen enthält. Die bei der aeroben Korrosion sich abspielenden Vorgänge sind schon lange der Gegenstand eingehenden Studiums, dagegen sind die bei Abwesenheit von Luftsauerstoff beobachteten anaeroben Korrosionserscheinungen weit weniger bekannt. Diese treten vorwiegend an in Ton- oder Torfböden verlegten Rohrleitungen auf. Die hierbei sich abspielenden elektro-biochemischen Prozesse können durch die Reaktionsformel:



dargestellt werden. Bei abwechselnder Anwesenheit und Abwesenheit von Sauerstoff geht das Schwefeleisen in sauer reagierendes Ferrisulfat über. Hierdurch wird, wenn im Boden kein Übermaß an kohlen-saurem Kalk vorhanden ist, das Eisen in stärkerem Maße angefressen als bei ausschließlich anaerober Korrosion.

Als Ursachen von Korrosionsschäden an Rohrleitungen kommen in Frage: I. Wahl eines für den betr. Zweck ungeeigneten Rohr- oder Rohrschutzmaterials, das (a) den Beanspruchungen beim Verlegen der Leitung nicht gewachsen ist, (b) gegenüber den Angriffen im Boden nicht genügend widerstandsfähig ist. II. Schlechter oder ungenügender Rohrschutz, infolge (c) grundsätzlicher Fehler des Verfahrens oder (d) mangelhafter Ausführung. III. Schäden an der Leitung vor oder während des Verlegens, infolge (e) ungenügender mechanischer Widerstandsfähigkeit des Schutzmaterials gegenüber den normalen oder (f) anormalen Beanspruchungen.

Die Korrosionskommission II der Materialprüfungsanstalt im Haag, Holland, hat nun zwecks Ausarbeitung geeigneter Prüfverfahren eine Anzahl Versuche ausgeführt, die sich allerdings nur auf bituminöse Rohrschutzmittel beschränkten. Die an diese zu stellenden Anforderungen

können in sechs Gruppen eingeteilt werden. In Übereinstimmung mit dieser Einteilung wurden die Versuche durchgeföhrt. Hierbei wurde folgendes festgestellt:

1. Die meisten bituminösen Schutzmittel genügen der Vorschrift, daß die Umhüllung während der verlangten Lebensdauer der Rohrleitung sich nicht verändern bzw. nicht altern darf.

2. Für die Prüfung der Undurchlässigkeit von Schutzschichten kommen verschiedene Verfahren in Betracht, die kurz besprochen werden. Die in diesem Zusammenhang durchgeföhrt Versuche zeigen, daß nur Schutzschichten von wenigstens 0,35 mm Stärke als genügend undurchlässig anzusehen sind.

3. Eine gute Haftung der Schutzhaut kann erreicht werden sowohl bei Verwendung von Kohlenteerpechen, als auch Asphaltbitumen. Es empfiehlt sich vor dem Aufbringen der Schutzschicht die Walzhaut zu entfernen. Sehr wichtig ist die Wahl eines geeigneten Grundanstriches.

4. Von dem Material der Schutzschicht muß gefordert werden, daß es unter dem Einfluß von direkter Sonnenbestrahlung weder fließt, noch sich infolge des eigenen Gewichts sonst irgendwie deformiert. Es werden zwei verschiedene Methoden beschrieben, um diese Eigenschaft festzustellen.

5. Bei der Untersuchung des Widerstandes gegen Bodendruck konnte festgestellt werden, daß Bitumen ohne Füllstoffe nur geringen Widerstand zu leisten vermag.

6. Soweit Bitumen in Frage kommt, ist der Widerstand gegen Zug und Stoß in der Hauptsache von der Sprödigkeit des Materials abhängig. Zur Prüfung dünner Schichten ohne Füllstoffe eignet sich das Verfahren von Fraaß; für dickere Schichten mit Füllstoffen ist eine Art Schlagprobe ausgearbeitet worden.

Die Untersuchungen zeigten ferner, daß geblasene Asphaltbitumen den Kohlenteerpechen vorzuziehen ist. Es wird zwar behauptet, daß diese bestimmte Vorteile, wie eine niedrigere Verarbeitungstemperatur, bessere Haftung am Metall und eine geringere Neigung zur Aufnahme von Feuchtigkeit haben, aber bei näherer Untersuchung zeigt es sich, daß, wenigstens in Bezug auf die beiden letztgenannten Eigenschaften, Kohlenteerpech keine besonderen Vorteile gegenüber gutem Asphaltbitumen besitzt.

Die Füllstoffe können die Wasseraufnahmefähigkeit der Schutzschicht ganz wesentlich erhöhen. Bei der Auswahl des Materials ist hierauf besonders zu achten. Eine Zugabe von 30% Asbeststaub, Schieferstaub oder Zement erhöht das Wasseraufsaugvermögen nur wenig, dagegen ergeben sich sofort doppelt so hohe Werte, wenn 30% Kalk oder Ton zugegeben werden. Noch höhere Werte erhält man bei der Zugabe von Gips oder Kieselgur. Ungeeignet sind ferner Stoffe die zu Nesterbildung neigen, weil dadurch leicht eine Schwächung der Bitumenschicht eintreten kann.

Ein billiger und doch recht wirksamer Schutz der Rohrraut vor Beschädigungen vor und während des Verlegens ist mit Bitumen getränktes Papier. Bei Verwendung von Geweben ist darauf zu achten, daß die eigentliche Bitumenschutzschicht auf dem Rohr schon genügend erhärtet ist, da sonst die Gefahr besteht, daß das Gewebe durch diese Schicht gedrückt wird. Bei Zutritt von Luftsauerstoff sind gußeiserne Rohre widerstandsfähiger als Stahlrohre. Dünnere Schutzanstriche als 0,4 mm sollten nicht angewandt werden. Bis zu einer Stärke von 3 mm ist die Wirksamkeit der Schutzhaut nicht einfach proportional der Stärke, sondern wächst schneller. Im allgemeinen empfiehlt es sich, die Schutzhaut bereits im Werk auf die Rohre aufzubringen. (Nach einem Bericht von C. A. K. von Wolzogen Kühr und J. Ph. Pfeiffer für die Weltkraftkonferenz 1936.)
Dr. H. R o h d e, Essen.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Erste Internationale Konferenz für Bodenmechanik und Gründungen.

Das in diesem Jahre zu feiernde 300jährige Bestehen der Harvard Universität in Cambridge (Mass.), U.S.A., der eine höhere Ingenieurschule angegliedert ist, bot günstigen Anlaß zur Einberufung einer Konferenz. Die Einberufer waren außer den offiziellen Vertretern der Universität Prof. Dr. K. von Terzaghi, der in diesem Sommersemester an der Harvard Gastvorlesungen hält, als Präsident und Prof. Dr. Arthur Casagrande von der Bauingenieurabteilung der Harvard als Schriftführer. Da eine internationale Vereinigung für dieses Gebiet noch nicht besteht, sind wir diesen Herren für ihre Initiative zu Dank verpflichtet und hoffen, daß nachträglich auch die Vereinigung zustandekommt.

Den Zweck der Konferenz braucht man dem Eingeweihten kaum zu erläutern. Dennoch machte das Einladungsschreiben darauf aufmerksam, daß

a) Ingenieure auf der Baustelle die Bedeutung neuerer Ergebnisse der Bodenmechanik wohl schätzen und — wenn sie mit den Versuchsmethoden vertraut sind — sich auch zu helfen suchen;

b) dadurch oft eine unnötige Wiederholung kostspieliger und grundlegender Versuche erfolgt, wie wir dies hier bei uns auch oft beobachtet haben;

c) andererseits manchmal an einer besonderen Stelle Ergebnisse erhältlich sind, die man anderswo nicht oder nur schwierig erlangen kann;

d) die Ergebnisse solcher Versuche sehr oft in Vergessenheit ge-

raten, wenn sie ihren dringendsten Zweck erfüllt haben (das gilt in besonderem Maße für Bohrungen, die sehr oft an derselben Stelle wiederholt werden müssen);

e) manchmal auch vorliegende Ergebnisse noch nicht zur Veröffentlichung reif sind, jedoch bei Mitteilung an Fachgenossen eine wertvolle Anregung bedeuten, die in der Hauptsache nur durch persönliche Führungnahme zustandekommt;

f) bis jetzt wertvolle Veröffentlichungen sehr oft verzögert werden entweder durch das Fehlen geeigneter Zeitschriften oder durch einen gewissen Mangel an Entschlußkraft oder durch Arbeitsüberlastung.

Alle diese Gründe gelten mehr oder weniger für die meisten Länder, so daß eine Teilnahme aus allen Teilen der Welt von vornherein wahrscheinlich war.

Die Vorbereitung war, wie auch in den Schlußansprachen unumwunden anerkannt wurde, ausgezeichnet. Der Organisationsausschuß hatte monatelang vorgearbeitet und u. a. drei Bände von „Proceedings“ im Umfange von etwa 1000 Druckseiten herausgebracht, deren 1. Band die Mitglieder noch vor der Konferenz erreichte, während der zweite bei Beginn verteilt wurde und der dritte nach Abschluß zugesandt werden soll. Die Zahl der eingesandten Aufsätze betrug etwa 160. Hierzu werden noch die sehr ausführlichen und lehrreichen Niederschriften der Aussprachen kommen. Der Ort der Tagung war in der Hauptsache die Harvard Universität, an der in Pierce Hall ein geeigneter Vortragssaal zur Verfügung stand. Besonders günstig war, daß auch die Unterbringung der Teilnehmer in den Dormitories (Studentenwoh-

nungen) der Harvard erfolgen konnte. Die Aussprachen wurden sehr vereinfacht dadurch, daß nur Englisch als Verhandlungssprache galt. Dies bedeutete allerdings für die wenigen Teilnehmer, die diese Sprache nicht beherrschten, eine gewisse Behinderung.

Über den Verlauf der Veranstaltungen wäre in aller Kürze folgendes zu sagen:

Bald nach der Ankunft der ausländischen Teilnehmer war am 19. Juni in New York ein Empfang durch die „American Society of Civil Engineers“ im 65. Stockwerk des Mittelbaues von Rockefeller Center.

Am folgenden Tage führte ein Autobusausflug über den Bronx River Parkway durch landschaftlich schöne Anlagen am Ostufer des Hudson zu den großen Staubecken der New Yorker Wasserversorgung und schließlich zur Kadettenanstalt West Point. Der Hudson wurde auf der großen Bear Mountain Bridge gekreuzt und nach dem Rückweg am Westufer des Hudson konnte die neue George Washington Bridge, eine Hängebrücke mit 1200 m weit gespannter Mittelöffnung, besichtigt werden. Am 21. Juni besuchte ein Teil der Teilnehmer den Flughafen, einige der Brücken über den East River und den Holland-Tunnel. Noch am Nachmittag dieses Tages brachte uns ein luftgekühlter Zug längs der Meeresküste nach Boston zur Harvard Universität mit ihren parkartigen Anlagen.

Der Kongreß. Am 22. Juni gab nach der offiziellen Eröffnung der Konferenz durch den Präsidenten der Harvard Prof. Dr. K. von Terzaghi eine kurze Übersicht über die Ergebnisse auf dem Gebiet der Baugrundforschung im Verlauf der vergangenen Jahrzehnte und die Notwendigkeit, unsere Erfahrungen durch fortgesetzte Beobachtung zu bereichern. Er hob vor allem hervor, daß eine einheitliche Beschreibung des Bodens zustandekommen und daß man sich über die anzuwendenden



Abb. 1.

Fachansdrücke einigen müsse, daß dauernde Beobachtungen zur Stützung der Theorien notwendig sind und daß die Ursachen und der Sitz der Setzungen festgestellt werden müssen. Die Vorträge und Aussprachen behandelten alle Gebiete der Baugrundforschung und des Verhaltens von Gründungen. Zu diesem Zweck waren die Einsendungen in 15 Gruppen geteilt:

1. Baugrundlaboratorien und Versuchsgeräte,
2. Entnahme von Bodenproben,
3. Gebietsweise Bodenbeobachtungen,
4. Eigenschaften der Böden,
5. Spannungsverteilung,
6. Setzung von Bauwerken,
7. Standsicherheit von Erdbauten und natürlichen Hängen,
8. Tragfähigkeit von Pfählen,
9. Probebelastungen von Pfählen,
10. Erddruck auf Stützmauern,
11. Grundwasserbewegung,
12. Frostwirkungen in Böden,
13. Verfestigung und Verdichtung von Böden,
14. Entwurf und Ausführung von Gründungen,
15. Verschiedenes.

Von deutscher Seite wurden folgende Vorträge gehalten:

Prof. Dr. Agatz über „Erfahrungen im Bau der Hafenanlage in Bremen und Bremerhaven“. Prof. Kögler eröffnete die Diskussion über den Punkt „Druckverteilung in Böden“ und Dr. Loos sprach über „Vergleichende Beobachtungen der Wirkung verschiedener Verfahren zur Verdichtung nichtbindiger Böden“.

Eine große Anzahl von Lichtbildern, auch einige laufende Filme von Baustellen, vervollständigten die Vorträge. Auf eine Inhaltsangabe muß leider zur Zeit verzichtet werden. Vielleicht lassen sich später einmal einzelne besonders wertvolle Themen herausgreifen.

Die Abende wurden verwendet auf Besichtigungen der Erdbaulaboratorien am „Massachusetts Institute of Technology“ (Prof. Gilboy), Harvard Engineering School“ (Prof. Dr. Arthur Casagrande). Auch das

Museum der Harvard mit sehr guten geologischen Sammlungen und den berühmten Glasblumen wurde besucht.

Am letzten Tage der eigentlichen Vorträge wurde eine Aussprache eingeleitet über die Möglichkeit einer Fortsetzung ähnlicher Konferenzen und die Gründung einer internationalen Vereinigung, die die Vorbereitung und die Durchführung in die Hand nimmt. Nach kurzer, überwiegend



Abb. 2.

gend zustimmender Aussprache wurde folgende EntschlieÙung fast einstimmig angenommen:

„Um die internationale Konferenz für Bodenmechanik und Gründungen als ständige Organisation weiter bestehen zu lassen, sei die folgende Resolution vorgeschlagen:

a) Dr. K. von Terzaghi bekleidet weiter das Amt des Präsidenten der ständigen Organisation.

b) Dr. Arthur Casagrande bekleidet weiter das Amt des Schriftführers und auch den Posten des Vizepräsidenten.

c) Alle diejenigen, die Mitglieder der gegenwärtigen Konferenz sind, werden ermächtigt, auch der ständigen Organisation beizutreten. Zusätzliche Mitglieder werden unter Bedingungen zugelassen, die vom internationalen Ausschuß herausgegeben werden.

d) Der Präsident unternimmt Schritte zur Bildung eines internationalen Ausschusses. Solch ein Ausschuß würde durch nationale Ausschüsse — wo solche bestehen — gewählt werden, und wo solche Ausschüsse nicht bestehen, würde der Präsident provisorische Mitglieder ernennen, die ihrerseits Schritte in ihren eigenen Ländern zur Organisation lokaler nationaler Ausschüsse ergreifen würden in Zusammenarbeit mit bestehenden Gesellschaften oder Organisationen oder dem Präsidenten, welche Schritte zur Beschleunigung der Bildung von solchen nationalen Ausschüssen vorgeschlagen werden.

e) Der Präsident ernennt einen geschäftsführenden Ausschuß — dem der Präsident und der Schriftführer als Mitglieder angehören —, der insgesamt aus 5 Mitgliedern besteht und dessen Sitz zur Zeit in Boston (Cam-



Abb. 3.

bridge), Mass. oder New York, N.Y., sein soll. Der geschäftsführende Ausschuß soll für die Fortführung der Tätigkeit der Konferenz verantwortlich sein, bis eine Satzung angenommen ist oder die Konferenz auf andere Weise verfügt.

f) Die zweite Zusammenkunft der internationalen Konferenz für Bodenmechanik und Gründungen soll zu einer Zeit und an einem Ort stattfinden, die durch den Präsidenten unter Beratung durch den internationalen Ausschuß gewählt werden.

g) Jedes Mitglied zahlt jährliche Beiträge, die durch den internationalen Ausschuß festgesetzt werden. Für die Mitgliedschaft von Kör-

perschaften an der Konferenz werden besondere Sätze durch den internationalen Ausschuß festgesetzt."

Am nächsten Tag schloß sich noch eine Exkursion zu dem Quabbin Reservoir Dam, der Wasserversorgung von Boston, an, einer Großbaustelle, auf der der Damm in der Hauptsache aufgespült wird (Abb. 1 u. 2) und der Einsatz von Großgeräten in besonders deutlicher Weise zur Geltung kam. Abends bei der Rückfahrt wurden noch andere Werke der Bostoner Wasserversorgung (Einlaß- und Verteilungsschleusen) besichtigt und schließlich fand die Tagung am 27. Juni in der Henry Ford gehörigen „Wayside Inn“, einem 300 Jahre alten Farmerhause, unter ausgezeichneten Ansprüchen ihr Ende. Vor allem der Schriftleiter von „Engineering News Record“, F. E. Schmitt, der in seiner Zeitschrift (2. 7. 36) die Konferenz als einen Markstein in der Ingenieurgeschichte bezeichnet, und der Vorsitzende der Konferenz, Prof. v. Terzaghi, faßten die Ergebnisse der Veranstaltung und die Ziele der künftigen großzügig, unter Nennung vieler günstiger sowie schwieriger Faktoren, mit erfrischender Beredsamkeit zusammen. In ihren Dank an Dr. Arthur Casagrande, der die Hauptlast der Vorbereitung und Geschäftsführung getragen hatte, stimmten die Mitglieder herzlich ein.

Die restlichen Tage wurden je nach der Fachrichtung durch die einzelnen Mitglieder zu kleineren Besichtigungen verwandt, wobei den Straßenbauern eine zweitägige Fahrt über die Autostraßen der Departments New Hampshire (Abb. 3) einen Einblick in amerikanischen Straßenbau, Markierung und Unterhaltung bot. Auch einige Großbaustellen in New York, Hochhäuser und große Straßendurchbrüche im Fels unter bereits vorhandenen Straßen und Gebäuden der Weltstadt wurden durch uns besucht. Verfasser hatte noch Gelegenheit, Washington und das „Bureau of Public Roads“ mit seiner Versuchsstation in Arlington und einige Highways in der Umgebung zu besichtigen.

Über die für uns lehrreichen Aufschlüsse der Besichtigungen wird gelegentlich berichtet werden. Heute sei nur der Gesamteindruck dieser Konferenz zusammengefaßt:

Gewiß, es stand noch keine große internationale Vereinigung Pate bei dieser Zusammenkunft. Aber gerade deshalb mögen die Einberufer, der Ausschuß der Harvard Universität, in dem Prof. Terzaghi und Prof. Arthur Casagrande wohl den größten Arbeitsanteil hatten, mit dem Ergebnis vollauf zufrieden sein. Auch der Rahmen, die gut vorbereiteten Besichtigungen um New York, Boston und New Hampshire machten das Ganze zu einer konzentrierten Studienmöglichkeit für jeden, der mit Erdbauten, Gründungen und Baugrundforschung zu tun hat. Gegenüber den großen internationalen Kongressen bot die Teilnehmerzahl von mehr als 200 aus etwa 20 Ländern die Möglichkeit persönlicher Fühlungnahme, die doch eigentlich der Hauptnutzen solcher Zusammenkünfte ist. Besonders hervorheben möchte ich die hilfsbereite, ja geradezu herzliche Haltung der amerikanischen Fachgenossen, die eine Freude daran zu haben schienen, uns möglichst viel von ihren Bauten und Arbeiten zu zeigen.

Wir waren uns wohl alle einig in dem Wunsch, daß Konferenzen über Bodenmechanik und Gründungen jährlich fortgesetzt werden und daß mit den vorhandenen Vereinigungen in allen Ländern eine ersprießliche Regelung über Einrichtung von Ländergruppen zustandekommt. Es steht dann zu erwarten, daß auf einer nächsten Tagung die Mitglieder schon sehr viel mehr aufeinander eingespielt sind und in den Beiträgen all das wegbleibt, was überholt ist und anderswo in fortgeschrittener Weise geboten wird.

Dr. L o o s, Berlin.

Sichere Luftschutzräume durch Normung.

Einheitliche Richtlinien für die Gestaltung von Raumabschlüssen. Die Einsicht in die Notwendigkeit eines wirkungsvollen Schutzes gegen Angriffe aus der Luft ist heute dank der Aufklärung, wie sie von Behörden und Reichsluftschutzbund betrieben wird, Allgemeingut unserer Bevölkerung. Der Bau von Schutzräumen, mit dem bereits teilweise begonnen wurde, dürfte bald solche Ausmaße annehmen, daß namentlich in den Städten kein Hausblock ohne diese bergende, bomben-, feuer- und gassichere Zufluchtsstätte sein wird. Bietet nun auch der Schutz gegen Spreng- und Brandbomben keine besonderen technischen Schwierigkeiten, so erfordert indessen der Abschluß gegen chemische Kampfstoffe eine große Erfahrung, die wohl nur in Ausnahmefällen bei Hausbesitzern und Hausluftschutz vorausgesetzt werden kann.

Um dem Einbau von ungeeigneten Raumabschlüssen (Türen, Fensterblenden, Abschlüssen für Aufsteigluken, Schornsteinöffnungen usw.) vorzubeugen und den Herstellern feste Richtlinien zu geben, erschien es deshalb ratsam, die Mindestanforderungen und die wichtigsten Eigenschaften sowie die entsprechenden Prüfbedingungen für die Bauteile einheitlich festzulegen, zumal ihr Vertrieb gemäß § 8 des Luftschutz-

gesetzes vom 26. Juni 1935 der Genehmigung unterliegt. Im Rahmen des Deutschen Normenausschusses, der zusammenfassenden Stelle für alle Vereinheitlichungsarbeiten in Deutschland, ist infolgedessen in gemeinsamen Beratungen zwischen Vertretern des Reichsluftfahrtministeriums, der staatlichen Stellen für Gasschutz, den Materialprüfungsämtern und der Industrie die Norm — DIN-Vornorm 4104 Blatt 1, Raumabschlüsse für Schutzräume, Güte und Prüfvorschriften; DIN-Vornorm 4104 Blatt 2, Raumabschlüsse für Schutzräume, Grundsätze für die bauliche Durchbildung aufgestellt worden.

Enthält das erste Blatt die Anforderungen, die an Nebelabdichtung, Schlag- und Verwindungsfestigkeit, leichte Auswechselbarkeit usw. gestellt werden müssen, so gibt Blatt 2 wichtige Fingerzeige für die konstruktive Gestaltung. Es wird darin zwischen Raumabschlüssen aus Stahl und aus Holz unterschieden, aber auch die Verwendung anderer Werkstoffe freigestellt, da die technische Entwicklung dieser Bauteile nicht gehemmt werden soll.

Die betreffenden Normblätter, die vom Reichsluftfahrtministerium anerkannt sind, können von der Vertriebsstelle des Deutschen Normenausschusses, dem Beuth-Verlag, Berlin SW 19, zum Stückpreise von RM 1,— bezogen werden.

Kampf um 1 1/2 Milliarden, Kampf dem Verderb, Kampf gegen Sachwertverluste.

Die große Schadenverhütungsaktion ist nicht auf einen kurzen Zeitraum begrenzt. Die Dinge beim Namen zu nennen und bis ins einzelne zu zeigen, wie Verderb und Schaden verhütet werden können, die Verfahren und Mittel zur Verlustbekämpfung bekannt zu machen, hierzu dient die große Kölner Ausstellung „Kampf um 1 1/2 Milliarden“ vom 23. bis 31. Oktober 1936.

Das Programm der Ausstellung umfaßt zwei Abteilungen: 1. Kampf gegen Verderb in der Landwirtschaft und Hauswirtschaft, 2. Kampf gegen Sachwertverluste in Industrie, Gewerbe und öffentlichen Betrieben. Die gewerblichen Aussteller zeigen außer den neuen Verfahren, Verluste zu vermeiden auch Mittel zur Vereinfachung der Erzeugungs- und Vertriebsorganisation, die Möglichkeiten an Stelle einer Reihe ausländischer Rohstoffe gleichwertige neue deutsche Werkstoffe zu verwenden und vor allem Einrichtungen, um Materialien zu sparen und Abfälle nutzbar zu machen.

Um Erfahrungen auf dem Gebiet der Haushaltsführung zu nennen, sei als Beispiel für den Bedarf von Kleinhaushaltungen die Nachfrage nach Kochkisten aufgeführt, die zugleich als Kleinkühler verwendbar sind, nach Kühlhauben mit Rieselstrahl, nach neuen Drahtgeweblocken mottensicheren Behältern und nach guten chemischen Mitteln zur erfolgreicheren Mottenbekämpfung und nach Feuchtigkeitsventilatoren. Wie die modern geführte Hauswirtschaft, selbst wenn ihr nur bescheidene Mittel zur Verfügung stehen, heute andere, umfangreichere Anforderungen stellt, so vor allem auch der Handel. Auf sämtliche Gebiete nahezu erstrecken sich diese Bestrebungen, Landwirtschaft, das Transportgewerbe und der Handel, sogar der große und kleine Haushalt wird davon stark berührt. Aus dem Gebiet des Kampfes gegen Sachwertverluste werden vor allem der Kampf gegen Korrosion durch Oberflächenschutz, Legierungen usw. sowie die Rückgewinnung von Ölen und Fetten behandelt, ferner die Sammlung von bisher achtlos weggeworfenen Hilfsmaterialien und die Ersparnisse von Roh- und Hilfsstoffen, die durch zeitliche Bearbeitungsverfahren und moderne Werkzeugmaschinen zu erzielen sind.

Durchschnittlich gehen in Deutschland 10% der leicht verderblichen Lebensmittel verloren. Allein dieser Verlust beläuft sich jährlich auf über 1,5 Milliarden RM. Beizmittel, Saatreinigungsanlagen, Obstsortiermaschinen, Milchabfüllapparate, Strohzerkleinerer, neue Knüpfvorrichtungen u. a. m. werden gezeigt, um einen kleinen Teil der Ausstellung zu nennen. Da sich in der Ausstellung „Kampf um 1 1/2 Milliarden“ die Behandlung dieser Fragen an die Hauswirtschaft, an das Gaststätten- und Beherbergungsgewerbe, an den Handel und die Landwirtschaft wendet, ist ihr der Zuspruch aller an dem Kampf gegen Verderb beteiligten Wirtschaftskreise gesichert. — Die Schadenverhütungsaktion wird somit nicht nur aufklärend und erzieherisch wirken, sondern auch die Leistungsfähigkeit der deutschen Industrie herausstellen, in dem sie der breiten Öffentlichkeit die Verfahren und Mittel zur Frischhaltung und zur Bekämpfung von Sachwertverlusten vorführt und ferner die Fachkreise anregt, die erzielte Steigerung der technischen Leistungen nutzbringend anzuwenden.

BUCHBESPRECHUNGEN.

We i e, Carl: Kultur und Technik. Ein Beitrag zur Philosophie der Technik. Leipzig: Helingsche Verlagsanstalt 1935. 137 S. 8°. Preis RM 4,80

Das Buch wirft eine Fülle von Lichtern, zuweilen überraschender, fast immer treffender Lichter, auf sichtbare und auf hintergründige Verflechtungen von Kultur und Technik. Sein Verfasser kennt die Technik, und seine Aussagen über sie sind Spiegelbilder einer Wirklichkeit und

nicht etwa Meinungen eines Unberufenen. Gedanken über die technische Arbeit des Menschen, dessen seiner selbst bewußter Wille sich Werkzeuge und Verfahren ersinnt, um die „rohen“ Stoffe und Kräfte der Natur zu seinem Nutzen umzuwandeln, werden wohl stets von einem bestimmten metaphysischen Standpunkt ausgehen. Der Ausgangspunkt des Verfassers ist die Willensmetaphysik Schopenhauers, was der Verständlichkeit seiner Darstellung und der Buntheit der Lichter nicht abträglich

ist. Daß Schopenhauers Metaphysik uns heute etwas veraltet vorkommt, braucht den Leser nicht unbedingt zu stören. Wer möchte ein Buch loben, das uns nicht auch den Reiz zum Widerspruch vermittelt!

G a s t.

Dieckmann, Dietrich: Kleine Baustoffkunde. Mit 26 Abbildungen und 2 Bunttafeln. Verlag Friedr. Vieweg und Sohn, Braunschweig. 1936. 279 Seiten. 8°. Preis geh. RM 6,50; geb. RM 8,—.

Der Verfasser hat sich die Aufgabe gestellt, in möglichst gedrängter, aber gut verständlicher Fassung den „Leuten vom Bau“ das für sie Wesentliche über die Baustoffe mitzuteilen. Es sollte ein Buch für die Baupraxis werden, dagegen keine Anweisung für Baustoffhersteller oder für Baustoffprüfingenieure. Dieses Ziel ist erreicht. Alle für das Bauwesen wichtigen Stoffe: die Eisen- und Nichtisenmetalle, künstliche und natürliche Steine, Holz, Linoleum, Glas, Kitte, Anstrichmittel, Teer, Asphalt und manches andere werden behandelt. Ihre Gewinnung, Herstellung und Verwendung, sowie die physikalischen und chemischen Eigenschaften werden hinreichend erschöpfend erörtert. Ein ausführliches Inhalts- und Sachverzeichnis erleichtern das Auffinden eines bestimmten Stoffes. Druck und Ausstattung sind vorzüglich.

So wird das Buch seinen Zweck, den Bauenden und den Studierenden des Bauwesens zu helfen, erfüllen und kann diesem Leserkreis aufs wärmste empfohlen werden.

G a e d e, Hannover.

Österreichische Holzgroßbauten. Herausgegeben vom Österr. Holzwirtschaftsrat. Mit 93 Textabb. Wien 1936. 47 S. 19 × 23,5 cm; Preis geh. RM 1,70.

Die kleine Schrift soll für den Ingenieur-Holzbau werben. Sie gibt in zahlreichen guten Aufnahmen und Abbildungen von Konstruktionszeichnungen einen schönen Einblick in den österreichischen Holzbau des letzten Jahrzehnts und unterrichtet über dessen Anwendung für Fabrikbauten aller Art, Festhallen, Sport-Tribünen u. dgl. Den verbindenden Text schrieb F. Schaffer, Linz a. d. Donau. Das Heft wird auch bei uns für Ingenieure bzw. Architekten und Bauherren von Interesse sein und ist geeignet, dem Holzbau neue Freunde zu gewinnen.

Prof. H. Simons, Hannover.

Striepling, Alfred: Elemente des Stahlbaues. Grundlagen für das Berechnen und Entwerfen von Stahlbauwerken unter Berücksichtigung der „Normen für Stahlbau“; mit 127 Textabb., 3 Tafeln und 22 Berechnungsbeispielen. 2. neubearbeitete Auflage von C. Bülzting. W. Ernst & Sohn, Berlin 1936. VIII/88 S. 12 × 19 cm. Preis geh. RM 3,20.

Das Büchlein ist in erster Linie für den Anfänger bestimmt und für den Unterricht an technischen Lehranstalten gedacht. Die für den Stahlbau gültigen Normen sind weitgehendst erläutert. Da auch die zeichnerische Darstellung und Berechnung einfacher Nietverbindungen ausführlich erläutert wird, ist das Heft wohl geeignet, Anfänger in diese Dinge einzuführen. Hinsichtlich der Verbindungsmittel hat sich der Verfasser allerdings als besonders konservativ gezeigt, als er sich für die ausschließliche Behandlung der Nietverbindungen entschied und dies damit begründete, daß „die Entwicklung des Schweißens von Stahlbauten noch nicht als abgeschlossen angesehen werden kann“.

F. Schleicher, Hannover.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 34 vom 20. August 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 9/30. D 69 094. Robert Dütsch, Gelsenkirchen. Z-förmiger Kappschuh. 5. XI. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 11. L 87 451. Carl Löbl, Gauting bei München. Schienenbefestigung mit Führung des Schienenfußes zwischen Rippen. 24. VIII. 32.
- Kl. 19 c, Gr. 8/20. M 126 560. Georg Hermann Müller, Berlin-Tempelhof. Fahrbare Vorrichtung zum Verdichten, Einebnen und Glätten von Beton od. dgl. für Straßendecken. 17. II. 34.
- Kl. 19 c, Gr. 9/20. W 115 30. Kaspar Winkler, Lugano-Croicifisso, Schweiz; Vertr.: Dr. F. Warschauer, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Straßenfertiger; Zus. z. Pat. 616 431. 19. V. 30.
- Kl. 19 c, Gr. 11/01. T 45 151. Friedrich Tismer, Berlin. Vorrichtung zum Herstellen und Verlegen von Pflasterkörpern auf der Baustelle; Zus. z. Pat. 619 513. 2. IV. 35.
- Kl. 19 c, Gr. 11/40. M 123 935. Eugen May, Munster a. Neckar. Fahrbare Vorrichtung zum Aufräumen von Teer- und Asphaltstraßendecken. 24. V. 33.
- Kl. 19 d, Gr. 3. D 70 400. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Spaltabdeckung für Brücken und ähnliche Bauwerke. 24. V. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 18. W 98 481. Fa. Karl Weinitzschke G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg. Schrankenleuchte. 4. IV. 36.
- Kl. 20 i, Gr. 30. V 31 938. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zum Betätigen von Schalteinrichtungen; Zus. z. Pat. 532 543. 20. VI. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 38. O 22 299. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Selbsttätiger Streckenblock; Zus. z. Pat. 597 959. 7. III. 36.
- Kl. 37 a, Gr. 7/01. M 131 701. Dr. Erwin Meyer, Berlin. Schallsichere Wand. 27. VII. 35.
- Kl. 67 a, Gr. 31/10. F 76 326. Cyril A. Fox, Pittsburgh, V. St. A.; Vertr.: Pat.-Anwälte Dipl.-Ing. J. Fritze, Hamburg u. Dipl.-Ing. C. Stoepel, Berlin. Vorrichtung zum Schleifen von Fahrschienen mit Hilfe einer am Umfang wirkenden Schleifscheibe. 4. X. 33. V. St. Amerika 4. X. 32.
- Kl. 81 c, Gr. 127. L 76 770. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Abraumgewinnungs- und Förderanlage für Braunkohlentagebaue. 18. XI. 29.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 35 vom 27. August 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 a, Gr. 12/10. M 130 315. Dipl.-Ing. Friedrich L. Müller, Wien; Vertr.: E. Meißner, Dipl.-Ing. W. Meißner u. Dipl.-Ing. H. Tischer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren und Vorrichtung zum selbsttätigen Senken und Anheben drehend arbeitender Tiefbohrwerkzeuge. 4. III. 35. Österreich 6. III. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 9/01. H 137 746. Hugo Herzbruch, Essen-Bredeneyschacht- und Streckenausbau; Zus. z. Pat. 473 777. 13. X. 33.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. D 70 728. Dingler'sche Maschinenfabrik A.-G., Zweibrücken, Rhpf. Löseschuh für Wanderpfeiler. 15. VII. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. D 71 810. Dingler'sche Maschinenfabrik A.-G., Zweibrücken, Rhpf. Löseschuh für Wanderpfeiler; Zus. z. Ann. D 70 728. 31. XII. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. H 142 770. Wilhelm Hinselmann, Essen-Bredeneys, u. Karl Tiefenthal, Velbert, Rhld. Grubenstempeluntersatz. 15. II. 35.
- Kl. 19 c, Gr. 8/10. Sch 103 169. W. & J. Scheid, Maschinenfabrik, Limburg, Lahn. Straßenwalze, deren Lenkwalze aus zwei mit Abstand nebeneinander angeordneten Trommeln besteht. 15. I. 34.
- Kl. 19 e, Gr. 1. H 141 471. Otto von Haselberg, Köln a. Rh. Gerät zum Verdichten von Schüttmasse, insbesondere von Boden. 11. X. 34.
- Kl. 20 k, Gr. 9/02. A 71 069. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Kettenfahrlleitung mit nachspannbarem Tragseil. 2. VIII. 33.
- Kl. 37 a, Gr. 7/01. T 43 846. Karl Tribuszer, Budapest; Vertr.: Dr. H. Joseph, Pat.-Anw., Berlin W 50. Schalldichte Decken oder Wände aus Formsteinen. 16. IV. 34. Ungarn 3. III. 34.
- Kl. 72 g, Gr. 2/05. D 66 743. Deutsche Dachstoff- und Imprägnierwerke G. m. b. H., Zernsdorf, Mark. Farbige, imprägnierte, teerfreie Dachpappe mit einer in den bekannten Tarnfarben gemusterten Oberfläche zum Schutz des eingedeckten Gebäudes gegen Fliegerricht. 6. X. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 1/05. C 50 448. Dr. Julius Michael Curschellas, Illanz, Graubünden, Schweiz; Vertr.: Dr. F. Warschauer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Verfahren zur Verbesserung der Eigenschaften hydraulischer Bindemittel; Zus. z. Ann. W 89 063. 24. IV. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 3/19. K 139 800. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges. Magdeburg-Buckau. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von hochwertigem Zement. 31. X. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 21/05. Sch 107 160. Hugo Schwartzkopff, Berlin-Friedenau. Verwendung eines Betons mit Hartbrandkörpern aus Ton oder Lehm als Zuschlag neben anderen harten Zuschlägen. 24. V. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 23/04. T 44 126. Dr.-Ing. Carl Thönnessen, Köln-Braunsfeld, u. Mathias Luxem, Aachen. Verfahren zur Herstellung von säurefesten und temperaturwechselbeständigen Belagsteinen aus Basalt. 4. VII. 34.
- Kl. 84 a, Gr. 3/01. M 126 883. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Wehr mit einem beweglichen Wehraufsatz. 17. III. 34.
- Kl. 84 a, Gr. 3/10. M 128 686. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Wehranlage mit einer an der Wehrsohle angelegten Wehrklappe. 27. IX. 34.
- Kl. 84 a, Gr. 4/02. M 129 792. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Verschluss für Spül- und Abflutkanäle von Talsperren und ähnlichen Wasserbecken. 18. I. 35.
- Kl. 84 a, Gr. 5/01. G 86 539. Franz Goltz, Leipzig. Wellenbrecher. 4. X. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 2. I 53 308. Ilseder Hütte, Peine, Hann. Zweiwandige eiserne Spundwand. 30. IX. 35.